

Guía para la Evaluación del Impacto Ambiental de
Construcciones Parte IV

Tomo I

Comparativa de propiedades físico-mecánicas de materiales
en la construcción de una vivienda típica utilizando diversos
sistemas constructivos

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil



Megaproyecto

Guía para la Evaluación del Impacto Ambiental de Construcciones
Parte IV

Tomo I

Comparativa de propiedades físico-mecánicas de materiales en la
construcción de una vivienda típica utilizando diversos sistemas
constructivos

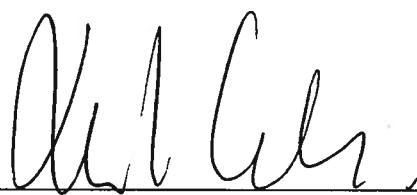
Trabajo de graduación presentado por Juan José Brolo Anchisi, Mario Stuardo
Campos Acevedo, Daniel Esteban Hernández González, Bryan Joseph
McGauran Ros, Cristian Rodrigo Mosquera Morales, Hugo Leonel Pivaral
Vivar para optar al grado académico de Licenciados en Ingeniería Civil

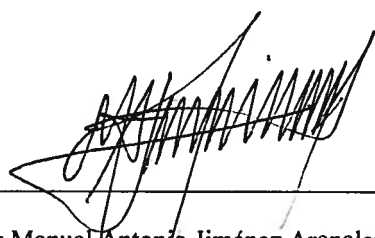
Guatemala
2013

Vo. Bo. :

(f) 
Arq. Juan Pablo Blas Arias
Asesor

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. MBA. Roberto Godo Levensen
Director de Departamento

(f) 
Ing. Manuel Antonio Jiménez Arenales

(f) 
Arq. Juan Pablo Blas Arias
Asesor

Fecha de aprobación: Guatemala 26 de noviembre de 2013.

PREFACIO

Los seres humanos están consumiendo los recursos no renovables del planeta. Actualmente, se está tomando mayor conciencia en cuanto al tema ambiental, por lo que la mayoría de los productos y servicios se están volviendo amigables con el ambiente. La tendencia actual es la de utilizar materiales que produzcan la menor huella de carbono posible.

Esto afecta también a la industria de la construcción, pues se utilizan diversos materiales con diversas huellas de carbono. Actualmente, se busca la manera de crear construcciones que sean más ecológicas con el medio ambiente. Esto se logra utilizando materiales y métodos verdes. Se debe analizar cómo lograr que una construcción contenga materiales de construcción con la menor huella de carbono y dañe menos el planeta, con este objeto, se comparan los distintos materiales constructivos para encontrar cuál de ellos es el de menor impacto de carbono.

En este trabajo, se explorarán los distintos métodos de construcción de viviendas de diferentes materiales, así como sus ventajas y desventajas constructivas. Entre los materiales a analizar se encuentran; bambú, bloque de mampostería, concreto, europanel, ladrillo y madera, para así diseñar y cuantificar una vivienda con el objeto de obtener su huella de carbono y poder hacer una comparación entre todos.

Queremos agradecer a nuestros familiares que de una u otra manera nos han brindado un gran apoyo a lo largo de nuestros estudios, al Arquitecto Juan Pablo Blas y al Ingeniero Roberto Godo quienes nos han asesorado y guiado en el tema de las construcciones verdes y diseño de los distintos materiales para poder concretar este trabajo. Agradecemos además al Ingeniero Manuel Antonio Jiménez por brindarnos su apoyo en los temas de diseño. Finalmente, agradecemos a la Universidad del Valle de Guatemala por todo el apoyo y recursos para finalizar este trabajo.

CONTENIDO.

PREFACIO.....	V
CONTENIDO.....	VI
LISTADO DE TABLAS.....	XVII
LISTADO DE IMÁGENES.....	XXI
RESUMEN	XXVIII
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. JUSTIFICACIÓN.....	2
3. OBJETIVOS.....	3
3.1 OBJETIVO DE PROYECTO.....	3
3.2 OBJETIVO GENERAL.....	3
3.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
4. MARCO TEÓRICO.....	4
4.1 BAMBÚ GUADUA ANGUSTIFOLIA.....	4
3.1.1 Generalidades.....	4
3.1.1.1 Guadua Angustifolia.....	5
3.1.1.2 Importancia económica del bambú.....	5
3.1.2 Origen y distribución.....	6
3.1.3 Botánica.....	7
3.1.4 Taxonomía.....	10
3.1.5 Silvicultura.....	11
3.1.6 Tratamiento.....	14
3.1.6.1 Agentes destructores de origen animal.....	15
3.1.6.2 Agentes destructores de origen biológico.....	15
3.1.6.3 Tratamiento del bambú Guadua.....	16
3.1.6.3.1 Métodos no químicos de protección.....	17
3.1.6.3.2 Métodos de protección utilizando químicos.....	18
3.1.7 Propiedades físicas y mecánicas del material.....	22
3.1.8 Criterios utilizados.....	25
3.1.9 Sistema constructivo.....	25
3.1.9.1 Antecedentes.....	26
3.1.10 Proceso constructivo.....	26
3.1.10.1 Cimentación.....	26
3.1.10.2 Losa.....	28
3.1.10.3 Instalaciones.....	29
3.1.10.4 Muros.....	29
3.1.10.5 Diafragmas.....	33
3.1.10.6 Entrepiso.....	34
3.1.10.7 Columnas.....	38
3.1.10.8 Cubiertas.....	40
3.1.10.9 Uniones.....	41
3.1.10.9.1 Uniones clavadas.....	41
3.1.10.9.2 Uniones pernadas.....	41
3.1.10.9.3 Uniones zunchadas.....	44

3.1.10.9.4	Uniones estructurales.	44
3.1.10.10	Unión entre muros.	48
3.1.10.10.1	Muros en el mismo plano.	48
3.1.10.10.2	Muros en planos perpendiculares.	49
3.1.10.10.3	Tipos de cortes para uniones.	51
3.1.11	<i>Diseño sísmo resistente.</i>	53
3.1.12	<i>Consideraciones y requisitos para Guadua.</i>	53
3.1.12.1	Requisitos de calidad para Guadua estructural.	53
3.1.12.2	Clasificación visual por defectos.	54
3.1.12.3	Materiales complementarios.	54
3.2	MADERA.	55
3.2.1	<i>Generalidades Pinus Maximinoi.</i>	55
3.2.1.1	Notas taxonómicas.	55
3.2.1.2	Descripción.	55
3.2.1.3	Hábitat y ecología.	56
3.2.2	<i>Anatomía de la madera.</i>	56
3.2.2.1	Estructura macroscópica.	56
3.2.2.2	Madera de Albura y madera de Duramen.	61
3.2.2.3	Anillos de crecimiento.	62
3.2.2.4	Nudos.	64
3.2.2.5	Madera juvenil.	65
3.2.2.6	Madera de reacción.	67
3.2.2.7	Desviación de la fibra.	67
3.2.3	<i>Propiedades físicas de la madera.</i>	68
3.2.3.1	Propiedades direccionales.	68
3.2.3.1.1	Plano tangencial.	69
3.2.3.1.2	Eje radial.	69
3.2.3.1.3	Eje longitudinal.	70
3.2.3.2	Contenido de humedad.	70
3.2.3.3	Madera verde y punto de saturación de la fibra.	73
3.2.3.4	Contenido de humedad en equilibrio.	76
3.2.3.5	Sorción en la madera.	77
3.2.3.6	Histéresis de sorción.	79
3.2.3.7	Encogimiento de la madera.	80
3.2.3.8	Encogimiento transversal y volumétrico.	83
3.2.3.9	El Peso, densidad y la gravedad específica.	85
3.2.3.10	Propiedades térmicas.	87
3.2.3.10.1	Conductividad térmica.	87
3.2.3.10.2	Difusividad térmica.	87
3.2.3.10.3	Expansión térmica.	88
3.2.3.11	Propiedades eléctricas de la madera.	88
3.2.3.12	Propiedades acústicas.	89
3.2.4	<i>Propiedades mecánicas de la madera.</i>	89
3.2.4.1	Propiedades elásticas.	90
3.2.4.1.1	Módulo de elasticidad.	91
3.2.4.1.2	Módulo de corte.	91
3.2.4.1.3	Radio de Poisson.	91
3.2.4.2	Propiedades de los esfuerzos.	91
3.2.4.3	Propiedades de compresión.	92
3.2.4.4	Propiedades a tensión.	94
3.2.4.5	Propiedades a flexión.	95
3.2.4.6	Propiedades a corte.	96
3.2.4.7	Dureza.	98
3.3	EUROPANEL (CEMENTO CON POLIESTIRENO).	99

3.3.1	Generalidades	99
3.3.2	Origen del material.....	100
3.3.3	Implementación	101
3.3.4	Técnicas constructivas	104
3.3.5	Propiedades mecánicas	107
3.3.6	Propiedades físicas	108
3.3.7	Propiedades químicas.....	110
3.3.8	Metales en la construcción	110
3.3.9	Aluminio.....	112
3.3.10	Madera.....	116
3.3.11	Material estructural a utilizar	118
3.4	CONCRETO REFORZADO	119
3.4.1	Generalidades	119
3.4.2	Importancia económica del concreto.	120
3.4.3	Origen y distribución.....	122
3.4.4	Impacto ambiental.	125
3.4.5	Propiedades físicas y mecánicas del material.....	125
3.4.6	Concreto fresco	130
3.4.7	Ensayo a compresión.	131
3.4.8	Ensayo a tensión del concreto.	132
3.4.9	Aditivos para concreto.....	133
2.4.8.1	Inclusores de aire:.....	133
2.4.8.2	Fluidizantes:.....	134
3.4.9.1	Retardantes del fraguado:.....	134
3.4.9.2	Aceleradores de la resistencia:.....	135
3.4.9.3	Estabilizadores de volumen:.....	135
3.4.9.4	Endurecedores:	135
3.4.9.5	Impermeabilizantes:.....	135
3.4.10	Acero de refuerzo.	136
3.4.11	Criterios a utilizar.	138
3.4.12	Acciones permanente.	139
3.4.13	Acciones variables.	139
3.4.14	Acciones accidentales:.....	139
3.4.15	Combinación de acciones.	139
3.4.16	Determinación de las acciones.	143
3.4.17	Cargas permanentes.	143
3.4.18	Cargas variables.	144
3.4.19	Sismo.	145
3.4.19.1	Detección de sismos.....	145
3.4.19.2	Características de un sismo.	145
3.4.20	Sistema constructivo.	146
3.4.21	Determinación de cargas unitarias de elementos.....	148
3.4.21.1	Caso 1. Losa.....	148
3.4.21.2	Caso 2. Muro de tabique	149
3.4.21.3	Caso 3. Trabe.....	149
3.4.21.4	Caso 4. Columna.....	150
3.4.21.5	Caso 6. Zapata corrida de concreto.....	150
3.4.21.6	Caso 7 y 8. Perfil metálico y muros hueco sin recubrimiento.	151
3.4.21.7	Caso 9. Vigueta y bovedilla.....	152
3.4.21.8	Caso 10. Sistemas constructivos de ventanas y pretil.	152
3.5	BLOQUE DE CONCRETO	153

3.5.1	<i>Generalidades y proceso de fabricación del bloque de concreto.</i>	153
3.5.2	<i>Inicios del bloque de concreto.</i>	153
3.5.3	<i>Proceso de fabricación del bloque de concreto.</i>	153
3.5.4	<i>Materias primas y materiales.</i>	154
3.5.5	<i>Mezcla de materiales.</i>	154
3.5.6	<i>Diseño.</i>	155
3.5.7	<i>Procedimiento.</i>	155
3.5.8	<i>Teoría de la vibración.</i>	156
3.5.9	<i>Ventajas de la vibración en concreto vibrado.</i>	157
3.5.10	<i>Aplicaciones del concreto vibrado.</i>	157
3.5.11	<i>Ventajas y aplicaciones del bloque de concreto.</i>	158
3.5.12	<i>Terminología y clasificación del bloque de concreto.</i>	159
3.5.12.1	Terminología.	159
4.1.6.1.1	Clasificación, designación y uso.	160
3.5.13	<i>Dimensiones.</i>	162
3.5.13.1	Dimensiones.	162
3.5.13.1.1	Medidas principales de los bloques.	162
3.5.13.1.2	Variación permitida en las medidas principales.	163
3.5.13.1.3	Espesor de las paredes y de los tabiques de los bloques.	163
3.5.13.1.4	Determinación de las dimensiones.	163
3.5.13.1.5	Condiciones generales de acabados superficiales.	165
3.5.14	<i>Propiedades físicas.</i>	166
3.5.14.1	Absorción.	166
3.5.14.2	Durabilidad.	168
3.5.14.3	Aislamiento térmico.	168
3.5.14.4	Aislamiento acústico.	171
3.5.14.5	Resistencia al fuego.	174
3.5.15	<i>Propiedades mecánicas del bloque de concreto.</i>	175
3.5.15.1	Resistencia a la compresión.	175
3.5.16	<i>Tipos de sistemas constructivos con la utilización de los bloques de concreto.</i>	178
3.5.16.1	Mampostería simple.	178
3.5.16.2	Mampostería armada.	180
3.5.16.3	Mampostería confinada.	181
3.5.16.4	Mampostería pre-tensada y post-tensada.	182
3.5.16.5	Mampostería sin mortero.	183
3.5.17	<i>Morteros de pega.</i>	183
3.5.17.1	Generalidades.	183
3.5.17.2	Propiedades del mortero de pega.	184
3.5.17.2.1	Propiedades en estado plástico.	184
3.5.17.2.2	Propiedades en estado endurecido.	186
3.5.17.2.3	Selección y uso.	187
3.5.17.2.4	Dosificación del mortero de pega.	188
3.5.17.2.5	Especificaciones de los componentes.	189
3.6	BLOQUE DE LADRILLO	191
3.6.1	<i>Breve reseña histórica.</i>	191
3.6.2	<i>Generalidades del ladrillo.</i>	192
3.6.2.1	Definición.	192
3.6.2.2	Descripción ampliada.	193
3.6.2.3	Geometría.	194
3.6.2.4	Características, propiedades y condiciones que debe reunir los ladrillos.	195
3.6.2.5	Tierras convenientes para la fabricación de los ladrillos.	195
3.6.3	<i>Proceso de elaboración de ladrillo.</i>	195

3.6.3.1	Extracción de materia prima.	196
3.6.3.2	Preparación de barro.	196
3.6.3.3	Formación del ladrillo.	196
3.6.3.4	Secado.	196
3.6.3.5	Almacenamiento.	197
3.6.4	<i>Clasificación de los ladrillos.</i>	197
3.6.5	<i>Tipos de ladrillos disponibles en Guatemala.</i>	198
3.6.5.1	Ladrillos tipo bloque.	198
3.6.5.2	Ladrillos tipo tubular.	200
3.6.5.3	Ladrillos tipo perforado.	201
3.6.6	<i>Aparejos.</i>	201
3.6.6.1	Aparejo a sogas.	201
3.6.6.2	Aparejo a tizones o a la española.	202
3.6.6.3	Aparejo a sardinel.	202
3.6.6.4	Aparejo inglés.	202
3.6.6.5	Aparejo en panderete.	203
3.6.6.6	Aparejo palomero.	203
3.6.7	<i>Exigencias para la colocación de ladrillos.</i>	203
3.6.8	<i>Propiedades físicas del ladrillo.</i>	204
3.6.8.1	Geología.	204
3.6.8.2	Química.	204
3.6.8.3	Características visuales y de servicio.	204
3.6.9	<i>Propiedades mecánicas del ladrillo.</i>	205
3.6.10	<i>Otras propiedades (No consideradas por ASTM).</i>	207
3.6.11	<i>Mortero de pega.</i>	208
3.6.11.1	Importancia del mortero de pega.	208
3.6.11.2	Especificaciones aplicables para mortero.	209
3.6.11.3	Materiales.	209
3.6.11.4	Tipos de mortero.	210
3.6.11.5	Características de los distintos tipos de mortero.	211
3.6.11.6	Dosificación para distintos morteros.	211
3.6.11.7	Mezclado del mortero.	212
3.6.12	<i>Concreto líquido para mampostería (grout)</i>	213
3.6.12.1	Importancia del concreto líquido de relleno para mampostería.	213
3.6.12.2	Especificaciones aplicables para concreto líquido de relleno.	214
3.6.12.3	Tipos de concreto líquido o grout.	214
3.6.12.3.1	Grout fino.	214
3.6.12.3.2	Grout grueso.	215
3.6.12.4	Revenimiento del grout.	215
3.6.12.5	Inyección del grout.	217
3.6.12.6	Mezclado del grout.	217
3.6.12.7	Aditivos comunes para la mezcla de grout.	217
3.6.12.8	Consolidación del grout.	218
3.6.12.9	Propiedades del grout endurecido.	220
3.6.13	<i>Refuerzo de acero.</i>	221
3.6.13.1	Generalidades del refuerzo de acero.	221
3.6.13.2	Requisitos del refuerzo de acero para estructuras de mampostería.	222
4.	METODOLOGÍA DE DISEÑO.	227
4.1	BAMBÚ GUADUA ANGUSTIFOLIA.	227
4.1.1	<i>Integración de cargas.</i>	230
4.1.2	<i>Diseño de cubierta.</i>	231
4.1.2.1	Diseño de costaneras.	231

4.1.2.2	Diseño de vigas de techo.....	233
4.1.3	<i>Diseño de entrepiso.</i>	234
4.1.3.1	Integración de cargas de entrepiso.....	234
4.1.3.2	Diseño de tablón de entrepiso.....	235
4.1.3.3	Diseño de vigas secundarias de entrepiso.....	236
4.1.3.4	Diseño de vigas principales de entrepiso.....	237
4.1.3.5	Diseño de vigas principales de entrepiso con dos elementos (opcional).....	238
4.1.4	<i>Diseño de sistema lateral.</i>	239
4.1.4.1	Integración de carga sísmica.....	239
4.1.4.2	Diseño de marcos embreizados.....	241
4.1.5	<i>Diseño de columnas.</i>	242
4.1.5.1	Columnas de Ejes 1 y 4.....	243
4.1.5.2	Columnas de Ejes 2 y 3.....	244
4.1.5.3	Columnas de Ejes A y B.....	244
4.1.6	<i>Diseño de breizas.</i>	245
4.1.6.1	Breizas de ejes 2 y 3.....	246
4.1.6.2	Breizas de ejes A y C.....	247
4.1.7	<i>Diseño de Conexiones.</i>	247
4.1.7.1	Conexión 1.....	248
4.1.7.2	Conexión 2.....	249
4.1.7.3	Platina.....	249
4.1.8	<i>Volteo de la estructura.</i>	250
4.1.9	<i>Pedestales.</i>	251
4.1.10	<i>Cimiento.</i>	252
4.2	MADERA.....	254
4.2.1	<i>Planta arquitectónica.</i>	254
4.2.2	<i>Determinación de esfuerzos de la madera.</i>	256
4.2.2.1	Esfuerzo de flexión.....	258
4.2.2.2	Esfuerzo de compresión.....	258
4.2.2.3	Esfuerzo de tensión.....	259
4.2.2.4	Esfuerzo de corte.....	259
4.2.2.5	Módulo de elasticidad.....	260
4.2.3	<i>Integración de cargas.</i>	260
4.2.4	<i>Diseño de estructura de techo.</i>	261
4.2.4.1	Costaneras de techo.....	261
4.2.4.2	Vigas de techo.....	263
4.2.5	<i>Sistema de resistencia gravitacional.</i>	263
4.2.5.1	Integración de cargas.....	264
4.2.5.2	Diseño de tablón.....	264
4.2.5.3	Diseño de viga secundaria.....	265
4.2.5.4	Diseño de viga gravitacional de entrepiso.....	266
4.2.5.5	Diseño de pie derecho.....	267
4.2.5.6	Diseño de columna gravitacional.....	268
4.2.6	<i>Sistema de resistencia lateral.</i>	269
4.2.6.1	Integración de carga sísmica.....	269
4.2.6.2	Sismo estático equivalente.....	274
4.2.6.3	Revisión de volteo.....	281
4.2.7	<i>Diseño de conexiones.</i>	285
4.3	EUROPANEL (CEMENTO CON POLIESTIRENO).....	286
4.3.1	<i>Cimiento.</i>	286
4.3.2	<i>Diseño de techo.</i>	290
4.3.2.1	Costaneras de techo.....	292

4.3.2.2	Viga Principal de techo.....	294
4.3.3	<i>Entrepiso.....</i>	296
4.3.3.1	Viga gravitacional.....	297
4.3.3.2	Diseño columnas principales.....	299
4.3.4	<i>Sistema sísmico.....</i>	300
4.3.5	<i>Conexiones mecánicas.....</i>	309
4.3.5.1	Viga con columna.....	309
4.3.5.2	Columnas a bases de conexión.....	310
4.3.5.3	Unión del panel.....	312
4.4	CONCRETO REFORZADO.....	313
4.4.1	<i>Simbología en el diseño constructivo.....</i>	314
4.4.2	<i>Transmisión y bajada de cargas.....</i>	317
4.4.2.1	Peso por metro lineal de muros.....	318
4.4.2.2	Peso por metro lineal de voladizos.....	319
4.4.2.3	Bajada de cargas hacia la cimentación.....	319
4.4.3	<i>Diseño de la cimentación.....</i>	319
4.4.3.1	Zapatas aisladas.....	320
4.4.3.2	Zapatas corridas.....	320
4.4.3.3	Losas de cimentación.....	320
4.4.3.4	Cimientos de mampostería.....	321
4.4.3.4.1	Cálculo del peralte de la cimentación.....	322
4.4.3.4.2	Recomendaciones para cimentaciones de mampostería.....	323
4.4.3.4.3	Recomendaciones sobre la disposición de la cimentación.....	323
4.4.4	<i>Cimientos corridos de concreto reforzado.....</i>	325
4.4.4.1	Notación para el diseño de cimientos corridos de concreto reforzado.....	325
4.4.4.2	Solicitaciones para dimensionar cimientos.....	325
4.4.4.3	Estimación de la capacidad del suelo.....	326
4.4.4.4	Combinaciones de carga para diseñar por método de resistencia.....	327
4.4.4.5	Chequeo por punzonamiento.....	328
4.4.4.6	Chequeo por flexión.....	328
4.4.4.7	Cimientos con cargas externas.....	330
4.4.5	<i>Losas de cimentación.....</i>	331
4.4.5.1	Verificación de uniformidad de cargas.....	332
4.4.5.2	Rigidez de las contratravesas.....	332
4.4.5.3	Presiones de contacto.....	334
4.4.6	<i>Vigas de concreto reforzado.....</i>	334
4.4.6.1	Criterio básico de diseño.....	336
4.4.6.2	Determinación de la resistencia a la flexión M_R	336
4.4.6.3	Hipótesis básica para determinar el momento resistente a la flexión.....	336
4.4.6.4	Hipótesis 1.....	337
4.4.6.5	Esfuerzos en el acero.....	340
4.4.6.6	Áreas de acero máxima y mínima reglamentarias.....	342
4.4.6.6.1	Área de acero máxima.....	342
4.4.6.6.2	Área de acero mínima.....	343
4.4.6.7	Cuantías máximas y mínimas de acero.....	343
4.4.6.7.1	Cuantía máxima de acero en la sección.....	343
4.4.6.7.2	Cuantía mínima de acero en la sección.....	343
4.4.6.8	Diagrama de momento resistente.....	344
4.4.6.9	Momentos resistentes frente a momento flexionante.....	345
4.4.6.10	Botones adicionales de acero.....	345
4.4.6.11	Selección del diámetro de la varilla.....	345
4.4.6.12	Problemas del diseño por flexión de vigas de concreto reforzado.....	348
4.4.6.13	Problemas de revisión.....	348

4.4.6.14	Problemas de dimensionamiento.	348
4.4.6.15	Condición de diseño.	348
4.4.6.16	B Condición de diseño.	349
4.4.6.17	C condición de diseño.	349
4.4.6.18	Problemas de armado.	349
4.4.6.19	Cortante.	350
4.4.6.20	Contribución V_{SR} a la resistencia por cortante del armado transversal (estribos).....	354
4.4.7	12. Resistencia total por cortante V_R.	355
4.4.8	Problemas del diseño por cortante de vigas de concreto reforzado.	355
4.4.8.1	Problemas de revisión.	355
4.4.8.2	Problemas de cálculo de separación de estribos.	356
4.4.9	Disposiciones reglamentarias sobre el diseño por cortante.	356
4.4.10	Distancia del apoyo hasta donde se colocan los estribos.	357
4.4.11	Cantidad de estribos a colocar.	357
4.4.12	Deflexiones de los elementos.	358
4.4.12.1.1	Establecimiento de secciones de anteproyecto.	359
4.4.12.1.2	Cálculo de deflexiones inmediatas.	360
4.4.12.1.3	Cálculo de deflexiones diferidas.	361
4.4.12.1.4	Deflexiones admisibles.	362
4.4.13	Diseño de muros de concreto reforzado.	363
4.4.13.1	Refuerzo en los muros.	363
4.4.13.2	Diseño a flexión y carga axial.	365
4.4.13.2.1	Vigas de acople.	368
4.4.14	Diseño de losas de concreto reforzado.	370
4.4.14.1	Losas en una dirección.	371
4.4.14.1.1	Doblado de varillas.	374
4.4.14.2	Losas macizas perimetralmente apoyadas.	375
4.4.15	Método del RCDF para el cálculo del momento flexionante en tableros de losas de concreto reforzado.	376
4.4.16	Diseño de losas macizas.	379
4.4.16.1	Revisión del peralte por fuerza cortante.	379
4.4.16.2	Diseño por flexión.	380
4.4.16.3	Dimensionamiento y refuerzo de losas macizas.	380
4.4.16.4	Losas aligeradas perimetralmente apoyadas.	381
4.4.17	Diseño de columnas de concreto reforzado.	382
4.4.17.1	Límites del refuerzo de elemento a compresión.	383
4.4.17.2	Efectos de esbeltez en elementos a compresión.	384
4.4.17.3	Análisis elástico de segundo orden.	384
4.4.17.4	Elementos a flexión.	386
4.4.17.5	Procedimiento de magnificación de momentos.	386
4.4.17.6	Procedimiento de magnificación de momentos- estructuras con desplazamiento lateral.	388
4.4.17.7	Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas.	389
4.4.17.8	Resistencia al aplastamiento.	389
4.4.18	Diseño Sismo resistente.	390
4.4.18.1	Sismos para diseño estructural.	391
4.4.18.2	Parámetros iniciales.	391
4.4.18.2.1	Factores de escala en la construcción de los espectros de diseño.	394
4.4.18.2.2	Aceleración máxima del suelo.	395
4.4.18.2.3	Componente vertical del sismo de diseño.	396
4.4.18.3	Clasificación del sitio.	396
4.4.18.3.1	Perfil del suelo en lugares de sitios tipo AB.	396
4.4.18.3.2	Perfiles del suelo en lugares de sitio tipo F.	397
4.4.18.3.3	Perfiles del suelo en lugares de sitio tipo C, D o E.	397

4.4.18.3.4	Comentario sobre sitios clase C.	398
4.4.18.3.5	Comentario sobre sitios clase E.	398
4.4.18.3.6	Ecuaciones a utilizar en los parámetros del suelo.	399
4.4.18.4	Amenaza de intensidades sísmicas especiales.	399
4.4.19	<i>Resumen de diseño de casa tipo habitación propuesto en el Megaproyecto, con el sistema constructivo de concreto reforzado (fundición).</i>	401
4.4.19.1	Parámetros de diseño.	402
4.4.19.1.1	Los materiales a utilizar son:.....	402
4.4.19.1.2	Características de cada uno de los elementos utilizados.	402
4.4.19.1.3	Integración de cargas gravitacional.	403
4.4.19.1.4	Parámetros de carga sísmica para Guatemala.	403
4.4.19.1.5	Coeficiente de sitio.	404
4.4.19.1.6	Espectro calibrado a nivel de diseño requerido.	404
4.4.19.1.7	Componente vertical del sismo de diseño.	404
4.4.19.2	Diseño de muros estructurales de concreto reforzado.	405
4.4.19.2.1	Diseño de muro de concreto fundido no. 1.	405
4.4.19.2.2	Diseño de muro de concreto fundido no. 2.	407
4.4.19.3	Diseño de losa de entrepiso y losa de techo.	410
4.4.19.3.1	Diseño de losa de entrepiso.....	410
4.4.19.3.2	Diseño de losa de techo.	414
4.4.19.4	Diseño del cimiento corrido de concreto reforzado.....	419
4.4.19.5	Características importantes que se consideran en el diseño estructural.	427
4.4.19.5.1	Característica del cemento a utilizar.....	427
4.4.19.5.2	Característica del refuerzo a utilizar en losas y muros estructurales.	427
4.4.19.5.3	Característica del refuerzo a utilizar en el cimiento corrido.	428
4.4.19.5.4	Característica del refuerzo a utilizar cómo anclaje para elementos de unión en la estructura.	429
4.5	BLOQUE DE CONCRETO.....	430
4.5.1	<i>Consideraciones generales.</i>	430
4.5.1.1	Descripción de la estructura.....	430
4.5.1.2	Datos del proyecto.	430
4.5.1.3	Planos originales.	431
4.5.1.4	Combinaciones de cargas.....	433
4.5.1.5	Integración de cargas.	435
4.5.2	<i>Diseño de cimiento corrido.</i>	440
4.5.2.1	Conceptos utilizados.	440
4.5.2.2	Consideraciones y especificaciones de materiales.	444
4.5.2.3	Cálculos y revisiones.....	445
4.5.2.3.1	Revisión presiones admisibles.	445
4.5.2.3.2	Revisión por cargas mayoradas.	445
4.5.2.3.3	Revisión por corte.....	446
4.5.3	<i>Diseño de muros de corte por confinamiento.</i>	446
4.5.3.1	Conceptos utilizados.	446
4.5.3.2	Consideraciones y especificaciones de materiales.	448
4.5.3.3	Cálculos y revisiones.....	449
4.5.4	<i>Losa de entrepiso y techo.</i>	451
4.5.4.1	Conceptos utilizados.	451
4.5.4.2	Consideraciones y especificaciones de materiales.	453
4.5.4.3	Cálculos y revisiones.....	454
4.5.5	<i>Vigas.</i>	455
4.5.5.1	Conceptos utilizados.	455
4.5.5.2	Consideraciones y especificación de materiales.	455
4.5.5.3	Cálculos y revisiones.....	456
4.5.6	<i>Derivas laterales.</i>	456

4.5.6.1	Cálculos y revisiones.....	457
4.6	BLOQUE DE LADRILLO.....	458
4.6.1	Especificaciones de la estructura.....	458
4.6.2	Requisitos generales para muros.....	459
4.6.2.1	Tamaño de la sisa.....	460
4.6.2.2	Inyección del grout.....	461
4.6.2.3	Espesor mínimo de muros.....	461
4.6.3	Relación de esbeltez para muros.....	462
4.6.4	Requisitos para el acero de refuerzo.....	462
4.6.5	Integración de cargas gravitacionales.....	465
4.6.6	Integración de carga sísmica.....	466
4.6.7	Combinaciones de carga.....	468
4.6.7.1	Combinaciones de gravedad.....	468
4.6.7.2	Combinaciones de sismo.....	469
4.6.7.3	Combinaciones de viento.....	469
4.6.8	Determinación de las fuerzas en la estructura.....	469
4.6.9	Diseño de los elementos estructurales.....	470
4.6.9.1	Diseño de losas.....	470
4.6.9.2	Diseño de muros.....	470
4.6.9.3	Diseño de cimientos.....	472
4.6.9.4	Diseño de vigas.....	473
4.6.10	Proceso constructivo.....	473
4.6.10.1	Pasos simples para el proceso constructivo de los muros de mampostería.....	473
4.6.10.2	Materiales a utilizar.....	474
4.6.10.2.1	Ladrillo.....	474
4.6.10.2.2	Mortero de pega.....	474
4.6.10.2.3	Acero de refuerzo.....	474
4.6.10.2.4	Cemento.....	475
5.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	476
6.	CONCLUSIONES.....	488
7.	RECOMENDACIONES.....	490
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	491
9.	ANEXOS.....	501
9.1	BAMBÚ GUADUA ANGUSTIFOLIA.....	501
9.1.1	Apéndice A: Cálculo de estructura de Guadua y conexiones.....	501
9.1.2	Apéndice B: Cálculo de pedestales.....	535
9.1.3	Apéndice C: Cálculo de cimiento corrido.....	537
9.1.4	Apéndice D: Variables de diseño de bambú.....	540
9.1.5	Apéndice E: Planos.....	551
9.1.6	Apéndice F: Cuantificación de material.....	563
9.2	MADERA.....	568
9.2.1	Apéndice A.....	568
9.3	CONCRETO REFORZADO.....	589
9.3.1	Detalle cimiento corrido.....	589
9.3.2	Detalle dinteles.....	590
9.3.3	Detalle losas.....	591
9.3.4	Detalle esperas de muro.....	592
9.4	BLOQUE DE CONCRETO.....	593

9.4.1	Identificación de muros. Apéndice 1.....	593
9.4.2	Reacciones en muros. Apéndice 2.....	598
9.4.3	Memoria de cálculo cimiento corrido. Apéndice 3.....	601
9.4.4	Memoria de cálculo, muros por confinamiento. Apéndice 4.	605
9.4.5	Reacciones en vigas. Apéndice 5.....	615
9.4.6	Memoria de cálculo vigas. Apéndice 6.	616
9.4.7	Detalles constructivos. Anexo7.....	618
9.4.7.1	Detalle cimiento corrido.....	618
9.4.7.2	Sección de muros en vivienda.	619
9.4.7.3	Detalle de solera intermedia muros PW8 Y PW10.	619
9.4.7.4	Detalle de solera intermedia y entrepiso típico.	620
9.4.7.5	Distribución vertical de refuerzos en muros nivel 1.	621
9.4.7.6	Distribución vertical de refuerzos en muros nivel 2.	622
9.4.7.7	Armado columnas.	622
9.4.7.8	Losa de entrepiso y de techo.....	623
9.4.7.9	Losa de entrepiso.	623
9.4.7.10	Losa de techo.	624
9.4.7.11	Vigas.	625
9.4.7.12	Detalle de viga.....	625
9.5	BLOQUE DE LADRILLO.....	626
9.5.1	ANEXO 1. Resultados diseño de losas de entrepiso.	626
9.5.2	ANEXO 2. Resultados diseño losa de techo.....	627
9.5.3	ANEXO 3. Diseño de muro.....	629
9.5.4	ANEXO 4. Diseño de vigas.....	637
9.5.5	ANEXO 5. Cuantificación de proyecto.....	638

LISTADO DE TABLAS.

TABLA NO. 1: CLASIFICACIÓN DE LOS BAMBÚES SEGÚN LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS RIZOMAS.....	8
TABLA NO. 2: ABSORCIÓN POR MÉTODOS DE IMPREGNACIÓN.	22
TABLA NO. 3: ESFUERZOS ADMISIBLES EN MPA.	24
TABLA NO. 4: MÓDULO DE ELASTICIDAD EN MPA.	24
TABLA NO. 5: REFUERZO MÍNIMO DE CIMENTACIONES.	26
TABLA NO. 6: ARANDELAS PARA PERNOS Y VARILLAS ROSCADAS.	43
TABLA NO. 7: CÁLCULO DE CONTENIDO DE HUMEDAD DE LA MADERA.	71
TABLA NO. 8: CONTENIDO DE HUMEDAD DE MADERA EN EQUILIBRIO.....	78
TABLA NO. 9: CONTRACCIÓN EN PINO RADIATA SECADO AL AIRE Y EN CÁMARA.	82
TABLA NO. 10: ENCOGIMIENTO PARA ALGUNAS MADERAS IMPORTADAS DENTRO DE LOS ESTADOS UNIDOS.	84
TABLA NO. 11: EMPRESAS PROVEEDORAS.	102
TABLA NO. 12: PROPIEDADES MECÁNICAS DE EUROPANEL.	108
TABLA NO. 13: PROPIEDADES FÍSICAS DE EUROPANEL.....	109
TABLA NO. 14: CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS MÍNIMAS DE LOS ACEROS.	112
TABLA NO. 15: PROPIEDADES MECÁNICAS DE ALUMINIO.....	116
TABLA NO. 67: EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO.	129
TABLA NO. 68: REVENIMIENTO SEGÚN TIPO DE CONSTRUCCIÓN.	131
TABLA NO. 18: MEDIDAS PRINCIPALES NORMALES DE LOS BLOQUES HUECOS DE CONCRETO.	162
TABLA NO. 19: ESPESORES MÍNIMOS DE LAS PAREDES FRONTALES Y DE LOS TABIQUES DE LOS BLOQUES.	163
TABLA NO. 20: ABSORCIÓN EN % DE MASA POR TIPO DE BLOQUE DE CONCRETO.....	167
TABLA NO. 21: CLASIFICACIÓN POR DENSIDAD.....	167
TABLA NO. 22: CONDUCTIVIDAD TÉRMICA DE ACUERDO AL MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.	171
TABLA NO. 23: VALORES DE RESISTENCIA AL FUEGO DE MUROS.	174
TABLA NO. 24: VALORES DE RESISTENCIA AL FUEGO DE BLOQUES RELLENOS DE GROUT.	175
TABLA NO. 25: RESISTENCIA MÍNIMA A COMPRESIÓN SOBRE ÁREA NETA.	175
TABLA NO. 26: CLASIFICACIÓN DE LOS MORTEROS DE PEGA.	187
TABLA NO. 27: SUPERBLOCK.	198
TABLA NO. 28: SUPERBLOCK LIVIANO.	199
TABLA NO. 29: BLOCKON.	199

TABLA NO. 30: SUPERTABIQUE.	199
TABLA NO. 31: TOLETE.	200
TABLA NO. 32: LADRILLO TUBULAR.....	200
TABLA NO. 33: LADRILLO TIPO PERFORADO.....	201
TABLA NO. 34: TIPO DE MORTERO PARA DISTINTAS CLASES DE CONSTRUCCIÓN.	211
TABLA NO. 35: PROPORCIONES POR VOLUMEN PARA MORTERO.....	212
TABLA NO. 36: REVENIMIENTO PERMISIBLE PARA LOS MORTEROS Y CONCRETOS DE RELLENO, EN FUNCIÓN DE LA ABSORCIÓN DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA UTILIZADAS.	216
TABLA NO. 37: NÚMERO Y DIÁMETRO DE BARRAS MAS USADAS.....	223
TABLA NO. 38: RESULTADOS DE COSTANERAS DE TECHO.	232
TABLA NO. 39: RESULTADOS DE VIGAS DE TECHO.	234
TABLA NO. 40: RESULTADOS DE TABLÓN DE ENTREPISO.	235
TABLA NO. 41: RESULTADOS DE VIGAS SECUNDARIAS DE ENTREPISO.	236
TABLA NO. 42: RESULTADOS DE VIGAS PRINCIPALES DE ENTREPISO.....	237
TABLA NO. 43: RESULTADOS DE VIGAS DE DOS ELEMENTOS PARA ENTREPISO.	238
TABLA NO. 44: REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE MARCOS EMBREIZADOS DE EJE 2 Y 3.	242
TABLA NO. 45: REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE MARCOS EMBREIZADOS DE EJE A Y C.....	242
TABLA NO. 46: REVISIÓN DE COLUMNAS DE EJES 1 Y 4.....	243
TABLA NO. 47: REVISIÓN DE COLUMNAS DE EJES 2 Y 3.....	244
TABLA NO. 48: REVISIÓN DE COLUMNAS DE EJES A Y B.	244
TABLA NO. 49: REVISIÓN DE BREIZAS DE EJES 2 Y 3.	247
TABLA NO. 50: REVISIÓN DE BREIZAS DE EJES A Y C.....	247
TABLA NO. 51: RESULTADOS DE CONEXIÓN 1.	248
TABLA NO. 52 : REVISIÓN A TENSIÓN DE CONEXIÓN 2.....	249
TABLA NO. 53: REVISIÓN DE PLATINA.....	250
TABLA NO. 54: REVISIÓN DE VOLTEO DE LA ESTRUCTURA.	250
TABLA NO. 55: REVISIÓN DE CIMIENTO.	253
TABLA NO. 56: RESULTADOS DE COSTANERA DE TECHO.....	262
TABLA NO. 57: RESULTADOS DE VIGA DE TECHO.	263
TABLA NO. 58: RESULTADOS DE TABLÓN DE ENTREPISO.	265
TABLA NO. 59: RESULTADOS DE VIGA SECUNDARIA DE ENTREPISO.....	266
TABLA NO 60: RESULTADOS VIGA GRAVITACIONAL ENTREPISO.	267
TABLA NO. 61: RESULTADOS DE PIE DERECHO.	268
TABLA NO. 62: RESULTADOS DE COLUMNA GRAVITACIONAL.	268

TABLA NO. 63: NIVEL DE PROTECCIÓN SÍSMICA Y PROBABILIDAD DEL SISMO DE DISEÑO.	271
TABLA NO. 64: TABLA DE COEFICIENTES FA.	272
TABLA NO. 65: TABLA DE COEFICIENTES FV.....	272
TABLA NO. 66: COEFICIENTES Y FACTORES PARA DISEÑO DE SISTEMAS SISMO RESISTENTES.	274
TABLA NO. 67: TABLA DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN “X”.	279
TABLA NO. 68: TABLA DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN “Y”.	279
TABLA NO. 69: RESULTADOS DE PIE DERECHO A FLEXO-COMPRESIÓN POR SISTEMA DE RESISTENCIA LATERAL.	281
TABLA NO. 70: RESULTADOS DE COLUMNA INTERNA A FLEXO-COMPRESIÓN POR SISTEMA DE RESISTENCIA LATERAL.....	281
TABLA NO. 61: COEFICIENTES DE EXPOSICIÓN.	282
TABLA NO. 72: COEFICIENTES CQ.	284
TABLA NO. 73: RESULTADOS DE REVISIÓN DE CONEXIONES A CORTE.....	286
TABLA NO. 74: DATOS DE CONCRETO Y SUELO.	287
TABLA NO. 75: DATOS CIMIENTO CORRIDO. CONCRETO.....	444
TABLA NO. 76: DATOS CIMIENTO CORRIDO. SUELO.....	444
TABLA NO. 77: DIMENSIONES DE COLUMNA.	444
TABLA NO. 78: PRESIONES DE CONTACTO, PRESIONES ADMISIBLES.	445
TABLA NO. 79: PRESIONES DE CONTACTO, CARGAS MAYORADAS.	445
TABLA NO. 80: REVISIÓN DE PUNZONAMIENTO.	446
TABLA NO. 81: REVISIÓN POR CORTE EN UNA DIRECCIÓN.	446
TABLA NO. 82: PROPIEDADES DEL BLOQUE HUECO DE CONCRETO PARA MUROS.	448
TABLA NO. 83: REVISIÓN A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN DE MUROS.....	449
TABLA NO. 84: REVISIÓN A CORTE DE MUROS.....	450
TABLA NO. 85: CASOS DE CONTINUIDAD EN LOSAS.	453
TABLA NO. 86: CONSIDERACIONES LOSAS.	453
TABLA NO. 87. ÁREA DE ACERO MÍNIMO Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO.	454
TABLA NO. 88: ÁREA DE ACERO DETERMINADO POR MOMENTOS DE FLEXIÓN.....	454
TABLA NO. 89: DIMENSIONES VIGA.	455
TABLA NO. 90: ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.	455
TABLA NO. 91: REACCIONES Y DISEÑO VIGA.	456
TABLA NO. 92: DERIVAS ÚLTIMAS MÁXIMAS TOLERABLES.	456
TABLA NO. 93: REVISIÓN DE DERIVAS.	457
TABLA NO. 94: ESPESORES MÍNIMOS PARA MUROS DE CARGA.....	461

TABLA NO. 95: REFUERZO MÍNIMO VERTICAL.....	464
TABLA NO. 96: SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO VERTICAL.	464
TABLA NO. 96: COMPARATIVA DE PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE MATERIALES CONSTRUCTIVOS.	476
TABLA NO. 97: COMPARATIVA DE RENDIMIENTOS EN SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.	480
TABLA NO. 98: COMPARATIVA DE DÍAS/HOMBRE POR SISTEMA CONSTRUCTIVO.	480
TABLA NO. 99: ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA CADA SISTEMA CONSTRUCTIVO.	482

LISTADO DE IMÁGENES.

IMAGEN NO. 1: DETALLES DE RIZOMA	8
IMAGEN NO. 2: BAMBÚ AHUMADO.	18
IMAGEN NO. 3: TRATAMIENTO BOUCHERIE.	20
IMAGEN NO. 4: PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.....	27
IMAGEN NO. 5: OPCIONES DE FUNDICIÓN DE LOSA.....	28
IMAGEN NO. 6: SOLERA DE MADERA ACERRADA.....	30
IMAGEN NO. 7: SOLERA DE BAMBÚ GUADUA.....	30
IMAGEN NO. 8: MURO ESTRUCTURAL ARRIOSTRADO.	31
IMAGEN NO. 9: MURO ESTRUCTURAL NO ARRIOSTRADO.....	31
IMAGEN NO. 10: MORTERO APLICADO A LOS MUROS DE GUADUA.....	32
IMAGEN NO. 11: DIAFRAGMAS CON CUADRANTES Y TIRANTES.	34
IMAGEN NO. 12: DETALLE DE ENTREPISO CON VIGAS DE GUADUA.....	35
IMAGEN NO. 13: DETALLE DE ENTREPISO CON VIGAS DE MADERA ACERRADA.	36
IMAGEN NO. 14: VOLADIZO DE ENTREPISO.	36
IMAGEN NO. 15: SECCIÓN DE ENTREPISO.	37
IMAGEN NO. 16: ARRIOSTRAMIENTO DE COLUMNAS.....	38
IMAGEN NO. 17: AUMENTAR LUCES AUMENTANDO EL NÚMERO DE COLUMNAS.....	39
IMAGEN NO. 18: DETALLE DE LAS VIGUETAS DE CUBIERTA.....	40
IMAGEN NO. 19: UNIÓN PERNADA EN ELEMENTO DE GUADUA.	42
IMAGEN NO. 20: VARILLA LONGITUDINAL EN ELEMENTO DE GUADUA.	43
IMAGEN NO. 21: UNIÓN UTILIZANDO ZUNCHO EN ELEMENTO DE GUADUA.....	44
IMAGEN NO. 22: DETALLE DE UNIÓN CIMIENTO – MURO.....	45
IMAGEN NO. 23: CONEXIÓN MURO – PEDESTAL RESISTENTE A CORTE.....	46
IMAGEN NO. 24: CONEXIÓN GUADUA – PEDESTAL.....	47
IMAGEN NO. 25: CONEXIÓN GUADUA – PEDESTAL CON MÁS DE UN ELEMENTO.....	47
IMAGEN NO. 26: UNIÓN DE DOS MUROS DE MADERA ACERRADA EN EL MISMO PLANO.....	48
IMAGEN NO. 27: UNIÓN DE DOS MUROS CON PIE DERECHO DE GUADUA EN EL MISMO PLANO.	49
IMAGEN NO. 28: UNIÓN EN FORMA DE T CON GUADUA O CON MADERA ACERRADA.....	50
IMAGEN NO. 29: UNIÓN CRUCIFORME CON GUADUA O MADERA ACERRADA.	50
IMAGEN NO. 30: UNIÓN DE ESQUINA CON GUADUA O MADERA ACERRADA.	51
IMAGEN NO. 31: CORTE RECTO EN ELEMENTO DE GUADUA.....	51
IMAGEN NO. 32: CORTE BOCA DE PESCADO EN ELEMENTO DE GUADUA.....	52

IMAGEN NO. 33: CORTE PICO DE FLAUTA EN ELEMENTO DE GUADUA.....	52
IMAGEN 1: SECCIONES DE UN ÁRBOL: COPA, TRONCO Y RAÍCES.	57
IMAGEN 2: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TRONCO EN DONDE SE MUESTRA LA CORTEZA INTERIOR Y EXTERIOR.....	58
IMAGEN 3: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TRONCO DONDE SE MUESTRA LA ZONA DE CAMBIO O CAMBIUM.	59
IMAGEN 4: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TRONCO DONDE SE MUESTRA LA ZONA DE ALBURA.....	59
IMAGEN 5: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TRONCO DONDE SE MUESTRA LA ZONA DE DURAMEN.....	60
IMAGEN 6: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TRONCO DONDE SE MUESTRA LA ZONA DE MEDULA.....	60
IMAGEN 7: ANILLOS DE CRECIMIENTO.....	63
IMAGEN 8: MADERA TEMPRANA Y MADERA TARDÍA.	64
IMAGEN NO.10 : COMPORTAMIENTO DE LAS PROPIEDADES DE LA MADERA JUVENIL.	66
IMAGEN NO. 34: MEDICIÓN DE LA DESVIACIÓN LA FIBRA DE LA MADERA: Y/X.	67
IMAGEN NO. 35: PLANOS DIRECCIONALES DE LA MADERA.	68
IMAGEN NO. 36: EJE TANGENCIAL DE LA MADERA.	69
IMAGEN NO. 37: EJE RADIAL.....	69
IMAGEN NO. 38: EJE LONGITUDINAL.	70
IMAGEN NO. 39: CURVAS DE HUMEDAD DE EQUILIBRIO DE LA MADERA.	74
IMAGEN NO. 40: PUNTO DE SATURACIÓN DE LA FIBRA, PSF.....	75
IMAGEN NO. 41: MADERA SOBRE EL PSF. PRESENCIA DE AGUA LIBRE Y AGUA LIGADA.....	75
IMAGEN NO. 42: MADERA SECA. LA CONTRACCIÓN SE INICIA.	76
IMAGEN NO. 43: PORCENTAJE DE EMC VS. PORCENTAJE DE HR.	77
IMAGEN NO. 44: RELACIÓN CONTENIDO DE HUMEDAD – HUMEDAD RELATIVA.	79
IMAGEN NO. 45: MAGNITUD DE CONTRACCIÓN TANGENCIAL Y EL SENTIDO DEL TRONCO.	80
IMAGEN NO. 46: MAGNITUD DE LA CONTRACCIÓN RADIAL Y EL SENTIDO DEL TRONCO.	81
IMAGEN NO. 47: PROPORCIÓN DE LA CONTRACCIÓN DE LA MADERA EN EL EJE LONGITUDINAL.	81
IMAGEN NO. 48: EFECTOS DE LA CONTRACCIÓN EN LA MADERA.....	82
IMAGEN NO. 49: RELACIÓN ENTRE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA Y EL CONTENIDO DE HUMEDAD.	86
IMAGEN NO. 50: ESQUEMA DE ENSAYO DE COMPRESIÓN PARALELA A LA FIBRA.....	93
IMAGEN NO. 51: ESQUEMA DE ENSAYO DE COMPRESIÓN PERPENDICULAR A LA FIBRA.	93
IMAGEN NO. 52: ENSAYO DE TENSIÓN PARALELA AL GRANO.	95
IMAGEN NO. 53: ENSAYO DE TENSIÓN PERPENDICULAR AL GRANO.....	95
IMAGEN NO. 54: ESQUEMA DE ENSAYO DE FLEXIÓN ESTÁTICA.	96
IMAGEN NO. 55: CORTE LONGITUDINAL.	97

IMAGEN NO. 56: CORTE TANGENCIAL	97
IMAGEN NO. 57: CORTE RADIAL.	97
IMAGEN NO. 58: ENSAYO DE DUREZA.....	98
IMAGEN NO. 59: MÁQUINA PRE EXPANSIONARA.	102
IMAGEN NO. 60: MÁQUINA MEZCLADORA.....	103
IMAGEN NO. 61: MÁQUINA FORMADORA.....	103
IMAGEN NO. 62: DISEÑO CASA.	104
IMAGEN NO. 63: CARBÓN EMITIDO Y ACUMULADO EN LA MANUFACTURA DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	117
IMAGEN NO. 64: ENERGÍA CONSUMIDA PARA PRODUCIR 1 M ³ DE MATERIAL.	117
IMAGEN NO. 66: ENERGÍA KILOWATT HORA PARA PRODUCIR MATERIAL.	118
IMAGEN 3. REVENIMIENTO EN MM, Y EL GRADO DE TRABAJABILIDAD.	131
IMAGEN NO. 69: ENSAYO A COMPRESIÓN DEL CONCRETO.....	132
IMAGEN NO. 70: ENSAYO A TENSIÓN DEL CONCRETO.	133
IMAGEN NO. 71: GRÁFICA ESFUERZO – DEFORMACIÓN TÍPICA DEL ACERO DE BAJO CARBONO:.....	137
IMAGEN NO. 72: FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES.	141
IMAGEN NO. 73: PRIMERA COMBINACIÓN DE ACCIONES.	141
IMAGEN NO. 74: SEGUNDA COMBINACIÓN DE ACCIONES.	142
IMAGEN NO. 75: GRÁFICA DEL COMPORTAMIENTO DE LAS CARGAS PERMANENTES (MUERTAS).	142
IMAGEN NO. 76: GRÁFICA DEL COMPORTAMIENTO DE LAS CARGAS VARIABLES (VIVAS).....	143
IMAGEN NO. 77: DISTRIBUCIÓN DE OCURRENCIA DE EVENTOS SÍSMICOS EN EL TIEMPO.....	145
IMAGEN NO. 79:MURO DE TABIQUE.....	149
IMAGEN NO. 80: TRABE.	149
IMAGEN NO. 81: COLUMNA.....	150
IMAGEN NO.82: ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO.....	150
IMAGEN NO.83: PERFIL METÁLICO Y MUROS HUECO SIN RECUBRIMIENTO.....	151
IMAGEN NO. 84: VIGUETA Y BOVEDILLA.	152
IMAGEN NO. 85: SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE VENTANAS Y PRETRIL.	152
IMAGEN NO. 85: DIAGRAMA DE FLUJO FABRICACIÓN BLOQUE DE CONCRETO.....	156
IMAGEN NO.86: MEDIDAS PRINCIPALES BLOQUE DE CONCRETO.....	160
IMAGEN NO.87: ESQUEMA DE FLUJO TÉRMICO	168
IMAGEN NO.88: MURO ELABORADO CON BLOQUES HUECOS DE CONCRETO.	170
IMAGEN NO.89: DISTRIBUCIÓN HORARIA DE FLUJOS DE CALOR POR MECANISMO DE TRANSFERENCIA DE CALOR.	170

IMAGEN NO.90: FRECUENCIA DE SONIDO.....	172
IMAGEN NO.91: CURVAS DE FRECUENCIA Y NIVEL SONORO.....	173
IMAGEN NO.92: AISLACIÓN DEL RUIDO.	173
IMAGEN NO.93: RELACIÓN DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE PRISMAS DE MAMPOSTERÍA Y BLOQUES HUECOS.....	177
IMAGEN NO.94: MÓDULO DE ELASTICIDAD VS RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PRISMAS DE MAMPOSTERÍA.	178
IMAGEN NO.95: ESQUEMA DE MAMPOSTERÍA SIMPLE.	179
IMAGEN NO.96: ESQUEMA DE MAMPOSTERÍA ARMADA	181
IMAGEN NO.97: MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	182
IMAGEN NO.98: PARTES DEL LADRILLO.....	194
IMAGEN NO.99: APAREJO A SOGAS.	201
IMAGEN NO.100: APAREJO A TIZONES.....	202
IMAGEN NO.101: APAREJO INGLÉS.	202
IMAGEN NO.102: APAREJO EN PANDERETE.	203
IMAGEN NO.103: APAREJO PALOMERO.....	203
IMAGEN NO.104: CONCRETERA DE BARRIL O TAMBOR.	213
IMAGEN NO.105: CONO DE REVENIMIENTO Y MEDICIÓN DE REVENIMIENTO DE GROUT.....	216
IMAGEN NO.106: PRUEBA DE ESPARCIMIENTO DE GROUT AUTO CONSOLIDANTE.	219
IMAGEN NO.107: ESPÉCIMEN DE PRUEBA A COMPRESIÓN PARA GROUT.....	221
IMAGEN NO.108: PLANO, PLANTA DE PRIMER NIVEL.....	228
IMAGEN NO. 109: PLANTA DE SEGUNDO NIVEL.	229
IMAGEN NO. 101: ELEVACIÓN DE VIVIENDA.	229
IMAGEN NO. 111: DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS EN ETABS.	241
IMAGEN NO. 112: EMBREIZAMIENTO EN EJES A Y C.	245
IMAGEN NO. 113: EMBREIZAMIENTO EN EJES 2 Y 3.....	246
IMAGEN NO. 114: BARRAS EN PEDESTAL.	251
IMAGEN NO. 115: ENVOLVENTE DE PEDESTAL.....	252
IMAGEN NO.116: PLANTA BAJA VIVIENDA.....	254
IMAGEN NO.117: PLANTA ALTA VIVIENDA.	255
IMAGEN NO.118: PLANTA ALTA VIVIENDA.	255
IMAGEN NO.119: ELEVACIÓN VIVIENDA.	256
IMAGEN NO.120: ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA.	270
IMAGEN NO.121: FACTORES DE ESCALA.	273

IMAGEN NO,122: DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTE BASAL EN DIRECCIÓN “Y,” ENTREPISO:	277
ILUSTRACIÓN NO.123: DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTE BASAL EN DIRECCIÓN “X”, ENTREPISO:	278
ILUSTRACIÓN NO.124: MAPA DE ZONAS DE VELOCIDAD DEL VIENTO EN LA REPÚBLICA DE GUATEMALA (KM/H).	283
IMAGEN NO.125: PERFIL DE CIMIENTO CORRIDO.	287
IMAGEN NO. 126: REACCIONES DE PESO PROPIO EN COLUMNAS.....	288
IMAGEN NO. 127: REACCIONES DE CARGA MUERTA EN COLUMNAS.	288
IMAGEN NO. 128: REACCIONES DE CARGA DE LLUVIA EN COLUMNAS.....	289
IMAGEN NO. 129: REACCIONES DE CARGA DE SISMO EN COLUMNAS.	289
IMAGEN NO. 130: PANEL ESTRUCTURAL.	301
IMAGEN NO. 131: FORMA DEFORMADA DE SISMO EN EQUIS.	304
IMAGEN NO. 132: FORMA DEFORMADA DE SISMO EN YE.	307
IMAGEN NO. 133: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PRODUCIDA POR SISMO EQUIS.....	307
IMAGEN NO. 134: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PRODUCIDA POR SISMO YE.	308
IMAGEN NO. 135: DIAGRAMA DE MOMENTOS PRODUCIDOS POR SISMO EQUIS.	308
IMAGEN NO. 136: DIAGRAMA DE MOMENTOS PRODUCIDOS POR SISMO YE.....	309
IMAGEN NO. 137: CONEXIÓN 1.....	310
IMAGEN NO. 138: CONEXIÓN 2.....	311
IMAGEN NO. 139: PERNADO ESTILO DE CUBETA.....	311
IMAGEN NO. 141: CLIP DE ANGULARES EN VIGA Y CONEXIÓN OCULTA CON PLATINA Y PERNOS.	312
IMAGEN NO. 142: CONEXIÓN DE EUROPANEL A MATERIAL ESTRUCTURAL.	312
IMAGEN NO. 143: SIMBOLOGÍA EN EL DISEÑO CONSTRUCTIVO.	315
IMAGEN NO.144: EJEMPLO DE COLOCACIÓN DE UNA TRABE DE LOSA DE TECHO QUE SE REPITE EN EL ENTREPISO.....	316
IMAGEN NO.145: ÁREAS TRIBUTARIAS DE UN TABLERO RECTANGULAR.	318
IMAGEN NO.146: CARGA POR METRO LINEAL EN UNA BASE DE MUROS.	318
IMAGEN NO.147: EJEMPLO: CARGA POR METRO LINEAL A TODO LO LARGO DE APOYO DE VOLADO QUE SE TENGA EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA.....	319
IMAGEN NO.148: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE CIMIENTOS DE MAMPOSTERÍA.....	322
IMAGEN NO.148: SEPARACIÓN MÁXIMAS QUE LE REGLAMENTE ESTABLECE CONSIDERANDO LA PRESIÓN DE CONTACTO DEL TERRENO.	324
IMAGEN NO.149: DISPOSICIONES INCONVENIENTES DE CIMENTACIÓN.	324
IMAGEN NO.151: ZAPATA CORRIDA BAJO MURO.	329
IMAGEN NO.152: CIMIENTO CON CARGA EXTREMA.	331

IMAGEN NO.153: MÓDULOS DE ELASTICIDAD SEGÚN EL TIPO DE SUELO.	333
IMAGEN NO.154: FLEXIÓN EN VIGA DE CONCRETO REFORZADO.	335
IMAGEN NO.155: AGRIETAMIENTO DEBIDO A LA FLEXIÓN.	338
IMAGEN NO.156: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN.....	338
IMAGEN NO.157: DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN UNA SECCIÓN CUANDO ÉSTA ALCANZA SU RESISTENCIA.	339
IMAGEN NO.158: DIAGRAMAS HIPOTÉTICOS DE ESFUERZOS.....	339
IMAGEN NO.159: CONDICIÓN BALANCEADA DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.	340
IMAGEN NO.160: SE INDICAN LOS VALORES DE CUANTÍAS MÁXIMAS Y MÍNIMA PARA DIVERSAS COMBINACIONES DE RESISTENCIAS DE ACERO Y CONCRETO.	344
IMAGEN NO.161: DIAGRAMA DE MOMENTOS RESISTENTES DE VIGA DE CONCRETO REFORZADO.....	346
IMAGEN NO.162: DIAGRAMA DE MOMENTOS RESISTENTES DE VIGA CON ARMADO EN AMBOS LECHOS.	346
IMAGEN NO.163: DIAGRAMA DE MOMENTOS RESISTENTES FRENTE AL DE MOMENTOS FLEXIONANTES.....	347
IMAGEN NO.164: EFECTO EN EL DIAGRAMA DE MOMENTOS RESISTENTES DE LOS BASTONES ADICIONALES.	347
IMAGEN NO.165: RESULTADOS DE PRUEBAS DE RESISTENCIA POR CORTANTE DE VIGAS SIN REFUERZO TRANSVERSAL.	352
IMAGEN NO.166: DETERMINACIÓN DE LA CONTRIBUCIÓN DE LOS ESTRIBOS A LA RESISTENCIA POR CORTANTE.	354
IMAGEN NO.167: DISTANCIA HASTA DONDE SE COLOCAN ESTRIBOS CALCULADOS.	358
IMAGEN NO.168: PERALTES MÍNIMOS DE VIGAS Y LOSAS QUE TRABAJAN EN UNA DIRECCIÓN CUANDO SE CALCULAN LAS DEFLEXIONES.	359
IMAGEN NO.169: REPRESENTACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA DE ACERO.....	361
IMAGEN NO. 170: MURO CON ABERTURA.	365
IMAGEN NO.171 CUANTÍA DE REFUERZO LONGITUDINAL PARA CONDICIONES TÍPICAS DE BORDE EN EL MURO.	367
IMAGEN NO. 172: VIGAS DE ACOPLA.	370
IMAGEN NO. 173: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE TABLERO DE LOSA.....	372
IMAGEN NO. 174: SISTEMA DE PISO CON TABLEROS EN UNA DIRECCIÓN.....	372
IMAGEN NO. 175: ESPACIAMIENTO DE VARILLAS.	373
IMAGEN NO. 176: DISPOSICIÓN DE DOBLECES EN LOSAS.....	375
IMAGEN NO. 177: RELACIÓN DE LADOS DE UN TABLERO DE LOSA.....	377
IMAGEN NO. 178: REPRESENTACIÓN DE LOS CASOS QUE CONTIENE EL MÉTODO REGLAMENTARIO DE ANÁLISIS DE LOSAS.	378
IMAGEN NO. 179: LOSA ALIGERADA.	382

IMAGEN NO. 180: NIVEL MÍNIMO DE PROTECCIÓN SÍSMICA Y PROBABILIDAD DE SISMO DE DISEÑO.	390
IMAGEN NO. 181: ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA.	393
IMAGEN NO. 182: COEFICIENTES DE SITIO.	394
IMAGEN NO. 183: FACTORES DE ESCALA EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO.....	395
IMAGEN NO. 184: GUÍA PARA CLASIFICACIÓN DE SITIO.	398
IMAGEN NO. 185: TIPO DE FUENTES SÍSMICAS.	400
IMAGEN NO. 186: FACTOR NA, PARA PERÍODOS CORTOS DE VIBRACIÓN.	400
IMAGEN NO. 187: FACTOR NV, PARA PERÍODOS LARGOS DE VIBRACIÓN.	401
IMAGEN NO. 188: PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 1.....	431
IMAGEN NO. 189: PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 2.....	432
IMAGEN NO. 190: SECCIÓN LONGITUDINAL.....	432
IMAGEN NO. 191: SECCIÓN TRANSVERSAL.	433
IMAGEN NO. 192: DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE. SECCIÓN TRANSVERSAL DE ZAPATA.	441
IMAGEN NO. 193: PRESIONES DE CONTACTO BAJO ZAPATAS EXCÉNTRICAS.....	443
IMAGEN NO. 194: MODELO DE LOSAS.	451

RESUMEN

El presente megaproyecto es de importancia debido a que tiene como objetivo mejorar la calidad de construcción en el país y sobre todo busca construcciones amigables con el ambiente, mediante materiales que no contaminen durante su producción y proceso de construcción. Además busca el crecimiento de la participación de materiales distintos a los tradicionales en la construcción de obras en Guatemala.

En la evaluación de cada sistema constructivo se utilizaron los siguientes materiales.

Para el diseño estructural de la madera se utilizó la madera "*Pinus Maximinoi*", la cual es una de las maderas con mayor producción en el país. Para este material se utilizó un sistema de paneles para soportar todas las cargas y se basó el diseño en manuales y códigos de los Estados Unidos.

Para el diseño estructural del bambú, se utilizó la especie "*Guadua*", la cual se encuentra principalmente en Colombia. Para el diseño estructural de este material se utilizó un sistema de marcos arriostrados y se basó en las normas colombianas existentes.

El sistema constructivo por medio del europanel, se realizó un análisis de estructura de madera y se utilizó el europanel como material de relleno ya que sus propiedades no son lo suficientemente adecuadas para utilizarlo como elemento estructural.

Para lo que fue el bloque de concreto se utilizó el sistema de cajón con muros de corte, en donde se utilizó un sistema de mampostería confinada. Para este diseño estructural se utilizó un bloque de 15 cm y una capacidad de 50 kg/cm^2 , este diseño fue comparado con los códigos de guatemaltecos de construcción para revisar los parámetros más importantes.

Para el diseño estructural con bloques de ladrillo, se utilizó el ladrillo súper tabique liviano, que este es un bloque de 10 cm y una capacidad de 50 kg/cm^2 . El sistema utilizado en este material fue un sistema de cajo con muros de corte. Para este diseño se utilizó las

normas guatemaltecas de construcción y se revisó los parámetros críticos en el diseño de estructuras de mampostería.

Para el concreto reforzado se utilizó un sistema de muros de corte con el sistema tipo cajón, esto utilizando muros de 10 de cm. Para el diseño estructural se utilizaron las normas guatemaltecas AGIES.

Los materiales de mayor capacidad fueron el block de concreto, el ladrillo y el concreto reforzado. Cada uno de estos materiales se evaluó con las normas establecidas para poder construir la vivienda de la forma más eficiente, en función de capacidades mecánicas de los materiales. Para el sistema constructivo de block se utilizó un block de 15X20X40, 50kg, el sistema constructivo de ladrillo utilizó un súper tabique liviano, y el sistema constructivo de concreto utilizó un concreto liviano de 210kg/m^3 .

Cada uno de los materiales se evalúa con las normas y códigos que corresponde a cada sistema constructivo. Es importante notar que cada una de las normativas, contiene limitantes, las cuales los ingenieros deben optimizar cada uno de los sistemas para poder usar la menor cantidad de material y que funcione estructuralmente cada elemento diseñado.

El diseño de cada elemento en los distintos sistemas constructivos, se determinan a partir de las características que hacen posible que el diseño de cada elemento sea el óptimo y el más eficiente para la elaboración de una vivienda.

Luego de realizar todos los cálculos necesarios para determinar qué elementos estructurales utilizan cada uno de los sistemas elegidos para cada material para luego comparar los materiales y determinar la mejor opción.

Entre los resultados obtenidos en el presente se puede destacar que el espesor de los muros va desde 9 cm a 20 cm, esto dependiendo del material ya que se utilizaron diversos sistemas constructivos para los materiales.

En lo que fue la losa de entrepiso se obtuvieron dos resultados principales, losas livianas en el caso del bambú, madera y europanel que son losas de semirrígidas. Por otro lado en las losas de concreto reforzado, bloque de concreto y bloque de ladrillo se utilizaron losas rígidas ya que estas aportaban la transferencia de cargas laterales.

En lo que fue las cubiertas o losas de techos se obtuvieron dos tipos: losa de techo y cubierta de techo. Para el caso de los materiales de concreto reforzado, bloque de concreto y bloque de ladrillo se utilizó una losa fundida. La cubierta de techo fue utilizada por los materiales de bambú, madera y euro panel, la cual está compuesta por elementos a un espaciamiento determinado y luego cubiertos por una lámina galvanizada.

Para lo que fue la cimentación de todos los sistemas constructivos utilizaron un cimiento corrido. Las dimensiones del mismo variaron según el sistema y el material ya que estos presentan distintos escenarios. Las dimensiones que variaron del cimiento fueron básicamente el peralte y el ancho del cimiento.

Además de comparar los sistemas y elementos estructurales, se comparó los tiempos de ejecución, en donde se realizó una comparación a partir de horas/hombre y lograr determinar cuál es la opción de menor tiempo de ejecución.

Por último, se analizaron todos los aspectos comparados y se determinó la mejor opción en cuanto a capacidades mecánicas, propiedades físicas, sistemas constructivos y tiempos de ejecución.

1. INTRODUCCIÓN

En Guatemala es importante que tanto el diseñador como el constructor tengan a su disponibilidad amplia información comparativa de los distintos materiales constructivos. Para poder realizar una comparación entre los distintos materiales, es necesario que se encuentren evaluados bajo un mismo criterio.

En este trabajo, se comparan tanto las propiedades físicas y mecánicas de estos materiales como sus rendimientos y elementos diseñados, esto para los materiales constructivos de bambú, madera, europanel, concreto reforzado, bloque de concreto y bloque de ladrillo. Para poder tener una base de comparación, se parte de un diseño arquitectónico en común.

2. JUSTIFICACIÓN

En la actualidad, existen diversos sistemas constructivos, estos dependen de las normativas de diseño, materiales utilizados y criterio del diseñador. Con esto se genera una gran variedad de soluciones para un mismo planteamiento inicial. Para poder determinar la mejor solución es importante realizar una comparativa entre materiales y sus metodologías de construcción. En esta comparativa se deben incluir los detalles y propiedades necesarias para decidir cuál es el mejor para cada propuesta.

Para resolver la problemática planteada con anterioridad, se estudió el bambú, madera, europanel, concreto reforzado, bloque de concreto y bloque de ladrillo. Para cada material constructivo se determinó las propiedades físico-mecánicas y características para realizar una comparación bajo los mismos criterios. Los criterios empleados son las propiedades físicas, propiedades mecánicas, tiempos de ejecución o rendimiento y elementos utilizados.

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo de proyecto.

- Analizar las propiedades de los materiales constructivos, bambú, madera, europanel, concreto reforzado, bloque de concreto y bloque de ladrillo, comparando sus características, costo, ventajas y la huella de carbón.

3.2 Objetivo general.

- Realizar una comparativa de los siguientes materiales constructivos: Bambú, madera, europanel, concreto reforzado, bloque de concreto y bloque de ladrillo.

3.3 Objetivos específicos.

- Comparar las propiedades físicas de cada material constructivo.
- Comparar las propiedades mecánicas de cada material constructivo.
- Comparar los elementos utilizadas en los distintos materiales constructivos.
- Comparar tiempos de ejecución de cada uno de los materiales.

4. MARCO TEÓRICO

4.1 Bambú Guadua Angustifolia.

4.1.1 Generalidades. El bambusoideae es una planta y un cultivo de gran importancia para los seres humanos. Esta planta se llama comúnmente bambú. El bambú está asociado generalmente a las culturas orientales, pero en América y África también se utiliza. Se ha reportado que en América se existen 21 géneros y 345 especies. El bambú pertenece a la familia de las gramíneas, o Poaceae, la cual es una familia muy extensa. El tamaño del bambú puede variar desde un tallo de menos de un metro de longitud y medio centímetro de diámetro, hasta veinticinco metros de longitud y treinta centímetros de diámetro. (Mercedes, 2006:5)

Algunas ventajas del bambú:

- Es la planta de más rápido crecimiento en el planeta.
- Es un elemento que juega un papel importante en el balance de oxígeno y dióxido de carbono en la atmósfera.
- Es un buen sustituto para la madera tropical.
- Es un recurso versátil con corto ciclo de producción.
- Es un elemento importante para la economía.
- Es un recurso natural y renovable para la producción agroforestal.
- Funciona como barrera natural controlable.
- Es un alimento nutritivo.
- Es un recurso natural resistente y deformable, utilizado en la industria pero más importante en la construcción. En construcción se utiliza para andamios, pisos, cielos falsos, tejados, vigas, puntales, etc.

Este cultivo puede servir para múltiples industrias y tener muchos usos, puede llegar a ser muy lucrativo. En una tarea (250 tareas = 16 hectáreas, 15.6 tareas = 1 hectárea), se invierte aproximadamente 465 dólares y es posible obtener 7550 dólares al cabo de 10 años, estos cálculos son en base a la especie Guadua. El bambú puede conservar bosques, mejorar la calidad de las aguas, ayudar a las obras de infraestructura hidráulica, venta de estacas de bambú, etc. Las tareas se miden en brazadas, estirando los brazos, de punta a punta de los dedos. Existen varios tipos de tareas, entre los que están 40 x 40, 20 x 20, 15 x 15, 12 x 12, etc. Los tipos de tareas son distintos en cada lugar, por ejemplo en Guatemala, se tiende a utilizar la tarea de 40 x 40.

4.1.1.1 Guadua Angustifolia. Este tipo de bambú es nativo de Suramérica, particularmente de Ecuador y Colombia. Los tallos de este tipo de bambú se encuentran en grupos, uno espaciado del otro. Los tallos o culmos, van desde un verde oscuro a un verde claro y tienen una banda o anillo blanquecino de aproximadamente un centímetro en los nudos. Esta especie puede llegar a ser muy grande con los años, su tallo llega a medir 25 metros, con un diámetro de aproximadamente 15 centímetros y con espaciamiento entre nudos de 20 a 40 centímetros. Esta especie de bambú será el objeto de estudio del presente trabajo.

4.1.1.2 Importancia económica del bambú. El bambú juega un papel importante en la economía, en América es un producto que comienza a ser más comercializado, pero en Asia ya es un producto de gran importancia económica. Esto se debe a que el bambú representa uno de los recursos renovables más importantes del planeta ya que provee una gran cantidad de productos de diversos usos y en diversos sectores. Además, esta planta es fácil de cultivar, utilizar, transportar, cortar, modelar, tiene rápido crecimiento y relativo a cultivos de este tipo, alcanza su madurez en menos tiempo.

Según José Ramón Mercedes (2006), este cultivo se ha utilizado desde los tiempos antiguos. En la actualidad, tiene grandes aplicaciones en el campo de la Arquitectura, Ingeniería, Medicina, Química y varias industrias. Aunque se hable de distintas variedades y especies, se puede ver la importancia del bambú en general al pensar que en el mundo, más de 100 millones de personas viven en casas de bambú, en la India, la demanda de trabajo asociada al bambú es mayor a 16.7 millones de días-trabajo por año, en China se producen alrededor de 350 mil toneladas de pulpa de papel con bambú, en Brasil hay más de 200 mil hectáreas de bambú para producción de papel, Taiwán exporta más de 50 millones de dólares anuales en bambú comestible, etc.

Por las razones presentadas anteriormente, se puede considerar el bambú como una planta importante a nivel mundial, en América se deben promover las especies nativas de la región, como por ejemplo la Guadua. Son importantes porque se adaptan a distintas condiciones ecológicas, es un excelente material para construcción, sirve también para mejoramiento del suelo.

4.1.2 Origen y distribución. En el mundo hay aproximadamente 1250 especies de bambú, estas están en su mayor parte en América y Asia. En América van desde los 39 grados a 25 grados latitud norte, en la parte oriental de Estados Unidos hasta 47 grados latitud sur en Argentina y Chile. Las diferentes especies están desde el nivel del mar hasta lo alto de los Andes ecuatoriales. Entre todas estas, las más importantes para la población son las especies gigantes por sus múltiples aplicaciones y su valor económico. La colonización hizo que la distribución de las especies de bambú fuera alterada, ya que grandes extensiones de bambú fueron eliminadas y ahora África y Australia tienen la menor cantidad de especies. (Amaralis Burgos, 2003)

El bambú generalmente se asocia a las culturas asiáticas, pero en América se estima que existen 21 géneros y 345 especies que van desde México hasta Suramérica. Se estima que en el continente americano, el área con mayor diversidad es Bahía, Brasil. Este lugar

tiene un total de 20 géneros y de estos 5 son endémicos. A esta región le sigue el área comprendida por Costa Rica y Panamá. (Mercedes, 2006:5)

4.1.3 Botánica. Bambusoideae es una subfamilia que comprende Olyreae y Bambuseae. A la segunda familia se le llama bambúes verdaderos o solo bambúes. Las características interesantes del bambú son su rapidez de crecimiento y su floración, por ejemplo, existen especies de bambú que pueden crecer más de un metro en un día. Esta especie es *Phyllostachys Bambusoides*. Por otro lado, hay varios bambúes que tardan varios años en crecer, como es el caso de la *Guadua Angustifolia*. En los bambúes, existen dos tipos de floración y dependen de la especie:

- Floración esporádica: una o varias plantas de una población florecen.
- Floración gregaria: todos los individuos de una especie florecen al mismo tiempo y en distintos lugares.

Según José Ramón Mercedes (2006), estructuralmente, la planta del bambú, está formado por un sistema de ejes vegetativos segmentados. Dependiendo de la parte de la planta, o sea rizoma, tallo o ramas, estos ejes vegetativos varían su morfología. Esta morfología también varía dependiendo de la especie y esta es una de las características que sirve para clasificarlo.

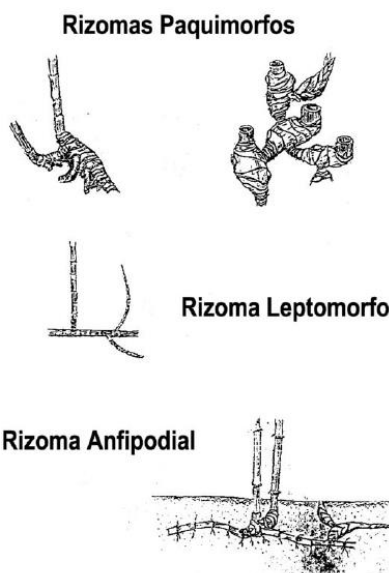
El rizoma es la raíz del bambú y es única por su ramificación y forma. Esta parte de la planta es donde se almacenan los nutrientes para después poder ser distribuidos en el resto de la planta. Por medio de ésta se propaga el bambú pues tiene una reproducción asexual en la cual se ramifica. Existen tres clasificaciones de esta ramificación y se trata de dos principales y una intermedia, las principales son paquiformo y leptomorfo, mientras que la intermedia es denominada metamórfica. A continuación, se presenta una tabla que fue obtenida del texto *Cultivo del Bambú*, realizada por José Ramón Mercedes, página 12. Del mismo documento se toma la imagen que muestra los distintos rizomas de bambúes:

Tabla No. 1: Clasificación de los bambúes según las características de los rizomas.

Nombre genérico del rizoma. (Extensible al bambú)	Tipo de rizoma	Origen del brote tallo o caña	Desarrollo de los brotes
Paquimorfo (simpodial))	Corto, grueso y aglutinado	En la yema del ápice del rizoma	En forma aglutinada, formando mandras, matorrales o macollas. En el campo se ven las plantas en densos grupos.
Metamórficas (Antipodial) (Grupo intermedio, poco frecuente)	Combina los dos grupos.	Indistintamente en una yema del ápice o lateral del rizoma	Ramificación combinada de los dos grupos.
Leptomorfo (monopodial)	Forma cilíndrica alargados y separados	En una de las yemas laterales del rizoma, el brote sale invadiendo el terreno	En forma aislada o independiente. En el campo se ven los tallos distanciados. Son llamados invasores por esta forma de crecimiento

Fuente: José Ramón Mercedes, 2006

Imagen No. 1: Detalles de rizoma



Fuente: José Ramón Mercedes, 2006

El culmo, que es el tallo del bambú, también es llamado caña o vara. Esta sección es redonda, los entrenudos pueden ser macizos o huecos y los nudos son prominentes. El bambú no tiene crecimiento hacia los lados, es decir, el bambú brota del suelo a su diámetro máximo y este diámetro disminuye con la edad. Este culmo, entre los primeros 4 y 12 meses de vida, es muy blando, por lo que se utiliza para tejidos. En la construcción, se utilizan los tallos de entre 3 y 6 años, edad a la cual alcanza su máxima resistencia. Después de los 6 años el bambú se empieza a dañar y comienza a perder resistencia. El color del culmo depende de la especie, pero pueden ser: verdes, amarillos, rojos, blancos, negro o púrpura, incluso de un color con rayas de otro color. A los culmos macizos o sólidos, se les llama bambú macho, mientras que a los huecos bambú hembra. El crecimiento de esta parte de la planta se da por la elongación de los entrenudos, en la *Guadua Angustifolia* los entrenudos maduran primero que en otras especies. También depende de la especie y además del rizoma el tiempo de crecimiento vertical, es decir desde el momento en que la planta sale del suelo hasta alcanzar su altura máxima, esto es 80 a 110 días para el grupo paquiforme y 30 a 80 días para el grupo Leptomorfo. Después de esto comienzan a salir las ramas y las hojas. (Mercedes, 2006:5)

Actualmente, no se conoce la edad máxima que puede alcanzar un bambú. No es posible medir la edad de un bambú por medio del culmo o tallo ya que no se tienen los anillos que tienen las latifoliadas y las coníferas. Es posible estimar la edad de una planta de bambú por medio de las cicatrices que se forman en las ramas cuando se renuevan las hojas. Esto ocurre aproximadamente entre un año y año y medio. Por ejemplo, las ramas de un año no tienen cicatriz, las de dos tienen una cicatriz, las ramas de tres años tienen dos cicatrices, etc.

Las hojas del bambú varían en tamaño y forma dependiendo de la edad y de la especie. Por ejemplo, existen bambúes que tienen hojas de 3 milímetros de ancho, mientras que las hay de 40 centímetros de ancho en otras especies. Es común encontrar al bambú con hojas secas, amarillas y verdes, esto se debe al proceso de cambio de hojas. La

floración del bambú se puede dar anualmente en algunas especies mientras que en otras se tarda varios años. Algunas especies mueren tras florear mientras que otras solo quedan con sus tallos debilitados y defoliados por un tiempo.

4.1.4 Taxonomía. Es complicado obtener la clasificación científica del bambú general y de la *Guadua Angustifolia* más específicamente pues existe una gran cantidad de variedades de bambú y además muchos cruces entre las variedades. Según Wikipedia y José Ramón Mercedes (2006), la clasificación aceptada para la *Guadua Angustifolia* es la siguiente:

- I. Superreino: Eukaryota
- II. Reino: Plantae
- III. División: Magnoliophyta
- IV. Clase: Liliopsida
- V. Orden: Poales
- VI. Familia: Poaceae
- VII. Subfamilia: Bambusoideae
- VIII. Supertribu: Bambusodae
- IX. Tribu: Bambuseae
- X. Subtribu: Guaduinae
- XI. Género: *Guadua*
- XII. Especie: *Guadua Angustifolia*

4.1.5 Silvicultura. La silvicultura se refiere al cultivo de los árboles. Comprende exigencias climáticas, exigencias de suelo, mantenimiento, cuidados culturales, etc. Las exigencias dependen de la especie, pero la lluvia debe estar entre 1000 milímetros anuales y un poco más de 4000 milímetros al año para que la mayoría de bambúes se desarrollen. El mínimo son 100 milímetros mensuales durante seis meses para que los brotes puedan desarrollarse y los rizomas requieren de 200 milímetros en el mismo período. En cuanto a la temperatura, el bambú se desarrolla entre 9 y 36 grados centígrados. El pH del suelo ideal está entre 5 y 6.5, no es bueno que esté en un suelo que no drene fácilmente pues no es favorable para el crecimiento. Las hojas que se caen del bambú hacen buen suelo pues se recicla la sílice que tiene la planta.

Según José Ramón Mercedes (2006), para la siembra de esta planta, se debe tener un área libre de sombra pues al inicio del desarrollo, la planta necesita mucha luz. Para el ahoyado, se debe hacer una cuadrícula que separe los agujeros donde se insertarán los culmos a sembrar. Esta separación debe ser de 50 a 70 centímetros en ambos sentidos y la profundidad del agujero debe ser de 30 centímetros. Si se siembra por medio de trasplante directo, es decir sin utilizar vivero, es recomendable seguir lo siguiente:

- Propagación por secciones de tallo: Colocar dos secciones por hoyo para asegurar que hayan más yemas y que exista brote.
- Propagación por rizoma: Asegurarse que exista buen contacto del rizoma con el suelo.

La siembra se debe realizar en las primeras lluvias de las estaciones lluviosas para tener una buena humedad en el suelo, hay que tener cuidado con el tema del agua pues, a diferencia de las plantas adultas, las plantas nuevas no resisten el exceso o la falta de agua.

Hay que remarcar que el bambú adquiere su altura en un año o menos después de haberlo sembrado en el campo, pero en este tiempo no es posible cortarlo para utilizarlo en construcción, sino que hay que esperar a que el tallo alcance madurez y dureza. En el caso de la *Guadua Angustifolia*, se aconseja el corte a los 4 años pues en este tiempo las células ya desarrollaron tejido leñoso que le brinda resistencia. En un área poblada de bambú, se consideran las siguientes cinco etapas de crecimiento:

1. Fase de brotación o renuevo: En la mayoría de las especies esta fase se da en un tiempo menor a los 180 días y es cuando el culmo están emergiendo del suelo y los entrenudos no se han elongado.
2. Fase juvenil: Se comienzan a desarrollar las ramas y los brotes son verde intenso, los nudos son más claros. Esta fase va de 6 a 12 meses.
3. Fase comercial, adulta o madura: Ramas bien desarrolladas, tallos pálidos. Se puede hacer el aprovechamiento pues la madera es resistente. Dependiendo de la especie, se da entre 1 y 4 años, para la *Guadua Angustifolia* es de 4 años.
4. Fase de sazónamiento: La madera va perdiendo resistencia y la fase va de 4 a 6 años.
5. Fase vieja o sobre madura: El culmo se degrada y la planta tiene poco follaje. (Mercedes, 2006:5)

Tras este proceso, viene el corte del bambú, lo cual esperábamos para poder utilizarlo en construcción. Este corte se realiza sobre el primer nudo del culmo y a los 4 años aproximadamente. Esta edad permite que se obtenga resistencia y además que la planta se mantenga activa. Es posible distinguir un bambú maduro y listo para cortarse porque se puede notar que el culmo pierde el brillo. Además, se debe notar que no haya tallos en crecimiento ni rizomas nuevos. Es importante hacer énfasis en que no se deben cortar todos los tallos, se debe dejar a la planta con una cuarta parte de sus tallos pues esto logra que los rizomas no se vuelvan improductivos y que la planta no pierda su vigor. Si se corta un tallo muy joven, la brotación de tallos será mayor, pero con tallos pequeños

mientras que si se cortan los tallos demasiado maduros, el número de tallos nuevos será reducido pero los tallos serán largos. Este fenómeno varía dependiendo del control de la maleza y de los fertilizantes que se aplican. Se aconseja tomar en cuenta los siguientes factores para tener la mayor eficiencia de la población:

- Ciclo de corte: Es el tiempo entre los aprovechamientos de la planta. Los factores que influyen son la madurez del tallo, la máxima madurez, la extensión de siembra, la demanda del material en el mercado y la disponibilidad de trabajadores.
- Intensidad de corte: Se refiere al número de tallos que se cortan en cada aprovechamiento. Es determinada por la densidad de la población y la madurez de la misma. Se deben cortar los tallos maduros, los débiles y los enfermos, de esta forma se tiene la materia para aprovechamiento y se eliminan los obstáculos para los tallos jóvenes.
- Métodos de corte: Se debe tener el equipo de corte bien afilado para evitar daños al culmo. El aprovechamiento se hace la mayoría de las veces a mano. Se utiliza un tipo de machete llamado “bolo” o sino una hoz. Las consideraciones que se deben hacer son cortar los culmos que han alcanzado la madurez por encima de su primer nudo, eliminar las ramas laterales de las varas y colocar el culmo cortado en la posición correcta para que se sequen.

4.1.6 Tratamiento. El bambú debe reposar por aproximadamente 30 días después de ser cortado. En muchos casos, el ataque de insectos y hongos ocurre en este período de reposo. El bambú Guadua tiene una muy baja resistencia al ataque de insectos, esto se debe a que la Guadua tiene un alto contenido de almidón, el cuál es el alimento principal del tipo de insectos que atacan estas plantas. Para evitar degradaciones de este tipo, existen tratamientos tanto naturales, como tratamientos químicos. La efectividad de los tratamientos naturales en el bambú es dudosa, por lo que la mejor opción es la de los tratamientos químicos. Los tratamientos químicos son poco conocidos en nuestro país, pues la utilización del bambú como material de construcción es poco conocida, esto hace que los tratamientos sean desconocidos y desestimados. En este apartado, se presentarán técnicas de inmunización y tratamiento de bambú de diferentes fuentes como por ejemplo INBAR (International Network for Bamboo and Rattan). (Amaralis Burgos, 2003)

La durabilidad natural del bambú es muy baja. La durabilidad varía a lo largo del tallo del bambú y del espesor de las paredes del mismo. La parte inferior del tallo es considerada más durable y la parte interior de la pared es considerada menos durable que la parte exterior. La poca toxicidad y la cantidad de almidón en la planta causan que hongos cromógenos e insectos, como por ejemplo “*Dinoderus Minutes*” y “*Lyptus*”, causen daños graves en el bambú durante el corte, secado, almacenamiento y uso. El bambú puede durar entre 1 y 3 años si está en contacto con el suelo, entre 4 y 7 años si no lo está, pero si se le da tratamiento, el bambú durará entre 15 y 20 años en condiciones extremas. (Elia Monroy, 2006)

Existen dos tipos de agentes que atacan al bambú, estos son los agentes destructores de origen animal y los agentes destructores de origen biológico.

4.1.6.1 Agentes destructores de origen animal. Según Elia Monroy la destrucción de la madera se da generalmente por culpa de los insectos. Estos insectos son generalmente de la rama de los coleópteros y algunos otros son isópteros. Además de estos, el bambú y la madera son atacados por hormigas carpinteras, orugas, lepidópteros, avispas, etc. A continuación, se detalla cada uno:

- **Coleópteros:** Esta división taxonómica comprende 250,000 especies. Se refiere a animales como por ejemplo escarabajos, pulgas, gorgojos, picudos, entre otros. Estos se alimentan de materia vegetal. Entre este tipo de insectos se encuentran varias plagas de la agricultura y de especies forestales, como por ejemplo la carcoma.
- **Isópteros:** En esta división se encuentran las termitas, las cuales se alimentan de madera y además la perforan para habitar en ella.
- **Hormigas carpinteras:** No se alimentan de la madera, pero habitan en ella.

4.1.6.2 Agentes destructores de origen biológico. Estos se refieren a los mohos y a los hongos cromógenos. Estos no afectan necesariamente la resistencia de la planta, pues lo que hacen es alimentarse del contenido de las celdillas de las plantas, no de las celdillas mismas. Para que la planta sea atacada, se requiere un contenido de humedad superior a la saturación de la fibra, o sea entre 27 y 32 por ciento. A continuación, se detallan los mohos y los hongos:

- **Mohos:** Se pueden ver pues en la madera crece un objeto algodonoso. Se presenta en colores desde el blanco hasta el negro. Estos aparecen cuando hay exceso de humedad, pero al secarse la madera, se pueden cepillar sin afectar la resistencia de la misma.
- **Hongos Cromógenos:** Estos penetran en la madera dándole coloración y afectan la resistencia.

- Hongos Xilófagos: Afectan las propiedades físicas y químicas del material, reduciendo seriamente la resistencia física de la madera. Estos organismos son los que provocan la pudrición, la mayoría atacan a la planta cuando ya está muerta, pero algunos pueden atacarla mientras está viva. Cuando la atacan viva se debe a alguna debilidad causada por los insectos. Este hongo provoca distintos tipos de pudrición, entre los que están:
 - Pudrición suave o blanda: En esta, los hongos atacan a la celulosa y provocan una degradación superficial de la madera hasta adquirir una consistencia grasosa y oscura.
 - Pudrición blanca: Los hongos atacan lignina y carbohidratos y el residuo semeja un esqueleto de madera sin coloración oscura.
 - Pudrición parda: Los hongos descomponen a la celulosa dejando casi intacta a la lignina. La parte atacada se contrae y forma hendiduras, esto da una apariencia cubicada a la madera. (Elia Monroy, 2006)

4.1.6.3 Tratamiento del bambú Guadua. El bambú está constituido en un 10 por ciento de haces vasculares (un haz vascular es cada uno de los cordones que forman el sistema vascular de las plantas), un 40 por ciento de fibra y un 50 por ciento de parénquima. Los haces más pequeños se encuentran en la parte exterior del tallo mientras que los más grandes se encuentran en la parte interna del tallo. Los haces vasculares son de vital importancia para el tratamiento del bambú pues estos serán el transporte de los preservantes del bambú. De los haces vasculares, los preservantes pasarán a los otros tejidos del bambú. Este proceso se debe realizar bien pues si no se logra, se tendrán zonas no tratadas que quedarán propensas a insectos y hongos.

Según Amarilis Burgos, la humedad es otro factor importante en el tratamiento del bambú. Un bambú más viejo contiene menos humedad que uno más joven. Cuando el bambú está verde, el movimiento del preservante en el tallo ocurre por difusión. Estas diferencias en bambúes tienen consecuencias en los tratamientos de bambú que no son a

base de presión. Cuando el bambú es secado, ocurren cambios anatómicos que hacen más difícil el tratamiento. El bambú comienza a contraerse desde el momento que comienza a perder humedad. Lo que sucede es que la savia es precipitada, entonces los agujeros de transporte de fluidos son taponados y es más difícil llegar a ciertos tejidos. Esto y el aire atrapado en el tallo contribuyen al incremento de presión necesario para que los fluidos penetren en todo el tallo. Las capas externas contienen cera que las hace impermeables, mientras que las internas no contienen.

4.1.6.3.1 Métodos no químicos de protección. Con estos métodos se busca la reducción de los carbohidratos como azúcares y almidones que son los principales alimentos de los insectos xilófagos. Los métodos son los siguientes:

- Cortar el bambú durante la estación seca: Esto es porque el contenido de azúcar en las plantas varía de acuerdo a la estación, en el bambú, el azúcar disminuye en la estación seca. (Amarilis Burgos, 2006)
- Cortar el bambú después de que tenga 3 o 4 años, esto es porque a esta edad el bambú madura y en el bambú maduro el contenido de carbohidratos es bajo. (Amarilis Burgos, 2006)
- Curar el tallo: Esto se realiza cortando el tallo en la base y dejándole las ramas y hojas a la planta, de esta manera la transpiración continúa y los carbohidratos se reducen. (Amarilis Burgos, 2006)
- Inmersión en agua: En los países de Asia, se sumerge el bambú cortado en agua corriente. Se logra reducir la cantidad de carbohidratos que están en la parénquima. Esta inmersión es de 4 a 12 semanas. (Amarilis Burgos, 2006)
- Ahumado sobre fuego abierto: Se coloca el bambú sobre el fuego pero sin que se queme. Esto logra que el bambú se ponga negro y el calor del fuego extrae los carbohidratos. Por ejemplo, en Japón se colocan los tallos de bambú en cámaras con fuego que están entre 120 grados centígrados y 150 grados centígrados. (Amarilis Burgos, 2006)

Imagen No. 2: Bambú ahumado.



Fuente: Conbam.

4.1.6.3.2 Métodos de protección utilizando químicos. Los métodos de protección químicos son más efectivos que los no químicos. Esto es porque los no químicos solo funcionan contra insectos taladores pero no contra xilófagos y hongos. Los químicos utilizados dependen de si el culmo (tallo) está verde o seco y de la finalidad que se le dará a la planta. En estos métodos se utilizan tanto tratamientos de presión como tratamientos sin presión, el punto es la penetración completa de los preservantes en el culmo.

Los métodos de protección con bambú verde son los siguientes:

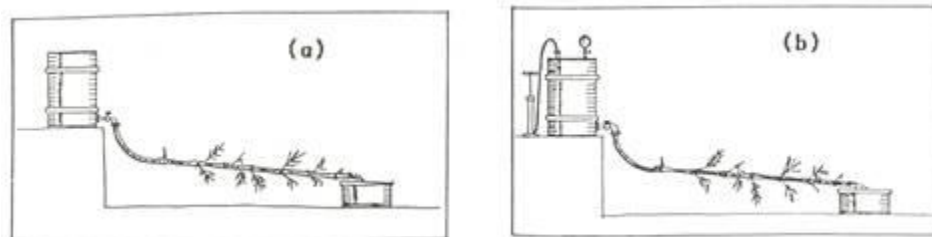
El bambú verde es aquel recién cortado que aún no está seco.

- **Desplazamiento de savia:** El pie del bambú es sumergido de forma vertical en aproximadamente 25 centímetros en una solución que debe tener una concentración entre el 5 y 10 por ciento de preservante hidrosoluble. El

preservante hidrosoluble puede ser ácido bórico-bórax, ácido cúprico-cromo, CCA, entre otros. Esta solución subirá por el tallo por capilaridad y la savia será desplazada. El nivel de 25 centímetros se debe mantener siempre. En 6 días aproximadamente, se lograría una retención de 10 kg/m^3 en un bambú de 2 metros. (Amarilis Burgos, 2006)

- **Proceso de difusión:** Los tallos recién cortados, con un porcentaje de humedad de más de 50 por ciento, son sumergidos en soluciones hidrosolubles como las mencionadas anteriormente. Deben ser sumergidos entre 10 y 20 días. Si se perfora cerca de los nudos la penetración será mejor, además si el corte en el bambú es longitudinal y no redondo la penetración también será mayor. Esto se debe a que la capa externa es impermeable pero la interna no lo es. Se logra una retención de 13 kg/m^3 al utilizar una solución de sulfato de cobre al 20 por ciento por cuatro días, luego una solución de dicromato de sodio al 20 por ciento por cuatro días y luego dejando la pieza bajo techo durante un mes. Con esto se logra un 40 por ciento de penetración. (Amarilis Burgos, 2006)
- **Proceso Boucherie:** Funciona cuando el material aún está verde y consiste en reemplazar la savia por sales hidrosolubles. Se necesita un recipiente donde se pondrá la solución, esta solución debe estar más alta que el tallo para que la solución pueda bajar por gravedad. El recipiente va conectado a mangueras que se conectan en los extremos de los tallos. A este método se le puede aplicar presión incluyendo una bomba hidroneumática, con esto se logra que el tratamiento dure de 3 a 8 horas en vez de varios días. A continuación, se ilustra el proceso. (Amarilis Burgos, 2006)

Imagen No. 3: Tratamiento Boucherie.



Fuente: Amarilis Burgos. 2003.

La penetración y absorción del tratamiento para todos los métodos anteriores depende de la concentración de la solución, tiempo de tratamiento, naturaleza del químico usado, dimensión del bambú, su edad y su contenido de humedad.

Los métodos de protección del bambú seco son los siguientes:

El bambú seco es aquel que se ha dejado reposar tras el corte.

- **Inmersión:** Este método requiere de poca capacitación y poco equipo. Se sumerge el bambú en una solución preservante que penetra por capilaridad. El tiempo depende de la especie, edad, espesor de la pared y absorción requerida en el bambú. Experimentos que se realizaron mostraron que en 2 semanas, la mayoría de las especies absorbieron una gran cantidad. El bambú entero se puede perforar cerca de los nudos tratando de causarle el menor daño al tallo. En esta técnica se utiliza generalmente una solución llamada Pentaborato. El Pentaborato consta de un kilogramo de ácido bórico y un kilogramo de bórax diluidos en agua hasta lograr 50 litros de solución. Se sumerge en esta solución entre 5 y 8 horas y después se deja escurrir verticalmente. (Amarilis Burgos, 2006)
- **Baño caliente:** Se sumerge el bambú en una solución preservante caliente y después en una a temperatura ambiente. Cuando el bambú se calienta, el aire que tiene en su interior se expande y sale, luego al enfriarse en la misma sal

oleosoluble que se calentó, pero ahora a temperatura ambiente, se produce un vacío que favorece la absorción del preservante. La duración del baño a temperatura ambiente debe ser del doble de duración que el de baño caliente. Aproximadamente, por cada centímetro de pared del tallo se requiere una hora de calentamiento. En este tipo de calentamiento se deben utilizar sales oleo solubles pues se pueden calentar a 90 grados centígrados mientras que las hidrosolubles se descomponen al pasar los 45 grados centígrados. (Amarilis Burgos, 2006)

- Tratamiento a presión: Este es un tratamiento caro en el que se le meten preservantes hidrosolubles o creosota. Se necesitan instalaciones especiales y que el tallo esté seco al aire. Durante este tratamiento se pueden rajarse o colapsar las piezas si las paredes son delgadas. En este tratamiento también presenta una mayor penetración el bambú cortado longitudinalmente. Se utilizan preservantes como CCA (Arsénico, cobre y cromo) o CCB (Boro, cobre y cromo) y presiones de 7 kg/cm². Esto produce una absorción de entre 14 y 18 kg/m³. (Amarilis Burgos, 2006)

A continuación, se presenta una tabla indicando el método de impregnación, altura en el tallo y absorción de preservantes:

Tabla No. 2: Absorción por métodos de impregnación.

Altura	Método	Absorción (kg/m ³)	Desviación estándar
Base	Inmersión	58.45	7.74
	Difusión simple	48.58	18.5
	Doble difusión	69.53	31.27
	Baño caliente-frío	72.03	0.9
	Presión	233.74	19.03
Media	Inmersión	95.75	48.06
	Difusión simple	73.33	25.29
	Doble difusión	95.68	20.89
	Baño caliente-frío	82.69	8.53
	Presión	266.07	36.98
Alta	Inmersión	97.34	42.37
	Difusión simple	119.63	52.8
	Doble difusión	146.29	27.98
	Baño caliente-frío	111.34	18.16
	Presión	332.08	153.73

Fuente: Yetzica Gonzales, *et al.* 2009.

4.1.7 Propiedades físicas y mecánicas del material. La *Guadua Angustifolia* tiene ciertas propiedades físicas y mecánicas que lo distinguen de las otras especies de bambú.

Las propiedades físicas son las siguientes:

- Hábito perenne.
- Rizomas bien desarrollados.
- El tallo (culmo) es bien lignificado y fuerte.
- Las hojas presentan un pseudopecíolo.
- “El antecio presenta tres lodículas” según José Ramón Mercedes, página 10.
- La floración toma varios años.

- La densidad promedio de Guadua secada al horno es de 635 kg/m^3 mientras que si se seca al aire es de 666 kg/m^3 .
- La conductividad eléctrica es nula.
- El magnetismo es nulo.
- Conductividad térmica:
 - Bambú: $0.13 \text{ W/m}^*\text{K}$
 - Aire: $0.024 \text{ W/m}^*\text{K}$
- Conductividad acústica: Absorbe 10 % y refleja 90 % de las ondas sonoras.

Las propiedades mecánicas se basan en las siguientes características del material:

- La especie de las propiedades es Guadua Angustifolia.
- La edad de cosecha está entre 4 y 6 años.
- El contenido de humedad en el bambú corresponde al contenido de humedad de equilibrio del lugar.
- Se debe proteger al bambú contra agentes como insectos, hongos, humedad, etc.
- Es importante que el bambú no tenga una deformación inicial del eje mayor a 0.33 por ciento de la longitud.
- La conicidad debe ser menor a 1 por ciento.
- Las piezas no deben presentar fisuras perimetrales en los nudos ni longitudinales a lo largo del eje neutro. Si existieran fisuras, se deben colocar en la fibra externa superior o en la fibra externa inferior.
- Si hay agrietamiento de un 20 por ciento o más de la longitud del tronco, no se puede utilizar la pieza.
- Las piezas no pueden presentar perforaciones de insectos xilófagos.
- No se pueden utilizar piezas con ningún grado de pudrición.

- Las piezas no deben estar directamente bajo los rayos ultravioleta pues estos producen resequedad y esto causa grietas, tampoco pueden estar directamente bajo el agua pues el cambio de humedad puede producir pudrición. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica)

Bajo estas características, se presenta en la siguiente tabla los esfuerzos admisibles del material:

Tabla No. 3: Esfuerzos admisibles en MPa.

F_b Flexión	F_t Tracción	F_c Compresión $\parallel$	F_{p^*} Compresión $\perp$	F_v Corte
15	18	14	1.4	1.2

$\parallel$ = compresión paralela al eje longitudinal.

$\perp$ = compresión perpendicular al eje longitudinal.

*La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

Fuente: NSR-10, Título G. 2010.

A continuación, se muestran los módulos de elasticidad del material:

Tabla No. 4: Módulo de elasticidad en MPa.

Módulo promedio $E_{0.5}$	Módulo percentil 5 $E_{0.05}$	Módulo mínimo E_{min}
9.500	7.500	4.000

Fuente: NSR-10, Título G. 2010.

4.1.8 Criterios utilizados

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10
 - Título B: Combinaciones de cargas.
 - Título C: Mortero y anclaje.
 - Título F: Diseño de elementos metálicos en bambú.
 - Título G: Diseño de elementos a flexión, compresión, flexo compresión y conexiones.
- Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala Agies
 - NSE-2: Integración de cargas y aspectos sísmicos
 - NSE-4: Método de la carga sísmica estática equivalente

4.1.9 Sistema constructivo. El sistema constructivo se realizará utilizando bambú Guadua. Se empleará un tipo una construcción realizada principalmente de Guadua y en la que además se utiliza concreto para partes como por ejemplo los cimientos y además se puede emplear madera o guadua para partes como por ejemplo entrepisos y soleras. La utilización de la madera acerrada se debe a que esta no es redonda y al ser cuadrada facilita la unión entre partes de la vivienda. Los muros se cubren con mortero, el cuál va sobre una esterilla de Guadua o sino sobre alambre espigado con costales. Las uniones se realizan principalmente con pernos o varillas roscadas. Esto se detallará más adelante.

4.1.9.1 Antecedentes. Según el libro *Nuevas Técnicas de Construcción en Bambú (1978)*, se han encontrado improntas de bambú en construcciones que tienen aproximadamente 9500 años de antigüedad. Este material fue utilizado por indígenas de América, de lugares como Colombia o Venezuela que fabricaban bohíos, un tipo de vivienda. Además se utilizaba el tipo de vivienda llamado bahareque o bareque. Esta vivienda se construye de cañas tejidas y barro. Estos tipos de viviendas han ido evolucionando y mejorando. Se han mejorado las uniones, se han creado códigos y normas para la utilización en construcción, se han establecido resistencias, etc.

4.1.10 Proceso constructivo.

4.1.10.1 Cimentación. Se comienza el proyecto realizando la cimentación, después de haber realizado topografía y trazos. Se debe limpiar el terreno de material orgánico y además realizarse las debidas obras para que el agua drene y exista la menor cantidad de humedad. Además de haber realizado un estudio de suelos. Lo ideal es fabricar una losa de cimentación o sino, un cimiento corrido que configure rectángulos para poder asegurar la transferencia de cargas desde la estructura al suelo de forma equilibrada y adecuada. De utilizarse el cimiento corrido, los nudos entre vigas, unión entre vigas, deben ser monolíticos. Este cimiento corrido debe calcularse debidamente es posible utilizar la siguiente tabla que proviene de un documento realizado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica especialmente para viviendas de bambú:

Tabla No. 5: Refuerzo mínimo de cimentaciones.

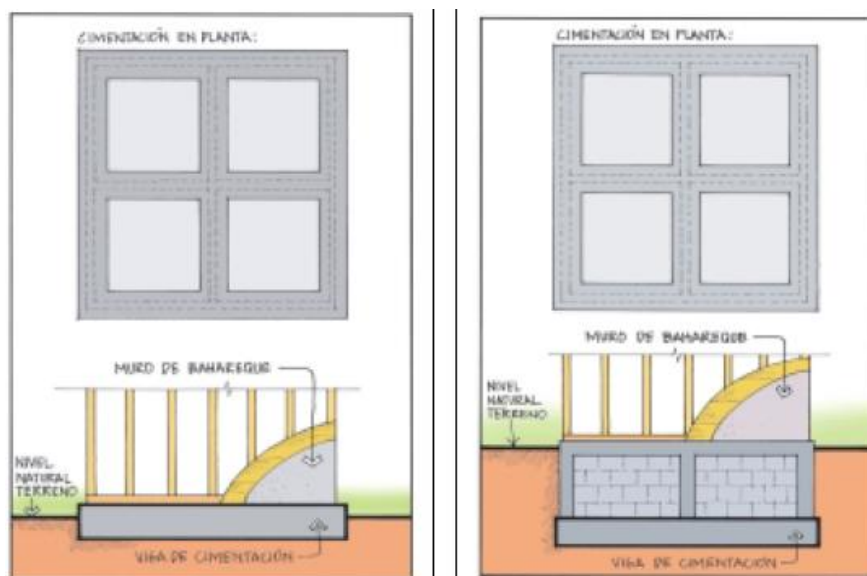
	UN PISO	DOS PISOS	Calidad
Anchura	300 mm	300 mm	$f'c = 17,25 \text{ Mpa} = 172.5 \text{ kg/cm}^2$
Altura	300 mm	300 mm	$f'c = 17,25 \text{ Mpa} = 172.5 \text{ kg/cm}^2$
Acero longitudinal	4 No. 3	4 No. 4	$f_y = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ kg/cm}^2$
Estribos	No. 2 a 200 mm	No. 2 a 200 mm	$f_y = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ kg/cm}^2$
Bastones	No. 3*	No. 4*	$f_y = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

«Los bastones deben colocarse en los extremos de cada muro, en las intersecciones con otros muros, y en lugares intermedios, a distancias no mayores que 35 veces el espesor efectivo del muro o 4 m, lo que sea menor, anclados a la viga de cimentación con una profundidad no inferior a la mitad de su altura. Si entre la cimentación y el muro hay una sobre cimentación de mampostería o concreto, los bastones deben estar embebidos en ésta, por lo menos con una longitud de 300 mm.» Según la (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2006:30)

Si la malla de vigas o cimiento corrido queda sobre el nivel del suelo, es posible continuar con la construcción pues el Bahareque no está en contacto con el suelo, si el suelo no es bueno y la cimentación tiene que ir bajo el nivel del suelo, es posible fabricar una sobre cimentación de mampostería a manera de que el Bahareque no entre en contacto con el suelo. Además, los muros del primer nivel se deben proteger de la humedad con un zócalo. A continuación, se muestra una imagen de la cimentación para ejemplificar:

Imagen No. 4: Profundidad de cimentación.

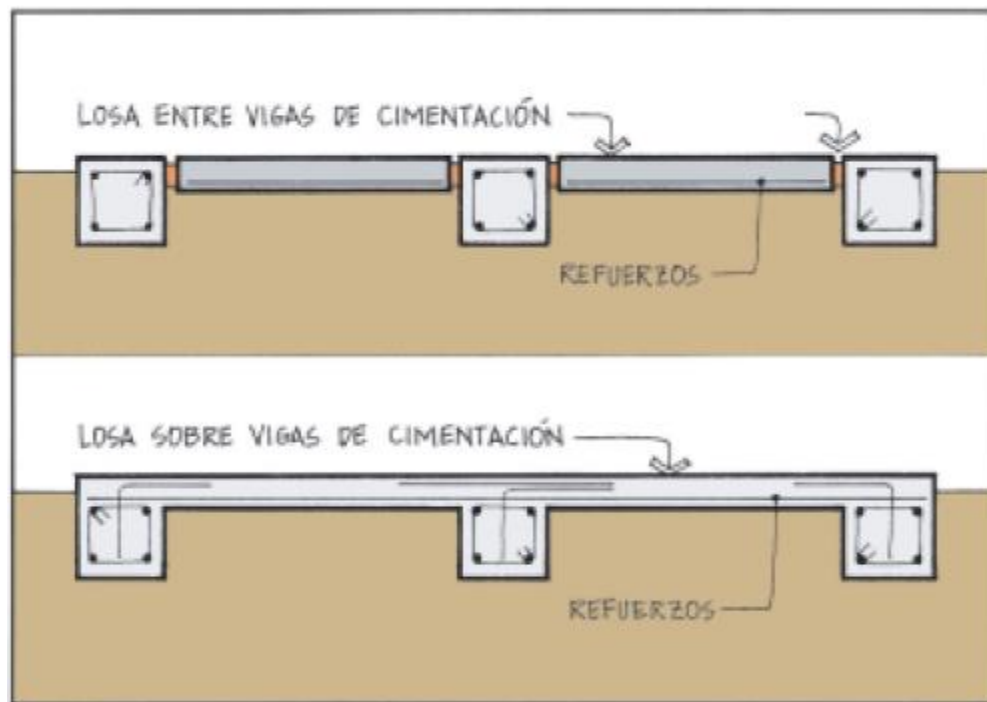


Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Además, la sobre cimentación debe ir bien anclada a la cimentación. Esto se realiza con barras de acero.

4.1.10.2 Losa. Si no se realizó losa de cimentación, se puede fundir una losa sobre la cimentación, o la malla de vigas. Si se funde una losa de cimentación, es posible realizar una losa de poco espesor que cumpla solamente con las cargas necesarias de la vivienda y se puede engrosar en las partes de carga de muros. De esta manera queda un cimiento corrido y una losa unidas. A continuación, se muestra una imagen de las maneras de fundir losa entre la malla de vigas de cimentación:

Imagen No. 5: Opciones de fundición de losa.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.10.3 Instalaciones. Al haber finalizado con la cimentación, se deben hacer las instalaciones de tubería. Es posible pasar la tubería a través de los muros de sobre cemento. Lo más aconsejable es no pasar la tubería a través de los elementos estructurales, pero de no tener otra opción se deben cumplir varios requisitos, entre los que están: el diámetro de la tubería no debe ser mayor a 150 mm, la tubería debe pasar a través del tercio central del elemento atravesado, las perforaciones que se realicen no pueden tener mayor altura a 150 mm y 300 mm de longitud, si la perforación es mayor a 150 mm, se deben colocar estribos a cada lado de la perforación, estando espaciados a 50 mm cada uno del agujero. Si no se desea pasar la tubería a través de las vigas en la malla de vigas, es posible ponerla debajo de esta. La tubería debe estar espaciada un mínimo de 100 mm. Estos 100 mm son desde el punto más alto de la tubería hasta al más bajo de la cimentación. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998)

4.1.10.4 Muros. El principio de esta construcción es utilizar la Guadua como elementos principales de construcción. Los pie derechos son las columnas que van adentro de cada muro. A estas columnas se suman dos soleras, una a arriba y una abajo. Estas soleras se pueden hacer de madera acerrada o de Guadua, pero la madera acerrada es preferible por ser rectangular, se puede colocar directamente en los extremos de la Guadua en vez de colocarla a un lado. Además, se puede poner arriostramiento entre los pie derechos para la resistencia lateral. Por otro lado, si la casa es de dos niveles, no siempre es necesario utilizar la solera superior. En efecto las vigas de entrepiso actúan como los elementos horizontales en vez de las soleras. Además, si no se desea poner la solera inferior, se pueden hacer pedestales para los pies derechos. Así, se tienen varias opciones en este tipo de construcción. A continuación, se muestra la facilidad de utilizar la madera acerrada contra utilizar la Guadua como soleras:

Imagen No. 6: Solera de madera acerrada.



Fuente: E. 100 Bambú.

Imagen No. 7: Solera de bambú Guadua.

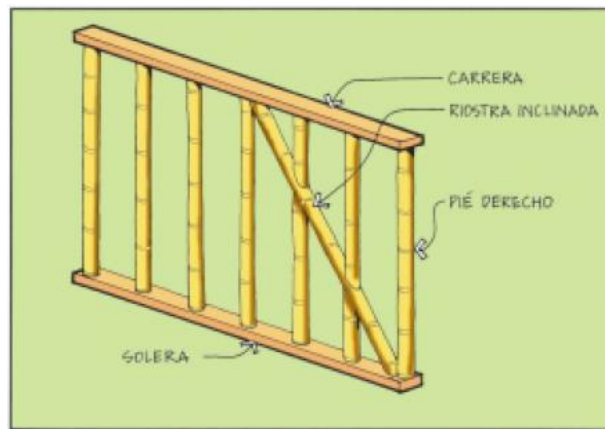


Fuente: E.100 Bambú.

Existen tres tipos de muros:

- Muros estructurales arriostrados: Están formados por solera superior e inferior (la solera superior se llama también “carrera”), pies derechos, elementos diagonales de arriostramiento y recubrimiento de mortero. En algunos casos las soleras no se utilizan. Estos muros resisten cargas verticales y horizontales. Se colocan generalmente en esquinas de la vivienda y en los finales de los muros. A continuación, se muestra una imagen de un muro estructural arriostrado:

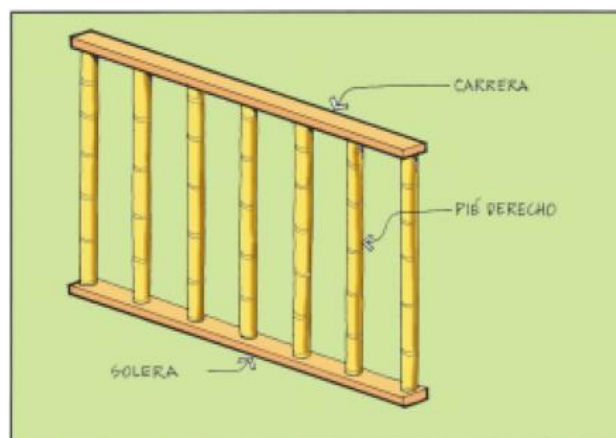
Imagen No. 8: Muro estructural arriostrado.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

- Muros estructurales no arriostrados: Están formados por solera superior e inferior, pies derechos y recubrimiento de mortero. Estos muros solamente resisten cargas verticales. En estos se sitúan puertas y ventanas. A continuación, se muestra un muro estructural no arriostrado:

Imagen No. 9: Muro estructural no arriostrado.

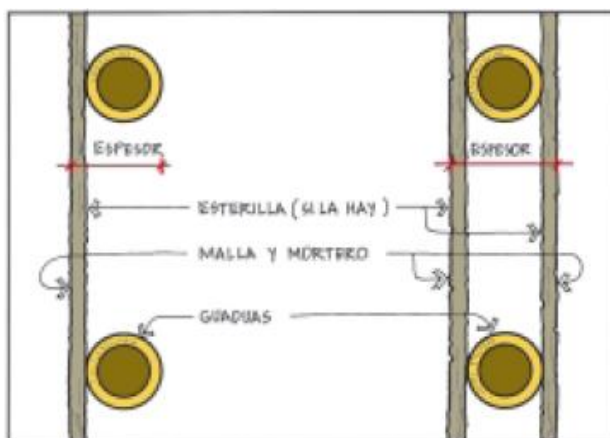


Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

- Muros no estructurales: Estos muros solo son para tabicaciones. Solo deben soportar su propio peso. Estos se deben anclar a los diafragmas y a los muros perpendiculares.

En cualquiera de los tres casos se coloca el recubrimiento de mortero de la misma forma. Es posible colocar tableros sobre las Guaduas, sobre éstas alambre y mortero. Se puede colocar esterilla (piezas delgadas y alargadas de Guadua), sobre ésta alambre y mortero o simplemente, se puede enrollar alambre espigado alrededor de la Guadua y sobre este poner costales estirados para ponerle el mortero. El mortero servirá como cernido o acabado. A continuación, se muestra una imagen para ejemplificar las capas con una sección de un muro:

Imagen No. 10: Mortero aplicado a los muros de Guadua.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

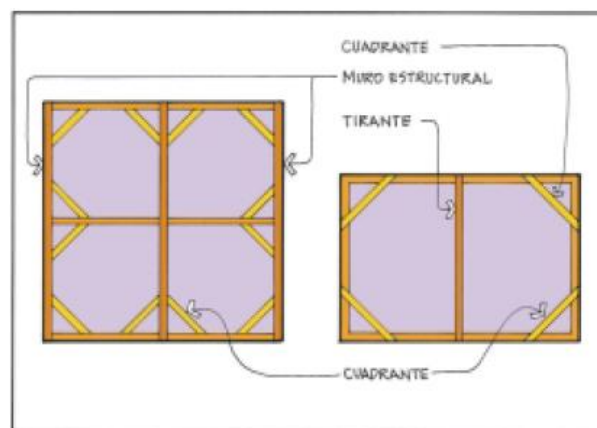
El cálculo de los muros se hace de acuerdo al diámetro promedio de la Guadua de un muro sumado al espesor del recubrimiento. El espesor que se toma en cuenta para el cálculo es el alambre o malla, mortero y esterilla. Es mejor tener un recubrimiento de ambos lados. Un muro con recubrimiento en ambos lados tiene una longitud efectiva igual a su longitud real, pero una con un solo lado de recubrimiento tiene una longitud efectiva

igual a la mitad de la longitud real. Esta longitud efectiva se utiliza cuando los elementos utilizados para cerrar muros actúen de forma estructural.

El ancho de las soleras viene dado por el diámetro de la Guadua. Este ancho tendrá un mínimo del diámetro mínimo de los pies derechos. Es mejor realizar estas soleras en madera aserrada no solo por la facilidad de uniones, sino que también porque estas uniones permiten una mayor rigidez y además la madera aserrada sufre menos por aplastamiento que la Guadua. Es posible también hacer las soleras de Guadua. Se deben tener en cuenta consideraciones como por ejemplo las uniones entre elementos de Guadua, aplastamiento en las uniones y el cálculo de los elementos de unión. Generalmente, se llena la sección de Guadua que fue atravesada por un perno, más adelante se entrará más en detalle sobre las uniones. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica)

4.1.10.5 Diafragmas. Según la asociación colombiana de ingeniería sísmica (1998), en los diafragmas tanto de techo como de entrepiso, es importante lograr una buena conexión para que se transfieran las cargas verticales y laterales hacia los muros de manera correcta. Se utilizan tirantes y cuadrantes en los diafragmas para garantizar que el sistema trabaja en conjunto. Es posible utilizar solamente cuadrantes si la relación en los diafragmas no es mayor a 1:1.5 entre el lado menor y el mayor, de lo contrario se utilizan tirantes para dividir los espacios y así mantener una relación menor que 1:1.5. A continuación, se muestra una imagen para ilustrar lo explicado anteriormente:

Imagen No. 11: Diafragmas con cuadrantes y tirantes.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

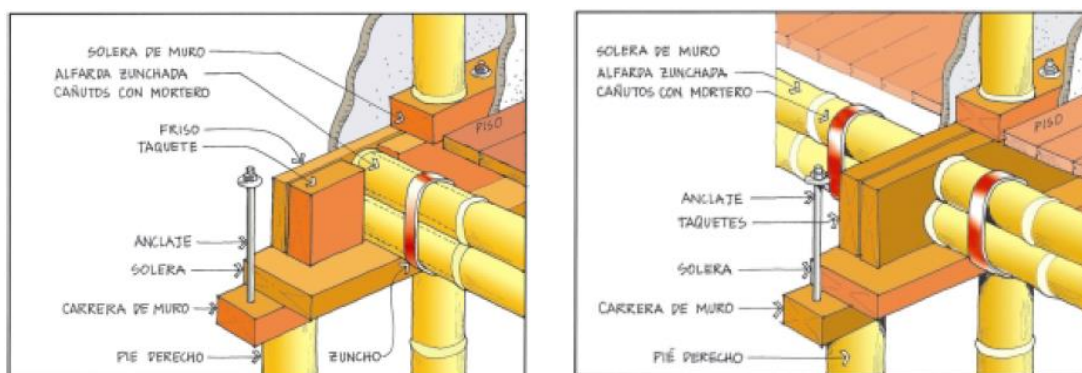
Si no se utilizan tirantes y cuadrantes, es posible utilizar un sistema que incluya costaneras, vigas secundarias y vigas primarias. Este segundo sistema será mejor si los espacios son grandes o las luces a cubrir son largas. El sistema con costaneras y vigas es similar al utilizado en la madera, con la diferencia que se utilizan elementos de Guadua y además que los cálculos para elementos y uniones son distintos.

4.1.10.6 Entrepiso. Los entrepisos deben tener cierta rigidez para poder trabajar como diafragmas. Estos deben estar conformados de la siguiente manera:

- Viguetas o costaneras (también llamadas alfardas y largueros): soportan el recubrimiento del piso.
- Recubrimiento: se puede hacer de tres formas
 - Esterilla de Guadua
 - Alambre y mortero de cemento
 - Malla expandida, alambre y mortero de cemento
 - Tablones o tablas de madera

En el caso de los entrepisos es aconsejable construir las soleras de madera densa. Si esta se va a hacer con Guadua, se deben colocar dos Guaduas, una encima de otra, unidas por zunchos y a distancias entre 30 y 40 centímetros, sino se debe utilizar una sola Guadua pero de mayor diámetro para poder resistir las cargas. Se debe colocar un friso (sección rectangular de madera, se ilustra más adelante) de borde al final de cada Guadua o entre Guaduas. Estas serán viguetas de madera con la altura de las Guaduas. Esto es para que no ocurra aplastamiento en las Guaduas. Los cañutos apoyados sobre los muros se deben llenar de mortero. A continuación, se muestran imágenes con el detalle de los entrepisos en los que se utilizan vigas de Guadua:

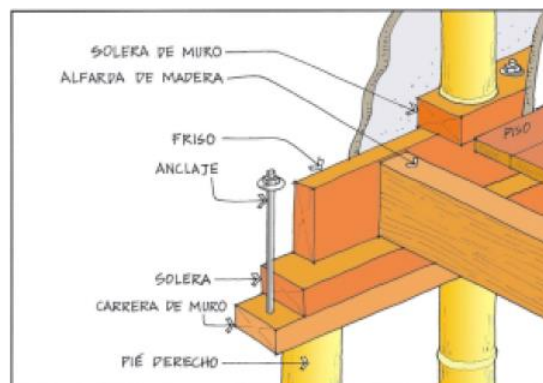
Imagen No. 12: Detalle de entrepiso con vigas de Guadua



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Si se desea utilizar madera acerrada para las vigas y viguetas del entrepiso, se puede realizar como se muestra en la siguiente imagen:

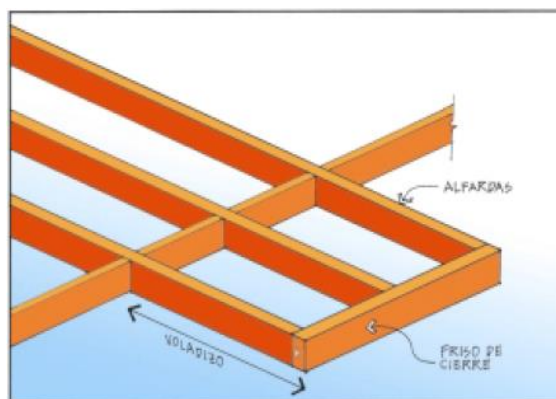
Imagen No. 13: Detalle de entrepiso con vigas de madera acerrada.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Si se tiene algún voladizo en el entrepiso, los elementos como vigas y viguetas deben ser continuos. Estos se pueden hacer de madera acerrada o Guadua. A continuación, se ejemplifica como debe realizarse:

Imagen No. 14: Voladizo de entrepiso.



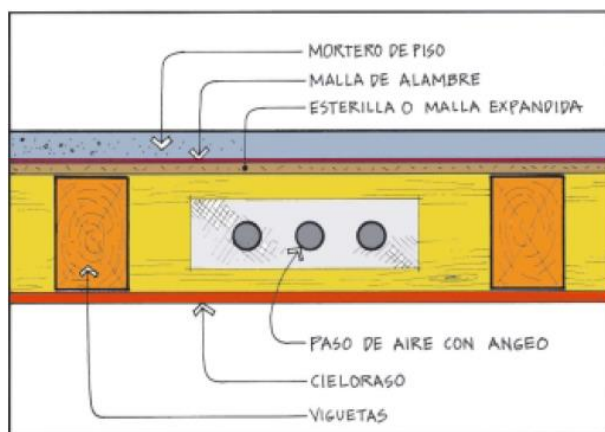
Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Como ya se ha mencionado, es posible reemplazar la madera acerrada por Guadua. La madera acerrada es utilizada solamente porque su geometría permite trabajar con más

facilidad, pero todo lo que se muestra con madera acerrada se puede hacer con elementos de Guadua.

Es posible fundir sobre estos entrepisos. Si se desea colocar algún acabado, se aconseja que sea uno liviano y que no sea rígido, por ejemplo baldosas de vinilo o colorantes integrados al concreto de la fundición de entrepiso. Además se puede poner cielo falso, pero si se desea ponerlo se debe dejar ventilación entre los cuadrantes o vigas de la armadura del entrepiso. A continuación, se muestra una sección de entrepiso con los detalles para la fundición y con los agujeros para la circulación del aire:

Imagen No. 15: Sección de entrepiso.

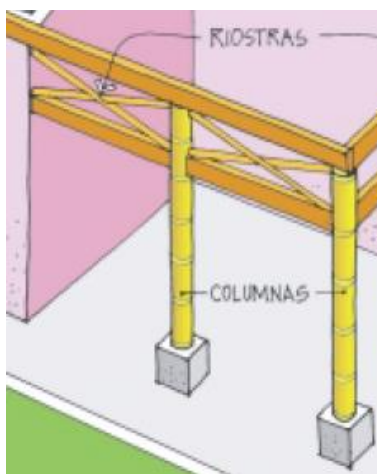


Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

En el caso de hacer el entrepiso de Guadua, esto no será un problema, ya que los elementos de Guadua no son totalmente rectos en toda su longitud, sino que generalmente en los nudos el diámetro es un poco mayor. Esto facilita la circulación del aire y evita los problemas ilustrados anteriormente que se presentan con la madera. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica)

4.1.10.7 Columnas. Las columnas de la estructura se harán de Guadua. Estas no pueden entrar en contacto con el suelo por lo que deben tener pedestales o dados. Estas tampoco deben estar expuestas al agua o a los rayos del sol, pues estos degradan el material. Además los elementos deben tener continuidad con las columnas para así poder llevar las fuerzas como se debe a los cimientos, es decir, tener una buena conexión columna – muro, columna – pedestal, etc. Es importante colocarle riostras (breizas) a las columnas que no sean parte de un panel o muro. Esto se hace solo cuando sea necesario porque las columnas no forman parte de la estructura principal y se vuelven inestables. Un ejemplo de esto es una pérgola. En esta no hay elementos que rigidicen la estructura de forma lateral, por lo que no hay estabilidad lateral y se hace necesario poner breizas. A continuación, se muestra un ejemplo:

Imagen No. 16: Arriostamiento de columnas.

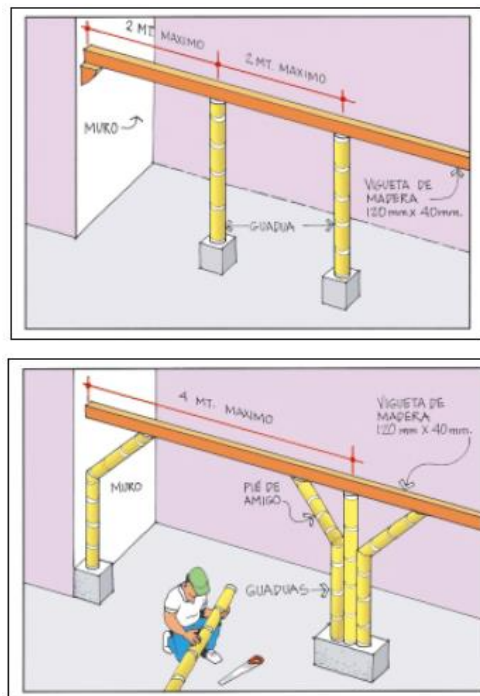


Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Según la asociación colombiana de ingeniería sísmica (1998), dependiendo de las necesidades, es posible realizar columnas con más de una Guadua para aumentar la resistencia. De esta forma queda una columna doble, en la que los elementos que estén juntos se unen. Si no se pueden agregar elementos para disminuir la luz. A continuación,

se muestra un ejemplo de cómo es posible duplicar la luz de un espacio por medio de agregar más elementos:

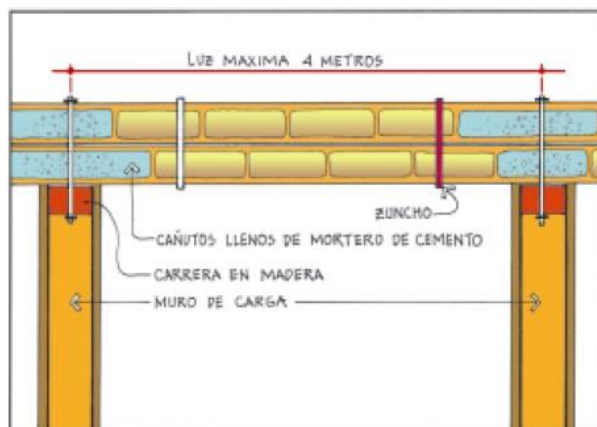
Imagen No. 17: Aumentar luces aumentando el número de columnas.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.10.8 Cubiertas. Los elementos de cubierta pueden realizarse de Guadua o de madera acerrada. Estos tendrán que tener riostras y anclajes para poder conformar un conjunto estable para las cargas laterales. Las viguetas (correas) que soporten la cubierta de techo, se deben diseñar para soportar cargas verticales y horizontales y deben poder transmitir estas cargas a las soleras de los muros que las cargan. Como ya se ha mencionado, al construir estas viguetas de Guadua, los cañutos que estén en contacto con la solera deben rellenarse de mortero para evitar aplastamiento. Para la cubierta, es posible utilizar teja o lámina. Si se utiliza teja, debe utilizarse un impermeabilizante para que las tejas no estén en contacto con las viguetas de Guadua. Esto es porque la teja por capilaridad transmitiría la humedad a la Guadua y esta puede podrirse. A continuación, se muestra una sección para ilustrar cómo deben quedar las viguetas de Guadua. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998)

Imagen No. 18: Detalle de las viguetas de cubierta.



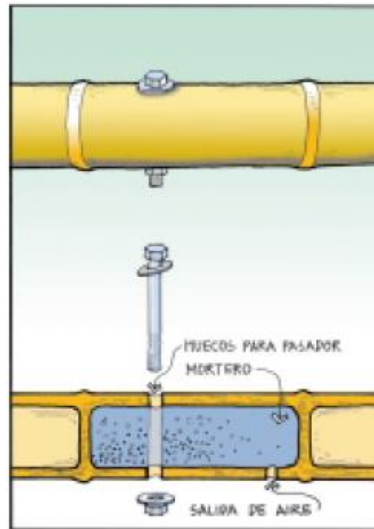
Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.10.9 Uniones. Es necesario tener buenas uniones, pues de estas dependen que todos los elementos de la estructura actúen sin interrupción en la transmisión de las cargas y sea posible transmitir las hasta los cimientos. En esta sección se presenta información sobre las uniones que se realizan en los elementos de Guadua.

4.1.10.9.1 Uniones clavadas. Según la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1998), estas uniones son para elementos de baja resistencia y solo para unir Guadua con madera acerrada como por ejemplo unir un pie derecho con una solera en un muro. Estas uniones no se recomiendan para unir dos elementos de Guadua, por el hecho que el impacto producido por martillar y la penetración del clavo separan las fibras longitudinales de la Guadua y esto causa fisuras. Es recomendable utilizar este tipo de uniones solo cuando sean necesarias en el proceso de la construcción y sustituirlas por otro tipo de uniones. Estas no se pueden tomar en cuenta como conexiones resistentes entre elementos estructurales.

4.1.10.9.2 Uniones pernadas. Estas uniones son complicadas, pues para introducir un perno se debe perforar la Guadua. Esta perforación debe ser con un taladro de alta velocidad y evitando impactos. En los cañutos se introducen pernos o barras, para después rellenarlos de mortero. El mortero debe ser bien fluido para evitar que quede aire en los cañutos, este no debe exceder una relación de 4 a 1 entre el agregado fino y el cemento. A continuación, se muestra el detalle de una unión de este tipo. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Imagen No. 19: Unión pernada en elemento de Guadua.



Fuente: Julia Arias. 2011.

Para este tipo de uniones se calculan los pernos o varillas roscadas y el aplastamiento en la Guadua cuando sea necesario. Por ejemplo, muchas conexiones se calculan a corte, por lo que es necesario calcular la carga sobre la conexión, así se controla la varilla roscada y el aplastamiento. La Guadua resiste muy poco al aplastamiento, por esta razón se rellenan las secciones de mortero. Se usan varillas roscada de $\frac{3}{8}$ de pulgada a $\frac{5}{8}$ de pulgada. A estas varillas se le agregan arandelas y tuercas. Las arandelas tienen el propósito de que la tuerca no entre en el agujero que se perforó para poner el perno y que así, el perno quede bien puesto y la unión apretada. A continuación, se presenta una tabla obtenida de NSR-10 título G para el tamaño y espesor de arandelas dependiendo del perno o varilla utilizada:

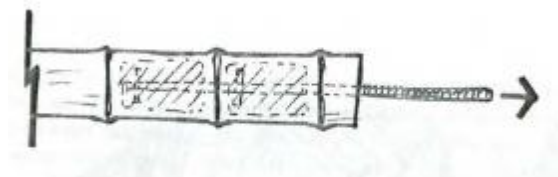
Tabla No. 6: Arandelas para pernos y varillas roscadas.

Diámetro del perno (mm)	9.5	12.7	15.9
Espesor de la arandela (mm)	4	5	6
Diámetro externo arandelas (mm)	45	50	65

Fuente: NSR-10. Título G. 2010.

Los pernos o barras roscadas utilizadas no deben tener una resistencia menor a 240 MPa. Además, si se utilizan platinas, se deben calcular. Estas no pueden ser de un espesor menor a 3/16 de pulgada. Los agujeros que se hacen en la Guadua para poner el perno o la varilla roscada deben tener 1/16 de pulgada más que el perno. El diámetro máximo de este agujero es de 1 pulgada. Todos los agujeros realizados deben ser tapados con mortero para garantizar continuidad estructural en los elementos. Si la varilla en la guadua es longitudinal, se debe asegurarse que los tabiques de la Guadua no fallen. Si los elementos metálicos utilizados están expuestos a la intemperie o a situaciones desfavorables, se les debe dar un tratamiento anticorrosivo. Al mortero que se utiliza para el llenado de nudos se le debe agregar un aditivo que fluidifique el concreto con el objeto de que se llene el nudo completo. A continuación, se presenta un elemento de Guadua con varilla longitudinal.

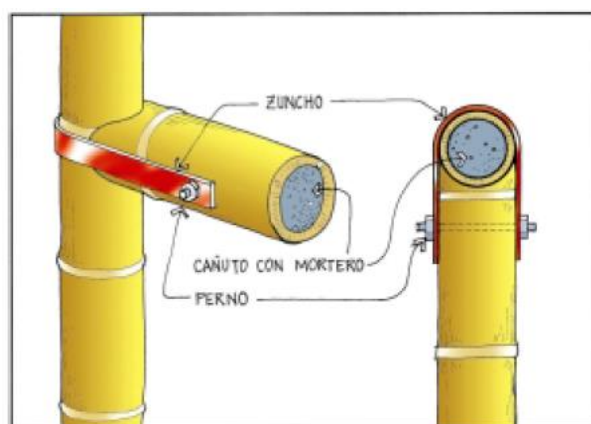
Imagen No. 20: Varilla longitudinal en elemento de Guadua.



Fuente: Julia Arias. 2011.

4.1.10.9.3 Uniones zunchadas. Este tipo de uniones se utiliza para hacer conexiones articuladas. La platina debe diseñarse de manera tal que no sea el eslabón débil en el sistema. Estas uniones sirven para resistir tensión. Se debe tener precaución de que no exista aplastamiento y que no ocurra una falla por compresión perpendicular a la fibra. Además se debe tener la precaución de que no ocurra separación o deslizamiento entre los elementos. A continuación, se muestra este tipo de conexión:

Imagen No. 21: Unión utilizando zuncho en elemento de Guadua.



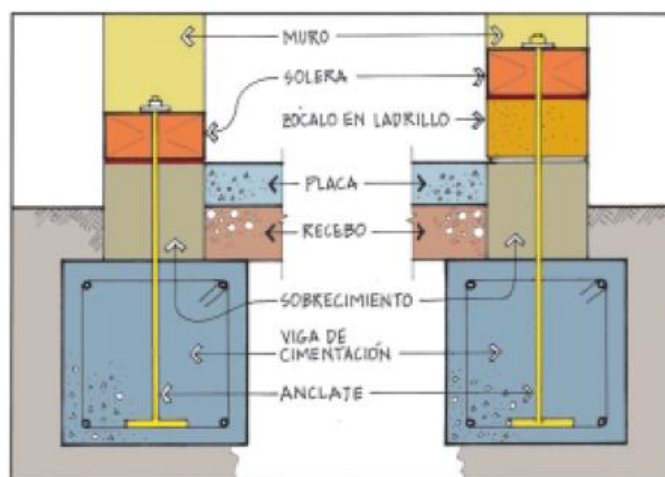
Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.10.9.4 Uniones estructurales. Las uniones estructurales deben ser rígidas. Dentro de los muros de bahareque no es necesario que existan uniones muy fuertes, por lo que las uniones entre las soleras y pie derecho pueden hacerse clavadas. Por otro lado, las uniones entre muros y cimentación, vigas secundarias y primarias, vigas y columnas, muros y diafragmas, entre otros, si deben cumplir funciones estructurales. Estas uniones se clasifican de la siguiente manera. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998)

- Unión cimiento – muro: Los muros se deben conectar con la cimentación o con la sobre cimentación de manera efectiva. Como ya se dijo, es recomendable que las soleras sean de madera, esto es porque la forma cuadrada de la madera acerrada

hace más sencillo unir el anclaje de la cimentación con las soleras de madera. Esta unión se realiza con barras roscadas que atraviesan las soleras y se ajustan con tuercas. Es importante separar las soleras de madera del cimiento o del sobre cimiento con algún impermeabilizante. A continuación, se muestra una imagen que muestra el por qué es mejor utilizar madera acerrada en las soleras:

Imagen No. 22: Detalle de unión cimiento – muro.

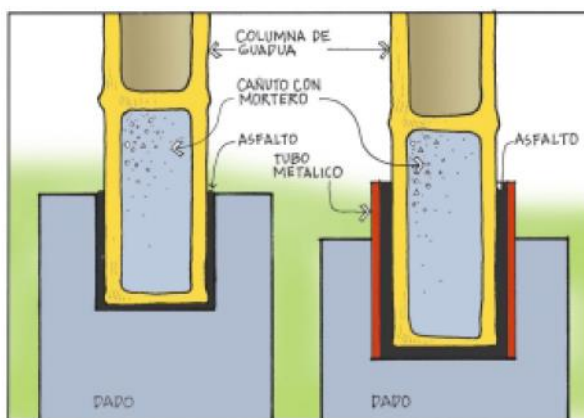


Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

La conexión de muros realizados solo con elementos de Guadua a la cimentación es más difícil, esta conexión se hace uniéndolos los elementos verticales del muro con un pedestal unido a la cimentación. Los elementos verticales de Guadua conectados al cimiento, no deben entrar en contacto con el sobre cimiento o el cimiento y esto se hace colocando una placa metálica o cualquier otro aislante entre los elementos. Este aislante actuará como separador entre el cimiento y la Guadua, pero a través de él se transmitirá compresión, por lo que el apoyo debe ser continuo tanto en el cimiento como en la Guadua. Además, este separador o aislante debe resistir fuerzas de corte causadas por movimientos horizontales.

Esta conexión es fácil de hacer por medio de un tubo metálico en el que se inserta la Guadua y entre los dos elementos se pone asfalto. A continuación, se ilustra este tipo de conexión:

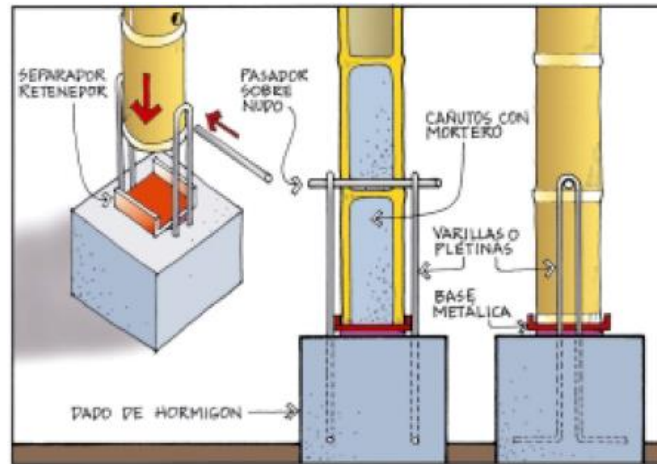
Imagen No. 23: Conexión muro – pedestal resistente a corte.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

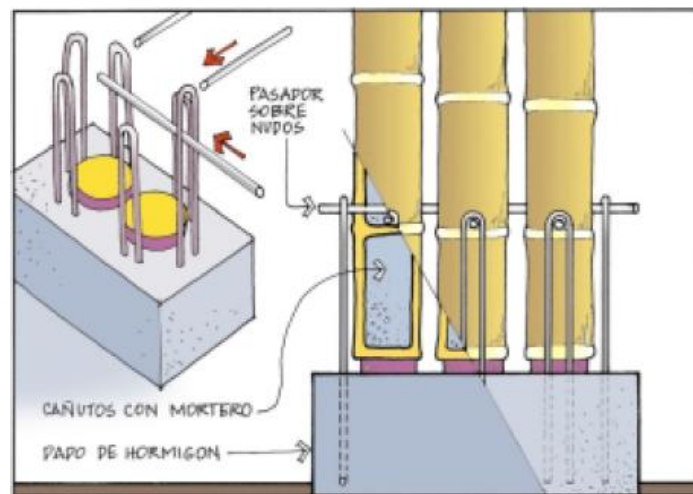
Por otro lado, las fuerzas de tensión se transmiten a través de un perno que pasa por el cañuto inferior del elemento vertical de Guadua. El cañuto atravesado y cualquier cañuto por debajo de este deben rellenarse con mortero. El cañuto que se apoye debe tener un nudo en la parte inferior, de esta manera se apoya el nudo, no el cañuto. El perno que resiste la tensión se ancla al pedestal por medio de platinas, barras dobladas o barras con ojales. Este tipo de conexión solamente debe utilizarse para resistir tensión, no momento. Por la razón anterior, se deben atravesar pernos en ambas direcciones. Es posible además, realizar estas conexiones con más de una Guadua. A continuación, se muestran las conexiones:

Imagen No. 24: Conexión Guadua – pedestal.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Imagen No. 25: Conexión Guadua – pedestal con más de un elemento.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

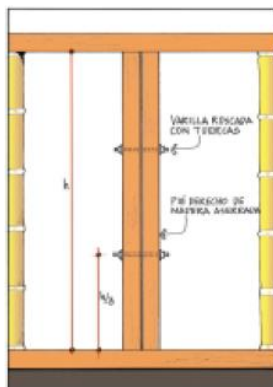
También puede ponerse el perno en el centro del elemento de Guadua. Este entra al elemento de forma longitudinal y los cañutos que tengan el perno en su interior se funden con mortero. Esta forma es más sencilla pues se utilizan menos elementos y el trabajo en el elemento de Guadua es poco. Se calcula a tensión el perno o la varilla roscada que entra de forma longitudinal en la Guadua. Entre la Guadua y el pedestal se puede colocar un

elemento metálico o uno de neopreno. Esto es para que la Guadua no entre en contacto con el concreto y la Guadua no se pudra o sufra daños. El extremo de la varilla roscada que va adentro del pedestal debe tener un doblez para garantizar la longitud de desarrollo y el extremo que va dentro de la Guadua puede tener una tuerca para resistir la tensión paralela a la fibra.

4.1.10.10 Unión entre muros. Según la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1998), existen distintos tipos de unión. Estas diferencias se deben a cómo están dispuestos los muros, por ejemplo: paralelos, perpendiculares, etc. A continuación, se detalla cada tipo:

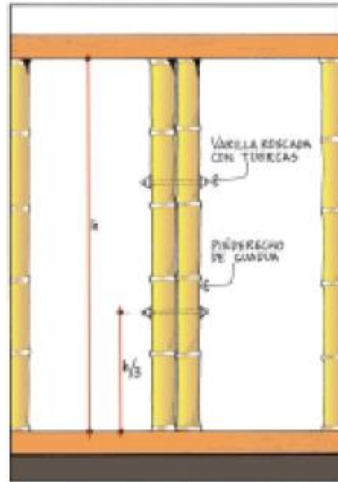
4.1.10.10.1 Muros en el mismo plano. Si los muros se encuentran en el mismo plano, es posible conectarlos con pernos, tuercas y arandelas. En cada lugar donde se encuentren dos muros, debe haber como mínimo dos uniones. Estas uniones se realizan cada tercera parte de la altura. Además, los pernos utilizados deben tener cierto diámetro, la rosca del perno no debe ser menor a 9.5 milímetros o 3/8 de pulgada. Como en fases anteriores de construcción, si los pie derechos o columnas son de Guadua, el lugar donde se perfora para atravesar el perno, debe ser llenado de mortero. A continuación, se muestra un ejemplo de la unión de dos muros en el mismo plano:

Imagen No. 26: Unión de dos muros de madera acerrada en el mismo plano.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

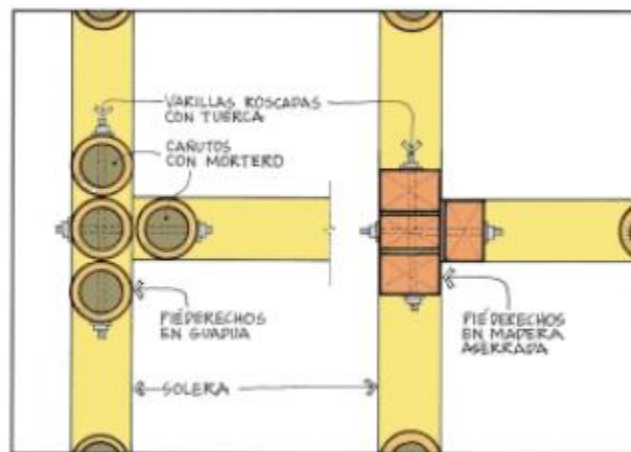
Imagen No. 27: Unión de dos muros con pie derecho de Guadua en el mismo plano.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

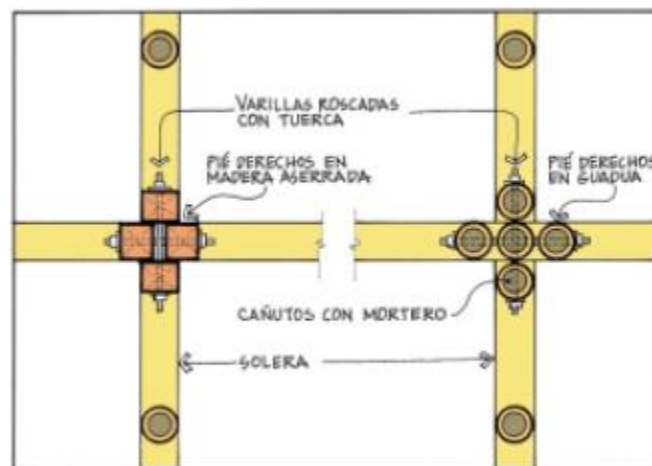
4.1.10.10.2 Muros en planos perpendiculares. Si los muros a unir se encuentran dispuestos de manera perpendicular, se deben poner pernos en ambas direcciones. Estas uniones se pueden fabricar en forma de T, cruciformes o como uniones de esquina. A continuación, se ilustra cada una de las uniones:

Imagen No. 28: Unión en forma de T con Guadua o con madera acerrada.



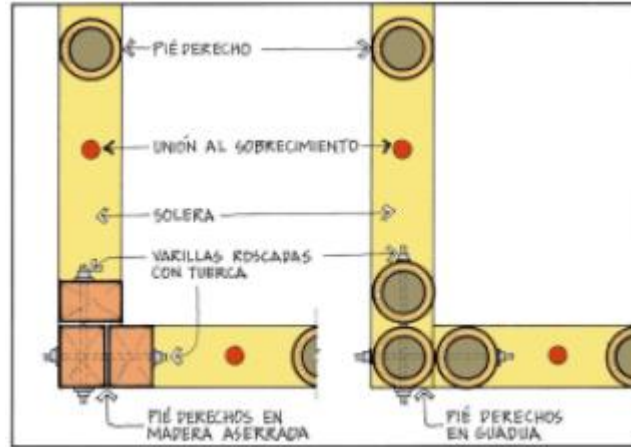
Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Imagen No. 29: Unión cruciforme con Guadua o madera acerrada.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Imagen No. 30: Unión de esquina con Guadua o madera acerrada.

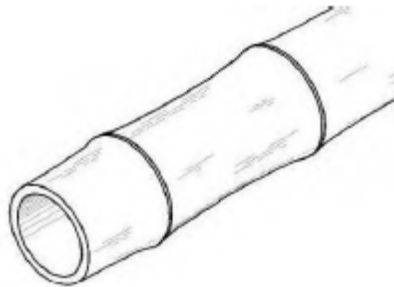


Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.10.10.3 Tipos de cortes para uniones. Existen distintos tipos de cortes que se realizan en los extremos de los elementos de Guadua. Estos dependen de la forma en que se vayan a unir los elementos. A continuación, se presentan algunos de los cortes que se realizan. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

- Corte recto: Corte perpendicular al eje del elemento. A continuación, se presenta una imagen del corte.

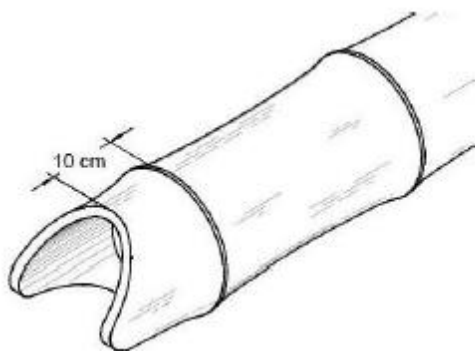
Imagen No. 31: Corte recto en elemento de Guadua.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

- Corte boca de pescado: Corte cóncavo transversal al eje de la Guadua. Este se utiliza cuando se unen dos elementos de Guadua. A continuación, se presenta una imagen del corte.

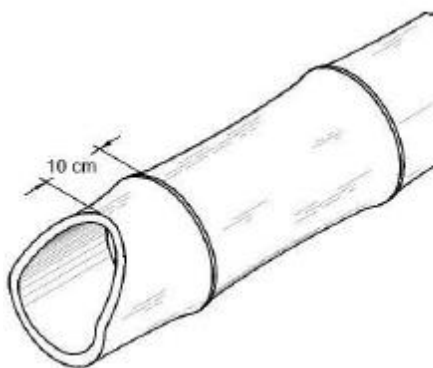
Imagen No. 32: Corte boca de pescado en elemento de Guadua.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

- Corte pico de flauta: Corte utilizado cuando se unen dos elementos de Guadua pero estos no llegan a 0 ni a 90 grados. A continuación, se presenta una imagen del corte.

Imagen No. 33: Corte pico de flauta en elemento de Guadua.



Fuente: Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

4.1.11 Diseño sismo resistente. La edificación de Guadua, en zonas sísmicas, debe ser calculada para fuerzas de sismo y fuerzas de viento. En las construcciones livianas como en el caso del bambú el sismo no es un problema grande, ya que la estructura es poco pesada y dúctil por el uso de pernos. Para resistir las fuerzas laterales se utiliza arriostramiento o embreizamiento, que son elementos que se colocan de forma diagonal entre los marcos. Estos elementos transfieren las cargas a las columnas y a la cimentación y le dan rigidez y estabilidad a la estructura. Otra forma de resolver el problema de las cargas laterales es por medio de paneles. Estos son más difíciles de instalar a la hora de la fabricación, pues los elementos de Guadua no tienen un mismo diámetro en su longitud, además de que las uniones entre los elementos del panel y los elementos de Guadua podrían ser complicados ya que no se deben utilizar uniones clavadas cuando estén involucrados elementos de Guadua. La ventaja de las construcciones en que se utiliza la Guadua como material principal, es que necesitan poco embreizamiento, ya que los desplazamientos que presentan son mínimos.

4.1.12 Consideraciones y requisitos para Guadua.

4.1.12.1 Requisitos de calidad para Guadua estructural. Los elementos de Guadua que se utilicen como vigas principales, vigas secundarias, columnas, etc. deben cumplir las siguientes consideraciones según NSR-10, título G:

- La especie del bambú a utilizar debe ser Guadua Angustifolia Kunth.
- La edad de cosecha de los elementos de Guadua debe estar entre 4 y 6 años, esto para poder garantizar su madurez y así su resistencia.
- Los elementos de Guadua deben tener un contenido de humedad de acuerdo al contenido de humedad de equilibrio del lugar. Si se decide construir con elementos verdes, se debe tener precauciones para que cuando los elementos se sequen, tengan las dimensiones que se desean.

- La Guadua debe tener tratamientos o estar protegida contra la humedad, la radiación solar, hongos e insectos.

4.1.12.2 Clasificación visual por defectos. Los elementos de Guadua deben cumplir con las siguientes consideraciones:

- Los elementos estructurales de Guadua no pueden tener una deformación inicial del eje mayor a 0.33% de la longitud del elemento.
- Los elementos estructurales de Guadua no pueden tener una conicidad mayor a 1%.
- Los elementos estructurales de Guadua no deben presentar fisuras perimetrales en los nudos ni longitudinales a lo largo del eje neutro. Si existieran, las fisuras deben quedar ubicadas en la fibra externa inferior o en la superior.
- Un elemento de Guadua que tenga agrietamiento igual o mayor a 20% de su longitud no podrá ser utilizado.
- Los elementos de Guadua no pueden presentar perforaciones por insectos xilófagos.

4.1.12.3 Materiales complementarios. Para el diseño de los elementos de Guadua se debe tomar en cuenta las características de los materiales complementarios tales como: concreto, pernos, varillas roscadas, tablones, etc. y las recomendaciones de los fabricantes. Estos materiales deben tener una protección contra corrosión, humedad o cualquier factor que afecte sus propiedades.

4.2 Madera

4.2.1 Generalidades *Pinus Maximinoi*.

4.2.1.1 Notas taxonómicas. Nombre científico: Syn: *Pinus tenuifolia* Benth. 1842 no Salib. 1796, *P. escandoniana* Roetzl 1857; *P. hoseriana* Roetzl 1857; *P. tzompoliana* Roetzl 1857.

El *Pinus Maximinoi*, fue descrito por Roetzl, su material herbario se perdió hasta unos años. Durante este periodo el nombre de *Pinus Maximinoi* se estableció ampliamente, debido a que este árbol es utilizado ampliamente en las plantaciones forestales. Para no incurrir en una polémica complicada se decidió aceptar ambos nombres para esta especie.

4.2.1.2 Descripción. Estos árboles tienen de 20 a 35 metros de altura y de 70 a 100 cm de diámetro. Constan de un troco recto y redondo, por lo general es un único tronco. Las ramas horizontales, que a menudo son verticiladas, se desarrollan en una forma piramidal abierta y en su madurez, crece una corona gruesa redonda y abierta, con una profundidad típica de aproximadamente el 50% de su altura.

Su primera corteza es lisa, grisácea y marrón, convirtiéndose en una corteza áspera y profundamente agrietada en grades placas. Las ramas son largas, delgadas, flexibles, ligeramente caídas, con prominentes pulvinulos decurrente. Las hojas se mantienen de 2 a 2.5 años, en fascículos de 5 y rara vez en fascículos de 4 y 6, son muy delgadas, tienen de 20 35 cm de largo y de 0.6 a 1.1 mm de ancho, a la luz son de un verde glauco. Conos de semilla cargo en grupos de 3 y 4, estos de color marrón claro en los primeros años, de 10 a 15 mm de largo. (Earle, Christopher J. 2012)

4.2.1.3 Hábitat y ecología. El *Pinus Maximinoi* es una especie que contiene una gran amplitud ecológica, este se produce en los bosques húmedos subtropicales, en lo más alto de los bosques nubosos más fríos de alta montaña en Mesoamérica. Se presenta en una gran variedad de suelos bajo diferentes condiciones climáticas. (Farjon, A. 2013)

4.2.2 Anatomía de la madera.

4.2.2.1 Estructura macroscópica. La madera es considerada como el tejido de xilemas que forman distintas partes del árbol, entre esas partes se consideran, el tronco, las raíces y las ramas de los vegetales leñosos, estos sin incluir la corteza del mismo. Desde un punto de vista más comercial la madera que se utiliza es madera que proviene de árboles con dimensiones específicas para poder obtener piezas más eficientes.

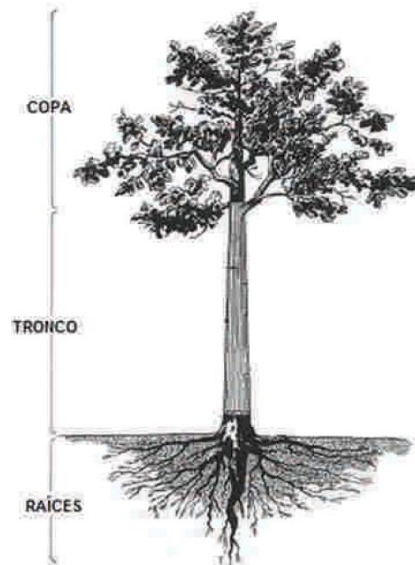
Un vegetal leñoso se entiende como aquellos árboles que contienen las siguientes características:

- Son plantas que contienen xilemas y floemas, los cuales son conductores especializados.
- Son plantas perennes, esto quiere decir que son plantas que deben vivir cierta cantidad de tiempo.
- Contiene un tallo principal que se mantiene año con año

Normalmente este tipo de plantas leñosas también tienen un crecimiento secundario el cual se refleja en el crecimiento del diámetro de su tallo principal o tronco, este es un crecimiento radia y no longitudinal.

El árbol está compuesto por tronco, copa y raíces. En donde el tronco es la parte más utilizada para realizar productos de madera como madera aserrada, perfiles y tableros. En la figura 1 se puede observar de mejor manera. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Imagen 1: Secciones de un árbol: copa, tronco y raíces.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

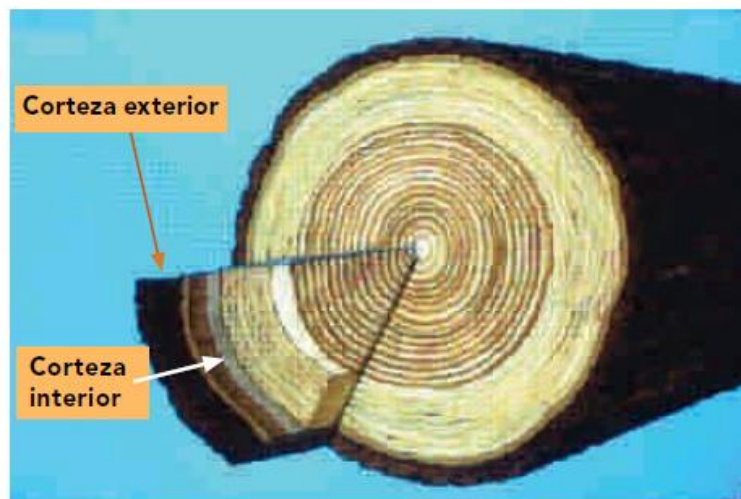
Por otro lado la madera no es un material homogéneo, sino que está formado por muchos tipos de células especializadas que forman un tejido y este lleva a cabo tres funciones importantes: La conducción de savia, la transformación y almacenamiento de productos vitales y el sostén del vegetal. Esta heterogeneidad presentada en la madera es la que genera todas las propiedades físicas de la madera así también como las desventajas de la misma. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Para entender de una forma más clara esta heterogeneidad de la madera se debe realizar un corte transversal y estudiar la madera de afuera hacia adentro. Ya que cada zona específica contiene una función diferente.

- Corteza: esta es la zona más apreciable de la madera, esta contiene materia muerta con un aspecto rústico. Esta zona está compuesta por dos partes: corteza interior y corteza exterior.

- Corteza exterior: esta parte contiene células muertas las cuales sirven como escudo biológico y protección contra agentes climáticos que puedan dañar al árbol.
- Corteza interior: son células que se encargan de transportar savia elaborada.

Imagen 2: Sección transversal del tronco en donde se muestra la corteza interior y exterior.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

- Zona de cambio o cambium: en esta zona se encuentra el tejido generado por las células, es donde se produce el crecimiento del árbol en sí. Hacia el interior forma el xilema y hacia el exterior se forma el floema. En el xilema hacia el exterior se encuentra lo que es la albura la cual son células que cumplen con el sostén y transporte de agua y nutrientes a través del árbol y hacia el interior del xilema se encuentra el duramen el cual son células inactivas que mantiene el sostén del árbol.

Imagen 3: Sección transversal del tronco donde se muestra la zona de cambio o cambium.



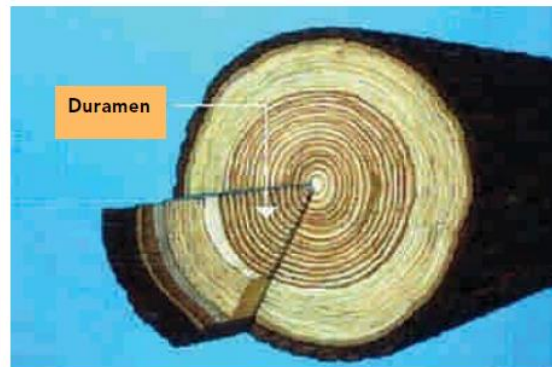
Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Imagen 4: Sección transversal del tronco donde se muestra la zona de albura.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

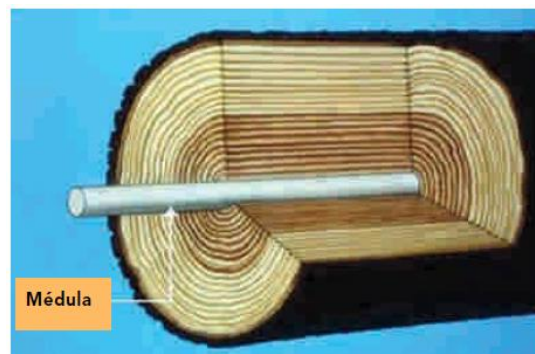
Imagen 5: Sección transversal del tronco donde se muestra la zona de duramen.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

- Médula: esta zona se encuentra en el centro del árbol y es tejido inactivo sin ninguna función en específico.

Imagen 6: Sección transversal del tronco donde se muestra la zona de médula



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004

4.2.2.2 Madera de albura y madera de duramen. La madera en un árbol se caracteriza por tener distintas características a diferentes puntos, por lo que se ha logrado determinar zonas en donde la madera contiene características similares y así poder estudiarlas. En la madera se encuentran dos zonas a nivel macroscópico, llamadas albura y duramen. (Giménez, A., Ríos, N. y Moglia, G., 2000).

La albura es la zona que se encuentra entre la zona de Cambium y la zona del duramen. Esta parte contiene dos tipos de células, vivas las cuales se encargan de transportar agua y nutrientes a través del árbol, las cuales son en las capas exteriores. Por otro lado en las capas interiores se encuentran células muertas las cuales tienen la función de soporte del árbol. (Giménez, A., Ríos, N. y Moglia, G., 2000).

Como una regla, los árboles con crecimiento más vigoroso tienen la albura más ancha. Muchos árboles de segundo crecimiento de tamaño comerciable consisten principalmente de albura. (Forest Products Laboratory (1999)

La albura transporta una gran cantidad de agua y nutrientes en sus capas exteriores por lo que esto provee mayor rigidez a esta zona del árbol y además sirve de zonas de almacenamiento de nutrientes. En la mayoría de los usos industriales de la madera, la madera de la zona de albura es la más utilizada ya que esta contiene las mejores características. . (Giménez, A., Ríos, N. y Moglia, G., 2000).

El duramen es madera biológicamente inactiva, esta zona es principalmente en el centro del árbol y su función principal es el soporte o sostén del árbol, esta zona presenta coloración más oscura y además es una estructura más compacta. (Giménez, A., Ríos, N. y Moglia, G., 2000).

El duramen lo define como las capas internas de la madera, sin células vivas y en el cuál el material de reserva (almidón), ha sido removido o transformado en sustancias del duramen. (IAWA, 1964 citado por Giménez, A., Ríos, N. y Moglia, G., 2000)

El duramen es la madera que se encuentra en la porción central del tronco del árbol, esta parte está compuesta por células biológicamente muertas cuya función es proporcionar al tronco del árbol una estructura fuerte y resistente para poder sostener el peso del mismo árbol.

El duramen por lo general es de color más oscuro o de otro color distinto a la albura, Esto es debido a que está saturado de ciertas sustancias perseverantes generadas por el árbol, el duramen se conoce popularmente como el “corazón” de la madera.

El duramen también es conocido como un almacenamiento a largo plazo, ya que contiene varias sustancias bioquímicas que dependen de cada especie. Estas sustancias se conocen colectivamente como extractivos. Anteriormente se había pensado que el duramen era un tipo de vertedero de sustancias tóxicas, pero se determinó que es un proceso normal del sistema de la planta el cual da protección a la madera.

4.2.2.3 Anillos de crecimiento. Una de las características más relevantes de un corte transversal de un tronco, es que se puede apreciar los que son los anillos de crecimiento. Estos anillos se deben a que las células de un árbol van muriendo poco a poco a medida que el árbol tiene su crecimiento. (Winandy, J. 1994)

Un anillo de crecimiento es una capa de madera crecida en una etapa del crecimiento del árbol. En zonas templadas los anillos de crecimiento anual, son más notorios o son más fáciles de distinguir debido a que el crecimiento de las células varía

mucho según las estaciones y la época de crecimiento. Por otro lado en las zonas más tropicales cuesta mucho diferenciar los anillos de crecimiento. (Winandy, J. 1994)

En las especies coníferas los anillos de crecimiento son mucho más notables que en las especies latifoliadas.

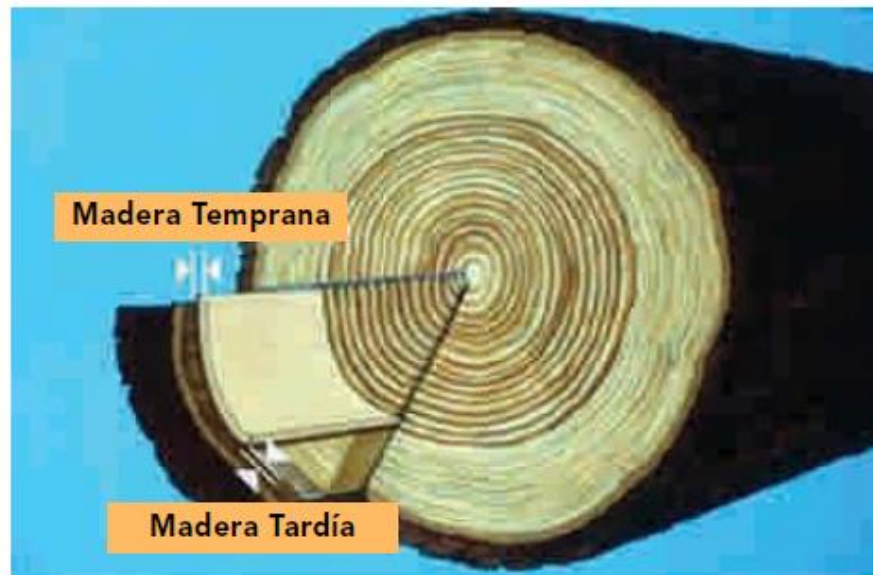
Imagen 7: Anillos de crecimiento.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

En las coníferas se pueden observar dos círculos concéntricos de distintos colores, esto es debido a que los círculos concéntricos más claros se denomina madera de primavera o temprana y los círculos más oscuros es la madera de verano o tardía. Ver Imagen No. 8.

Imagen 8: Madera temprana y madera tardía.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Los anillos de crecimiento varían de ancho dependiendo de la especie y las condiciones del lugar. Los anillos formados por durante corto tiempo o estaciones secas son más delgados, cuando hay condiciones más favorables para el crecimiento del árbol. También se ha observado que los anillos formados en condiciones de sombra comúnmente son más delgados que los formados en condiciones soleadas, esto observándose en la misma especie. (Winandy, J. 1994)

4.2.2.4 Nudos. Los defectos naturales en la madera aserrada. A medida que un árbol crece, el mismo va desarrollando ramas en distintas direcciones horizontales que nacen del tronco o tallo principal. Estas ramas producen desviaciones en el grano normal del tronco principal y da como resultado un nudo cuando se corta la madera o pasa por un proceso de aserrado. (Winandy, J. 1994)

Los nudos se clasifican según dos categorías: los nudos embutidos o internos y los nudos revestidos o sueltos. Los nudos embutidos o internos son producidos por ramas vivas que contiene el árbol. Los nudos revestidos o sueltos son cuando una rama muere y la herida o agujero que permanece en el tronco es rodeada por el crecimiento del tronco.

Los nudos es un tema importante ya que al tener una pieza que contenga nudos su resistencia es de 10 a 20 veces menor que una que no contenga esto es debido a que su resistencia paralela a la fibra es mayor que perpendicular.

Por otra parte existen los nudos arracimados, los cuales son dos o más nudos que están en conjunto por la desviación de la fibra que los rodean y estos generan una gran alteración en el grano de toda la pieza.

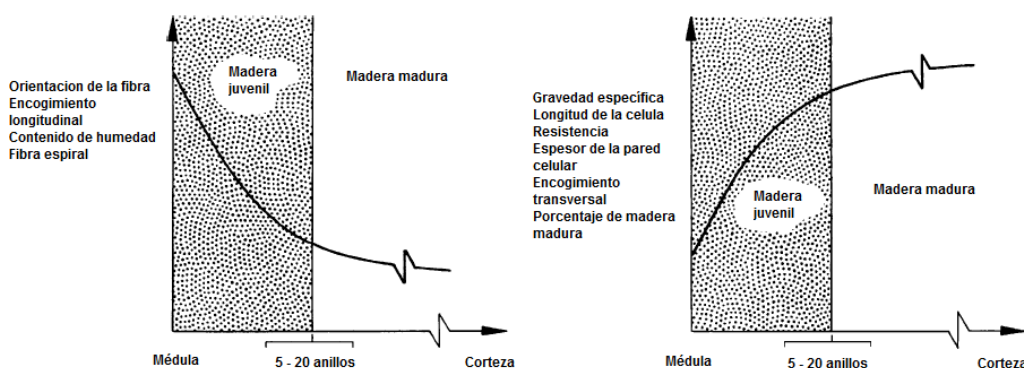
4.2.2.5 Madera juvenil. La madera juvenil es la madera producida cerca de la médula del árbol; para maderas blandas, se define normalmente como el material de los 5 a 20 anillos desde la médula dependiendo de las especies. (Forest Products Laboratory (1999).

En lo que es madera limpia, el ángulo de inclinación de la fibra, la longitud de la celda y la gravedad específica, han sido las características más influyentes en las propiedades mecánicas de la madera.

Se ha observado que la madera juvenil tiene un alto ángulo de inclinación de la fibra, el cual genera que la madera juvenil se encoja hasta 10 veces más en el eje longitudinal que la madera madura.

La madera juvenil tiene un alto ángulo de inclinación de la fibra (el ángulo entre el eje longitudinal de celda de la madera y la fibrilla celulosa) el cual causa encogimiento longitudinal que puede ser más de 10 veces el de la madera madura. Madera de compresión y la fibra espiral también son más prevalecientes en la madera juvenil que en la madera madura y contribuye al encogimiento longitudinal. (Acuña, L. y Casado, M. 2005).

Imagen No.10 : Comportamiento de las propiedades de la madera juvenil.



Fuente: Forest Products Laboratory. 1999.

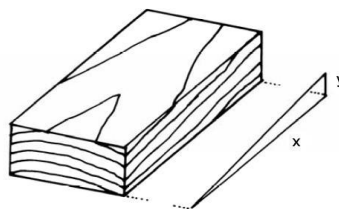
En la madera estructural, la relación del módulo de ruptura, última fuerza de tensión, y del módulo de elasticidad para rangos de madera juvenil a madura van de 0.5 a 0.9, 0.5 a 0.95, y 0.45 a 0.75, respectivamente. Los cambios en la fuerza de corte resultantes de los aumentos en el contenido de madera juvenil pueden ser adecuadamente predichos por el control en los cambios en la densidad exclusiva para todas las orientaciones de los anillos anuales. Lo mismo, es cierto para la fuerza de compresión perpendicular a la fibra cuando la carga es aplicada en la dirección tangencial. (Forest Products Laboratory (1999)).

La fuerza de compresión perpendicular a la fibra en la dirección radial, es mucho más perceptible a los cambios en la madera juvenil y puede llegar a reducirse hasta ocho veces de lo estipulado y esto es únicamente causado por el cambio de densidad.

4.2.2.6 Madera de Reacción. Este fenómeno ocurre cuando un árbol se encuentra en condiciones de terreno inclinado o con mucha pendiente o bien en lugares donde hay una gran cantidad de vientos fuertes. En ambas situaciones el árbol está sometido a esfuerzos adicionales a su peso por lo que la respuesta a estos esfuerzos adicionales es la madera de reacción. La madera de reacción se puede dar en cualquier tipo de especie, comúnmente en las coníferas se desarrolla madera de compresión y en las latifoliadas se desarrolla madera de tracción. En lo que es la madera de tracción no se presenta mayor problema, por lo contrario en la madera de compresión si se presentan problemas al momento de utilizarla como madera estructural. (Winandy, J. 1994)

4.2.2.7 Desviación de la fibra. La desviación de la fibra se puede definir como la desviación media o promedio de la fibra tomando como referencia el eje horizontal de la pieza. Esta desviación se mide en una longitud unitaria que es de 1 metro de longitud en la zona más desfavorable. Como es un procedimiento no muy detallado, al momento de que se tenga cualquier tipo de duda, se puede determinar mediante el empleo de un trazador. Para esto la desviación de la fibra esta expresada como el cociente entre la desviación de la fibra y la longitud de la pieza (Figura 34)

Imagen No. 34: Medición de la desviación la fibra de la madera: y/x .



Fuente: UNE 56544, 2006.

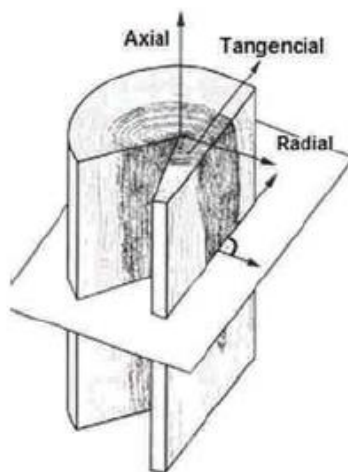
4.2.3 Propiedades físicas de la madera. Las propiedades físicas de la madera son aquellas características que se pueden medir con distintos métodos, es decir son características cuantitativas además estas características se reflejan al momento de aplicar esfuerzos o fuerzas externas aplicadas sobre la madera.

La investigación de las propiedades físicas es importante porque ellas pueden influir significativamente en la estabilidad, resistencia y rendimiento de la madera como elemento estructural. (Winandy, J. 1994)

4.2.3.1 Propiedades direccionales. Para poder entender la estructura macroscópica de la madera se deben tomar en cuenta tres planos o secciones de la madera, estas son:

- Transversal: esta dirección es perpendicular al eje de la rama o tronco.
- Radial: Esta dirección es en función del radio de la rama o el tronco.
- Tangencial: Esta dirección es paralela a un plano tangente del tronco o de un anillo de crecimiento

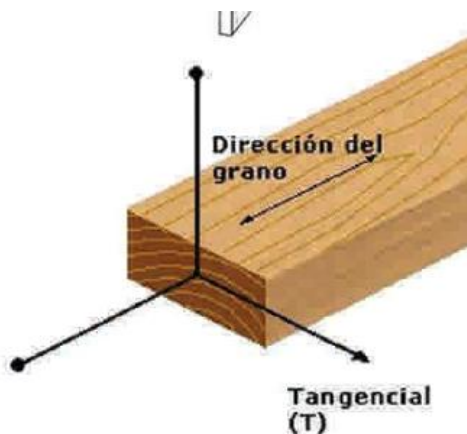
Imagen No. 359: Planos direccionales de la madera.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.3.1.1 Plano tangencial. Como su nombre lo indica es la dirección tangente a los anillos de crecimiento y perpendicular a al eje longitudinal de la pieza. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

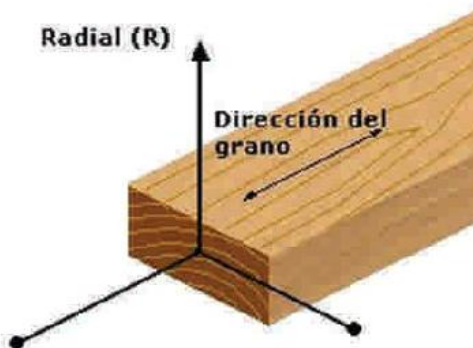
Imagen No. 36: Eje tangencial de la madera.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.3.1.2 Eje radial. Este eje es perpendicular a los anillos de crecimiento y es paralelo a la longitud de la pieza. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

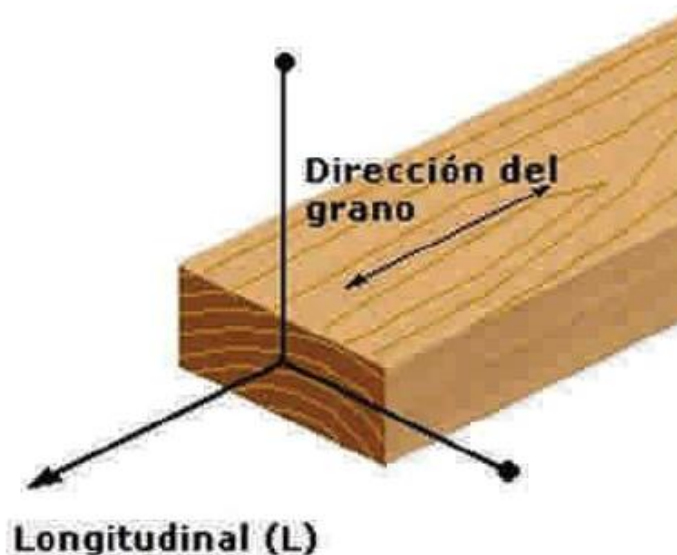
Imagen No. 37: Eje radial.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.3.1.3 Eje longitudinal. Este eje es paralelo a la dirección de las fibras, además este forma una perpendicular al plano formado por el eje tangencial y el eje radial. . (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Imagen No. 38: Eje longitudinal.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.3.2 Contenido de humedad. El agua en la madera es un factor crítico que se debe controlar debido a que esta puede reducir sus capacidades a esfuerzos y fuerzas externas de una forma significativa. Por este motivo se debe estudiar el contenido óptimo de humedad para la madera para evitar cualquier riesgo que se pueda tener al momento de utilizar la madera como un elemento estructural. Por otro lado también se debe saber cómo se encuentra el agua dentro de la madera y que riesgos o beneficios contiene esto. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Toda estructura de madera almacena una importante cantidad de agua o humedad. Esta se encuentra como agua ligada (savia embebida) en las paredes celulares y como agua libre, en el interior de las cavidades celulares.

Para determinar la humedad de la madera, se establece una relación entre masa de agua contenida en una pieza y masa de la pieza anhidra, expresada en un porcentaje.

Tabla No. 7: Cálculo de contenido de humedad de la madera.

% Contenido de humedad	=	$\frac{\text{Peso del agua} \times 100}{\text{Peso de madera seca en cámara}}$
Donde: $\text{Peso del agua} = \text{Peso madera húmeda} - \text{Peso madera seca en cámara}$		

Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

El agua contenida en el interior de la madera, es en forma natural o por estar expuesta a condiciones del medio ambiente, puede variar principalmente debido a la humedad y temperatura predominantes en el lugar donde se utiliza. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Al cortar un árbol, la madera contiene una gran cantidad de volumen de agua en sus cavidades y paredes celulares, la humedad oscila alrededor del 80%. En algunos casos, puede ser superior al 100%, es decir, el peso del agua contenida en el volumen de madera es superior al peso de esta anhidra. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Dependiendo de las condiciones ambientales, la madera entrega al medio agua libre contenida en sus cavidades, y luego agua adherida por capilaridad a las paredes celulares. Cuando el intercambio de humedad produce el medio ambiente cesa, se dice que la madera ha alcanzado un punto denominando humedad de equilibrio.

Se denomina, entonces, humedad de equilibrio al porcentaje de agua que alcanza una madera sometida durante un lapso determinado a condiciones de temperatura y humedad en su medio ambiente. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Los cambios climáticos del aire que suceden continuamente, día y noche según las estaciones, hacen que la humedad de la madera cambie de igual manera, aunque sea un cambio muy pequeño.

Según Acuña, L. y Casado, M. (2005), la madera es un material higroscópico, lo cual se entiende que contiene la capacidad de absorber agua de la. Esta capacidad la presenta debido a dos razones fundamentales:

- La atracción que ejercen los grupos polares existentes en la pared celular de la madera sobre aquellas moléculas, de naturaleza polar o polarizables, que entran en su órbita de acción, en particular el agua.
- Debido al efecto de los fenómenos físicos de capilaridad.

Además de que la madera sea un material higroscópico, el árbol utiliza agua como transporte para crecimiento propio por lo que el agua tiene un papel importante en el árbol. Debido a esto el árbol siempre tiene una cantidad de agua en su interior, la cual se puede clasificar de tres formas diferentes:

- Agua de constitución o agua combinada: es aquella que forma parte de los compuestos químicos que contiene la madera. Forma parte de la madera en sí y no se puede eliminar sin eliminar el material.

- Agua de saturación: es la cantidad de agua que está impregnada en la pared celular, la cual rellena los espacios vacíos que contiene la misma. Esta cantidad de agua se puede evacuar o ingresar a la pared celular, debido a esto está el fenómeno de contracción e hinchazón los cuales ocurren al evacuar o ingresar agua. Para lograr evacuar esa agua se necesita un proceso de secado de madera.

- Agua libre: esta cantidad de agua se encuentra en los espacios vacíos de las fibras del árbol. esta se encuentra en los vasos, traqueidas, etc. Es por medio de capilaridad que es absorbida.

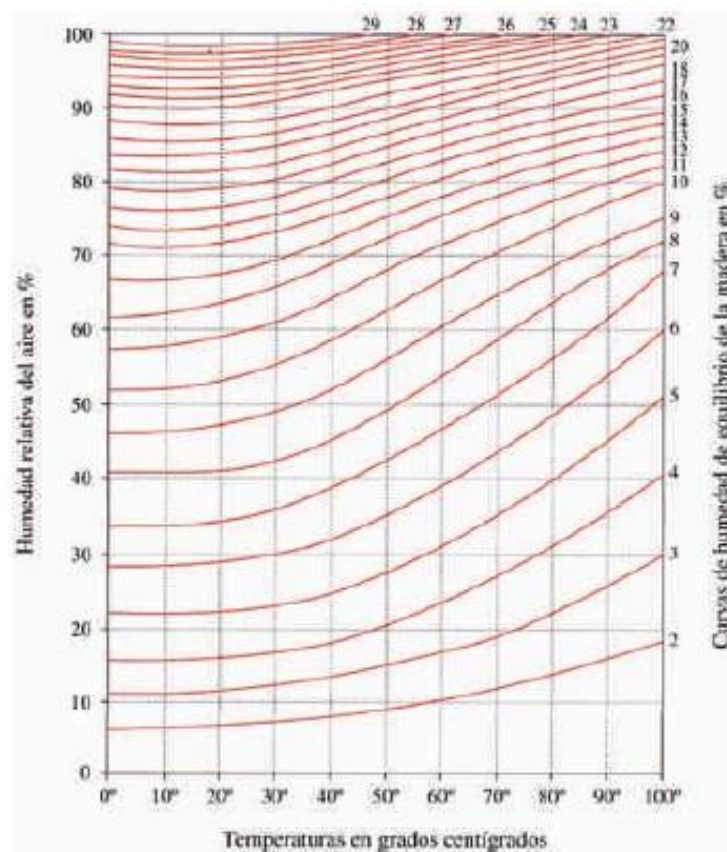
4.2.3.3 Madera verde y punto de saturación de la fibra. La madera verde es un término que hace referencia a la madera recientemente cortada, en la cual las paredes celulares están completamente saturadas con agua, adicional a esto la madera verde contiene agua en sus lúmenes y el contenido de humedad que contiene la madera es el contenido de humedad máximo posible. (*Forest Products Laboratory*. 1999).

La madera es un material higroscópico cuya variación en su contenido de humedad dentro de ciertos rangos, genera cambios tanto en su peso como en sus dimensiones, a su vez, estos cambios pueden producir deformaciones, formaciones de grietas y rajaduras, así como el posterior desprendimiento de acabados y uniones. En el proceso de secado, cuando se pierde el agua que se encuentra en los lúmenes de las células de la madera, solo se manifestara una reducción de su peso. Sin embargo, cuando se inicia la evaporación del agua que se encuentra saturando las paredes celulares de las mismas células, se iniciara la contracción de la propia pared celular y la contracción de la madera es su conjunto de manera más significativa, con el consecuente riesgo de la tendencia de la deformación y agrietamiento. (M. Fuentes-Salinas, 2000)

Por lo anterior, se considera importante conocer cuál es el valor del contenido de humedad que corresponde justo al nivel en el cual la madera ha perdido teóricamente toda su agua libre y sus paredes celulares están saturadas de agua higroscópica, ya que es un punto representativo del inicio de las contracciones o el máximo de su hinchamiento. A este nivel se le conoce técnicamente como el punto de saturación de la fibra. (M. Fuentes-Salinas, 2000)

Kollmann (1959) comprobó que la humedad de equilibrio es casi constante para todas las maderas, y elaboró un ábaco para determinar este valor. Es decir, cuando la madera es sometida a un ambiente saturado de humedad, la humedad de equilibrio es casi constante para todas las maderas, siendo 30% un valor máximo alcanzado.

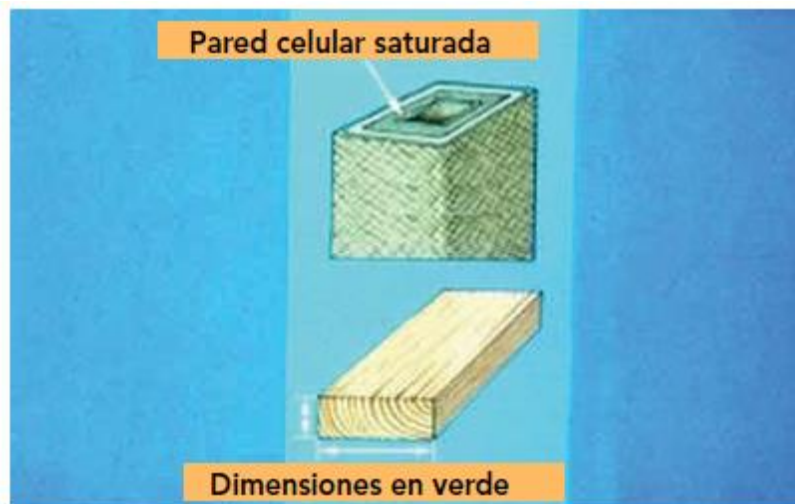
Imagen No. 39: Curvas de humedad de equilibrio de la madera.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

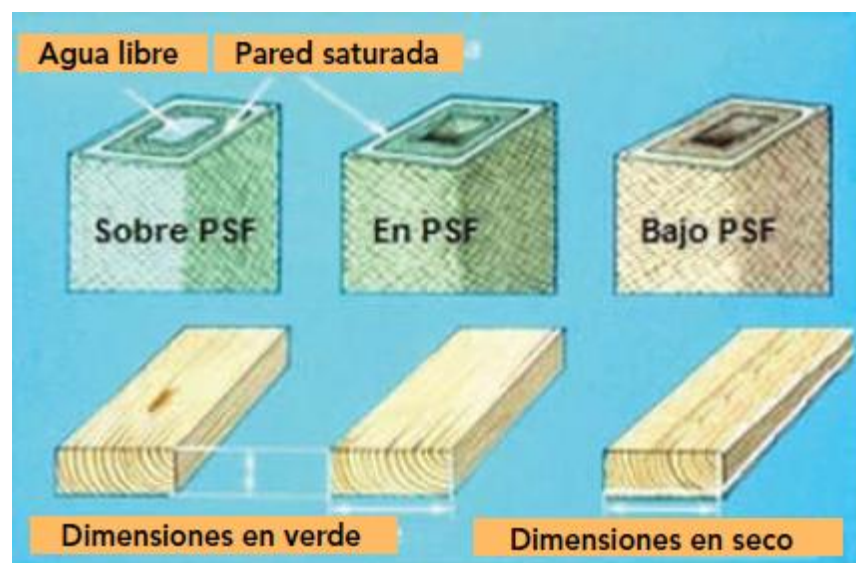
Dicha condición se produce en casi todas las especies cuando el agua libre ha sido entregada al ambiente, permaneciendo con agua solo las paredes celulares. A este punto de humedad se le denomina punto de saturación de la fibra (PSF).

Imagen No. 40: Punto de saturación de la fibra, PSF.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

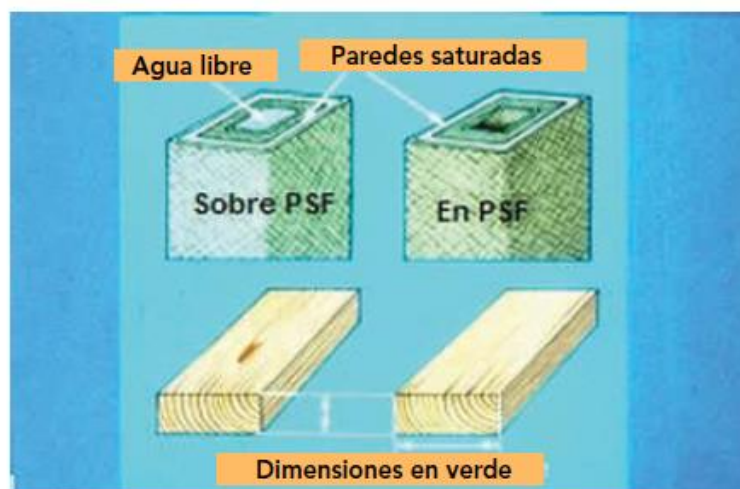
Imagen No. 41: Madera sobre el PSF. Presencia de agua libre y agua ligada.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Cuando la madera tiene un contenido de humedad bajo, es decir, el punto de saturación de la fibra es menor a 30%, se habla de madera seca. Sin embargo, para ser utilizada como material de construcción, y específicamente con fines estructurales, el contenido de humedad debe ser inferior al 15% (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004).

Imagen No. 42: Madera seca. La contracción se inicia.



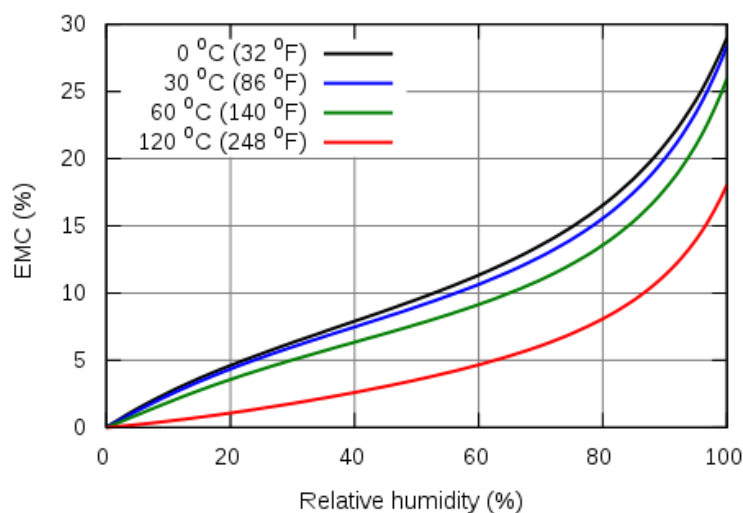
Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.3.4 Contenido de humedad en equilibrio. Toda la madera, de los árboles en crecimiento contiene una considerable cantidad de agua, comúnmente llamada savia. Las maderas pierden o ganan humedad en un intento de alcanzar un estado de equilibrio o balance con las condiciones del ambiente. Este estado de equilibrio depende de la humedad relativa y la temperatura del ambiente. La cantidad de humedad en la madera esta en términos del contenido de agua o humedad. Esta puede ser expresada en porcentajes de peso húmedo o seco. Para muchos propósitos el contenido de humedad de la madera está basado en peso seco. (S. Medrano, 2003)

La cantidad de humedad en este punto de balance es llamado contenido de humedad en equilibrio. La cantidad de agua en maderas verdes o húmedas varía significativamente, dependiendo principalmente de la especie. El contenido de humedad

de algunas especies puede ser tan bajo como 30% EMC, considerando que otras pueden ser tan alto como 200% EMC.

Imagen No. 43: Porcentaje de EMC vs. Porcentaje de HR.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.3.5 Sorción en la madera. Cuando la madera está totalmente seca, al exponerla al exterior o a un ambiente donde hay agua o vapor de agua, esta permitirá que cierta cantidad de agua ingrese hasta llegar a un punto o estado de equilibrio con el ambiente que la rodea. Este fenómeno, que generalmente ocurre en los cuerpos porosos, se llama sorción. La cantidad de vapor de agua que puede ingresar a la madera está íntimamente ligado a las propiedades físicas y químicas de los cuerpos. (Forest Products Laboratory. 1999).

Por otra parte existen diferentes situaciones que pueden influir en la sorción. Una de ellas es que se puede desarrollar una reacción química entre las moléculas del vapor de agua y el cuerpo sólido, esto puede estar limitado a las superficies de contacto directo o bien se puede extender a todo el cuerpo. Esta sorción química está determinada por las fuerzas de atracción intermoleculares. (Kollmann, F., 1959).

Tabla No. 8: Contenido de humedad de madera en equilibrio.

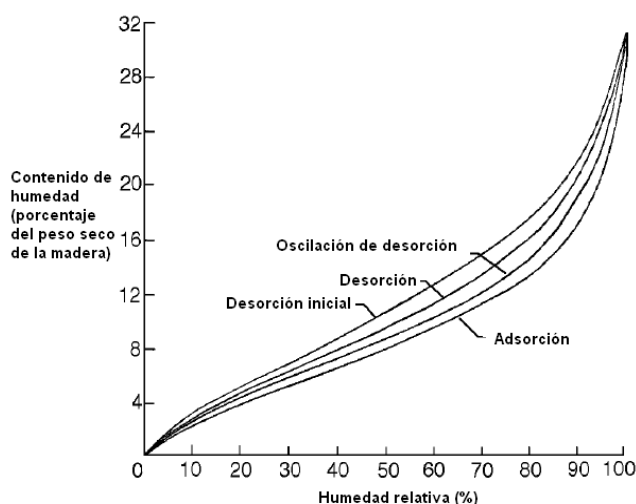
Temperatura		Contenido de humedad (%) a varios valores de humedad relativa																		
°C	°F	5%	10%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	45%	50%	55%	60%	65%	70%	75%	80%	85%	90%	95%
-1.1	30	1.4	2.6	3.7	4.6	5.5	6.3	7.1	7.9	8.7	9.5	10.4	11.3	12.4	13.5	14.9	16.5	18.5	21.0	24.3
4.4	40	1.4	2.6	3.7	4.6	5.5	6.3	7.1	7.9	8.7	9.5	10.4	11.3	12.3	13.5	14.9	16.5	18.5	21.0	24.3
10.0	50	1.4	2.6	3.6	4.6	5.5	6.3	7.1	7.9	8.7	9.5	10.3	11.2	12.3	13.4	14.8	16.4	18.4	20.9	24.3
15.6	60	1.3	2.5	3.6	4.6	5.4	6.2	7.0	7.8	8.6	9.4	10.2	11.1	12.1	13.3	14.6	16.2	18.2	20.7	24.1
21.1	70	1.3	2.5	3.5	4.5	5.4	6.2	6.9	7.7	8.5	9.2	10.1	11.0	12.0	13.1	14.4	16.0	17.9	20.5	23.9
26.7	80	1.3	2.4	3.5	4.4	5.3	6.1	6.8	7.6	8.3	9.1	9.9	10.8	11.7	12.9	14.2	15.7	17.7	20.2	23.6
32.2	90	1.2	2.3	3.4	4.3	5.1	5.9	6.7	7.4	8.1	8.9	9.7	10.5	11.5	12.6	13.9	15.4	17.3	19.8	23.3
37.8	100	1.2	2.3	3.3	4.2	5.0	5.8	6.5	7.2	7.9	8.7	9.5	10.3	11.2	12.3	13.6	15.1	17.0	19.5	22.9
43.3	110	1.1	2.2	3.2	4.0	4.9	5.6	6.3	7.0	7.7	8.4	9.2	10.0	11.0	12.0	13.2	14.7	16.6	19.1	22.4
48.9	120	1.1	2.1	3.0	3.9	4.7	5.4	6.1	6.8	7.5	8.2	8.9	9.7	10.6	11.7	12.9	14.4	16.2	18.6	22.0
54.4	130	1.0	2.0	2.9	3.7	4.5	5.2	5.9	6.6	7.2	7.9	8.7	9.4	10.3	11.3	12.5	14.0	15.8	18.2	21.5
60.0	140	0.9	1.9	2.8	3.6	4.3	5.0	5.7	6.3	7.0	7.7	8.4	9.1	10.0	11.0	12.1	13.6	15.3	17.7	21.0
65.6	150	0.9	1.8	2.6	3.4	4.1	4.8	5.5	6.1	6.7	7.4	8.1	8.8	9.7	10.6	11.8	13.1	14.9	17.2	20.4
71.1	160	0.8	1.6	2.4	3.2	3.9	4.6	5.2	5.8	6.4	7.1	7.8	8.5	9.3	10.3	11.4	12.7	14.4	16.7	19.9
76.7	170	0.7	1.5	2.3	3.0	3.7	4.3	4.9	5.6	6.2	6.8	7.4	8.2	9.0	9.9	11.0	12.3	14.0	16.2	19.3
82.2	180	0.7	1.4	2.1	2.8	3.5	4.1	4.7	5.3	5.9	6.5	7.1	7.8	8.6	9.5	10.5	11.8	13.5	15.7	18.7
87.8	190	0.6	1.3	1.9	2.6	3.2	3.8	4.4	5.0	5.5	6.1	6.8	7.5	8.2	9.1	10.1	11.4	13.0	15.1	18.1
93.3	200	0.5	1.1	1.7	2.4	3.0	3.5	4.1	4.6	5.2	5.8	6.4	7.1	7.8	8.7	9.7	10.9	12.5	14.6	17.5
98.9	210	0.5	1.0	1.6	2.1	2.7	3.2	3.8	4.3	4.9	5.4	6.0	6.7	7.4	8.3	9.2	10.4	12.0	14.0	16.9
104.4	220	0.4	0.9	1.4	1.9	2.4	2.9	3.4	3.9	4.5	5.0	5.6	6.3	7.0	7.8	8.8	9.9			
110.0	230	0.3	0.8	1.2	1.6	2.1	2.6	3.1	3.6	4.2	4.7	5.3	6.0	6.7						
115.6	240	0.3	0.6	0.9	1.3	1.7	2.1	2.6	3.1	3.5	4.1	4.6								
121.1	250	0.2	0.4	0.7	1.0	1.3	1.7	2.1	2.5	2.9										
126.7	260	0.2	0.3	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4												
132.2	270	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4													

Fuente: Forest Products Laboratory, USDA Forest Service. 1999.

4.2.3.6 Histéresis de sorción. La cantidad de agua adsorbida de una condición seca al equilibrio con cualquier humedad relativa es siempre menor que la cantidad retenida en el proceso de secado de una condición más húmeda al equilibrio con esa misma humedad relativa. (Forest Products Laboratory. 1999)

La relación entre la adsorción EMC a desorción EMC es prácticamente constante y es de 0.85 aproximadamente. Por otro lado el EMC en la desorción siempre tiende a ser mayor que en cualquier otra desorción que ocurra en cualquier determinado tiempo.

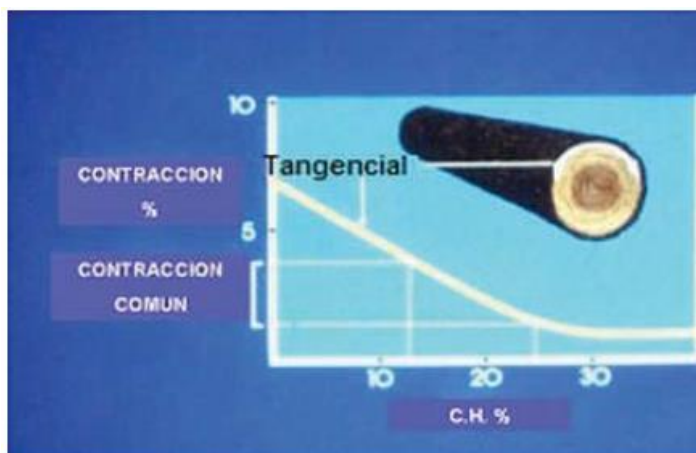
Imagen No. 44: Relación contenido de humedad – humedad relativa.



Fuente: Forest Products Laboratory. 1999.

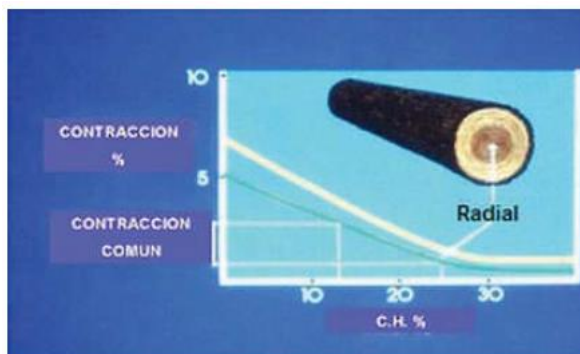
4.2.3.7 Encogimiento de la madera. El secado de la madera por debajo del punto de saturación de la fibra, provoca pérdida de agua en las paredes celulares, lo que a su vez produce contracción de la madera. Cuando esto ocurre se dice que la madera se “trabaja”. Las dimensiones de la madera comienzan a disminuir en los tres ejes, tangencial, radial y longitudinal. Sin embargo, en este proceso la contracción tangencial es mayor a la que se produce en un árbol. Luego de esto sigue la contracción radial, con una menor cantidad pero aun así es significativo en la deformación de la pieza y por último esta la contracción longitudinal pero es la menos significativa de todas y es prácticamente despreciable en la madera con funciones estructurales. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

Imagen No. 45: Magnitud de contracción tangencial y el sentido del tronco.



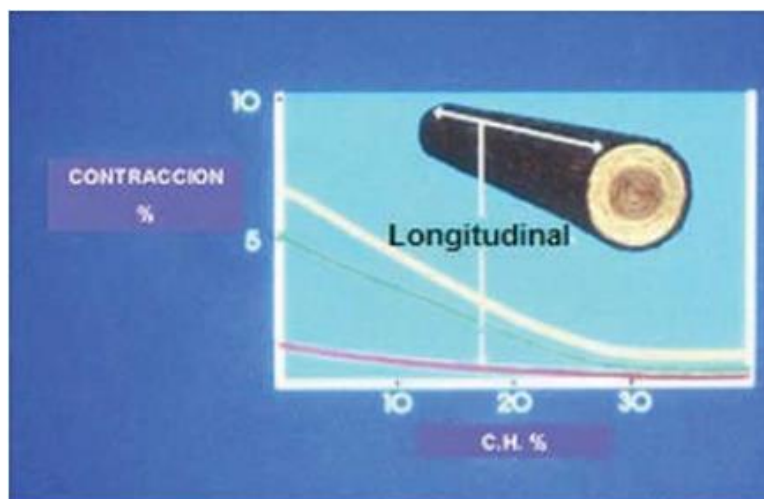
Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Imagen No. 46: Magnitud de la contracción radial y el sentido del tronco.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Imagen No. 47: Proporción de la contracción de la madera en el eje longitudinal.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Desde el punto de vista del comportamiento de la madera, el punto de saturación de la fibra es una variable importante, ya que sobre él, la madera no variara sus características ni comportamiento físico o mecánico. Sin embargo, cuando la madera se encuentra bajo dicho punto, sufre cambios dimensionales y volumétricos que pueden ir de cambios muy bajos a cambios significativos.

(Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004). Las consecuencias de dicho proceso en beneficio de las propiedades resistentes de la madera, dependerán de las condiciones y método de secado aplicado.

Tabla No. 9: Contracción en Pino radiata secado al aire y en cámara.

HUMEDAD	DIMENSION	CONTRACCION %
Verde -12%	Tangencial	4,0
	Radial	2,0
	Longitudinal	0,1
	Volumétrica	6,0
Verde-Seco en cámara	Tangencial	7,0
	Radial	3,4
	Longitudinal	0,2
	Volumétrica	10,5

Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

La contracción por secado provoca deformación en la madera. Sin embargo con un adecuado método, los efectos son beneficiosos sobre las propiedades físicas y mecánicas de la madera. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004).

Imagen No. 48: Efectos de la contracción en la madera.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004

4.2.3.8 Encogimiento transversal y volumétrico. Últimamente, se han reunido datos para representar el encogimiento o contracción, ya sea radial, tangencial y volumétrico, esto de varias especies de todo el mundo incluyendo especies guatemaltecas, toda esta información obtenida por los métodos descritos por la Sociedad Americana de Pruebas de Materiales (ASTM por sus siglas en ingles), a través del Método D143- Norma de pruebas de muestras pequeñas de madera limpia (ASTM 1997)

La contracción o encogimiento de la madera es afectado por distintas variables, pero comúnmente la variable más influyente en la contracción es la densidad de la especie del árbol. Además de la densidad también las dimensiones y la forma de la pieza de madera pueden afectar la contracción en la misma, por otro lado el secado de la madera es un proceso critico en la contracción de la madera ya que se debe realizar con mucha precisión para evitar el agrietamiento de piezas y otros fenómenos causados por el secado. En términos de un porcentaje de variabilidad de contracción, se ha determinado que es aproximadamente un 15%, esto es hablando de una contracción transversal y volumétrica. (Winandy, J. 1994)

A continuación, se listan valores de encogimiento para algunas especies de Estados Unidos, expresados como un porcentaje de las dimensiones.

Tabla No. 10: Encogimiento para algunas maderas importadas dentro de los Estados Unidos.

Encogimiento (%) desde el contenido de humedad de madera verde a madera seca al horno				
Nombre	Radial	Tangencial	Volumétrico	Origen
<i>Ceiba pentandra</i>	2.1	4.1	10.4	América Tropical
<i>Swietenia macrophylla</i>	3.0	4.1	7.8	América Tropical
<i>Virola</i> spp.	4.6	8.8	13.7	América Tropical
<i>Pinus caribaea</i>	6.3	7.8	12.9	América Tropical
<i>Pinus oocarpa</i>	4.6	7.5	12.3	América Tropical
<i>Ceiba pentandra</i>	2.1	4.1	10.4	América Tropical
<i>Araucaria angustifolia</i>	4.0	7.9	11.6	Asia y Oceanía
<i>Aspidosperma</i> spp.	3.8	6.4	11.6	América Tropical
<i>Gmelina arborea</i>	2.4	4.9	8.8	Asia y Oceanía
<i>Cydistax donell-smithii</i>	3.1	5.1	9.1	América Tropical
<i>Quercus</i> spp.	6.4	11.7	18.5	América Tropical
<i>Hevea brasiliensis</i>	2.3	5.1	7.4	América Tropical
<i>Cedrela</i> spp.	4.2	6.3	10.3	América Tropical
<i>Tectona grandis</i>	2.5	58	7.0	Asia y Oceanía

Fuente: Forest Products Laboratory, USDA Forest Service. 1999.

4.2.3.9 El peso, densidad y la gravedad específica. Al momento de utilizar la madera, hay varios factores importantes de tomar en cuenta. Entre los más importantes son: la densidad de la madera y el contenido de humedad.

La densidad de la madera, sin incluir la cantidad de agua, es muy variable dentro de todas las especies existentes en el mundo. Sin embargo, se ha logrado determinar que las densidades de la mayoría especies de árboles varían en el rango de 320 y 720 kg/m³ (20 y 45 lb/ft³), aunque puede variar desde 160 kg/m³ (10 lb/ft³) para balsa a más de 1,040 kg/m³ (65 lb/ft³) para algunas maderas importadas. (Forest Products Laboratory, 1999)

Es considerado tener un 10% de coeficiente de variación, esto es debido a describir la variabilidad de densidad dentro de las especies más comunes.

Debido a que la madera es un material que puede absorber agua, se debe calcular su densidad según su especie, ya que cada especie tiene distinto nivel de adsorción, además se debe considerar las diferencias anatómicas, contenido de humedad y la proporción de duramen y albura, según la especie.

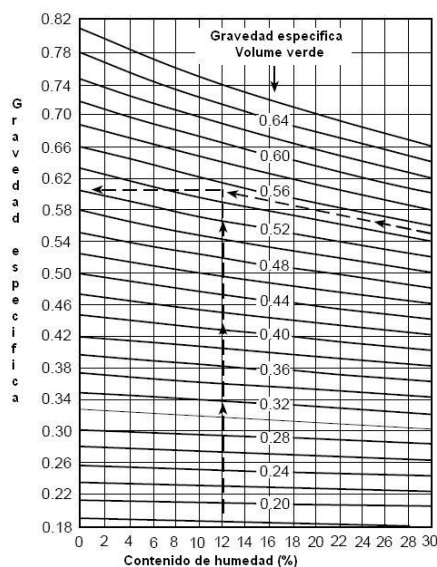
La determinación de la densidad de cada especie es suficientemente exacta para permitir la utilización apropiada de los productos de madera en donde el peso es un factor clave.

La definición tradicional de gravedad específica es la proporción de la densidad de la madera a la densidad de agua en una temperatura de referencia especificada (a menudo 4.4°C (40°F)) donde la densidad del agua es 1.0000 g/cm³). Para reducir la confusión introducida por la variable del contenido de humedad, la gravedad específica

de madera está normalmente basada en el peso seco al horno y el volumen de algunos contenidos de humedad especificados.

Las bases normalmente usadas para determinar la gravedad específica son el peso seco al horno y el volumen (a) verde, (b) seco al horno, y (c) al 12% de contenido de humedad. El peso seco al horno y el volumen verde se usan a menudo en las bases de datos para caracterizar la gravedad específica de especies que están referidas a la gravedad específica básica. Se puede apreciar la relación entre la gravedad específica y el contenido de humedad en la madera en la Figura 25.

Imagen No. 49: Relación entre la gravedad específica y el contenido de humedad.



Fuente: Forest Products Laboratory. 1999.

4.2.3.10 Propiedades térmicas.

4.2.3.10.1 Conductividad térmica. La conductividad térmica “k” es medida en una tasa de flujo de calor a través de un material sometido a un diferencial de temperatura unitario a través de una unidad de espesor del material. La conductividad térmica de las maderas comunes es mucho menor que la conductividad térmica de los metales. Es cerca de dos a cuatro veces mayor que los materiales de aislamiento. La resistividad térmica es simplemente el recíproco de la conductividad térmica. Materiales aislantes con un ancho dado son comúnmente comparados por su “valor R” o resistencia térmica. Que se expresa como la resistividad térmica por el espesor. La conductividad térmica de la madera con un 12% de humedad tiene un 0.1 a 0.14 comparado con el aluminio es de 216, acero 45, 0.9 concreto, 1 para el vidrio, 0.7 para plásticos 0.036 para fibras minerales. Por lo que es bastante mejor que otros materiales. (Forest Products Laboratory (1999))

4.2.3.10.2 Difusividad térmica. La difusividad térmica es una medida de la rapidez con que un material puede absorber el calor de su entorno. Se define como la relación de la conductividad térmica para el producto de la densidad y la capacidad de calor. Por lo tanto, las conclusiones en cuanto a su variación con la temperatura y la densidad a menudo se basan en el cálculo del efecto de estas variables en la capacidad de calor y conductividad térmica. Debido a la baja conductividad térmica y la densidad moderada y la capacidad de calor de la madera, la difusividad térmica de la madera es mucho menor que la de otros materiales estructurales, tales como metal, ladrillo, piedra. Un valor típico de la madera es de $1.6 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ en comparación con 1×10^{-5} del acero y 1×10^{-6} para la piedra y la fibra mineral. Por esta razón, la madera no se siente muy caliente o muy fría. (Forest Products Laboratory (1999)),

4.2.3.10.3 Expansión térmica. La expansión térmica de la madera seca es positiva en todas las direcciones. La madera se expande cuando es calentada y se contrae cuando es enfriada. La madera que contiene humedad actúa diferente a la madera seca. El coeficiente lineal de expansión de la madera seca paralelo al grano es usualmente independiente a la gravedad específica y también es independiente a la especie, este coeficiente se puede aproximar a 3×10^{-6} y 4.5×10^{-6} por C. el coeficiente lineal de expansión tangencial a través del grano es proporcional a la densidad y al rango de aproximadamente 5 a 10 veces más grande que el paralelo. (Winandy, J. 1994)

Cuando se calienta la madera húmeda, esta tiende a expandirse por la elevación de la temperatura y luego se reduce debido a que disminuye la humedad e incrementa la temperatura. A menos de que la humedad de la madera sea muy baja (3% a 4%) el cambio neto al calentarlo es negativo. La madera que está en condiciones normales de humedad, se va a expandir al principio y luego se reduce a un volumen menor que el original ya que la humedad se ha perdido en el proceso de calentamiento. (Winandy, J. 1994)

4.2.3.11 Propiedades eléctricas de la madera. La madera anhidra es un excelente aislante eléctrico, pero esto disminuye en función de su contenido de humedad: A mayor contenido de humedad hay mayor conductividad eléctrica, por lo que es mejor aislante. La resistencia eléctrica es aproximadamente 10^{16} ohm-metro, descendiendo a 10^4 ohm-metro, cuando la madera está en su estado verde. Esta resistencia puede variar en función de su contenido de humedad, que va desde 0% a 30%. (Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004)

4.2.3.12 Propiedades acústicas. La madera como material de construcción, cumple con una función muy importante en lo que es las habitaciones y asolación de edificios, ya que tiene la capacidad de amortiguar las vibraciones sonoras. Su estructura celular porosa transforma la energía sonora en energía calórica, debido al roce y resistencia viscosa del medio, evitando de esta forma transmitir vibración a grades distancias. Las placas acústicas porosas fabricadas con fibras de madera pueden absorber más del 90% del sonido y reflejar el resto. Los paneles de tableros contrachapados pueden utilizarse como paneles resonantes, diseñados para absorber sonidos de baja frecuencia, que se colocan separados de la superficie. (Acuña, L. y Casado, M. 2005).

4.2.4 Propiedades mecánicas de la madera. Cualquier tipo de estructura tiene para distintos usos. Por lo que se debe determinar las propiedades mecánicas de la madera para tener una idea de hasta dónde pueden llegar sus capacidades y así calcular estas estructuras sin un riesgo de colapsar. Por lo que se necesita determinar cada una de las capacidades de la madera a distintas acciones externas predeterminadas. Estas fuerzas externas son las fuerzas de compresión, tensión, flexión, corte, torsión, etc.

4.2.4.1 Propiedades elásticas. Las propiedades elásticas están relacionadas con la resistencia del material a las deformaciones sometidas a una tensión aplicada a la capacidad de los materiales para recuperar sus dimensiones originales cuando se elimina la tensión. Para un material elástico con propiedades ideales cargado por debajo de su límite proporcional, todas las deformaciones son recuperables y el cuerpo regresa a su forma original en el momento de que el esfuerzo es retirado. La madera no es idealmente elástica, ya que si se aplica una fuerza o esfuerzo la madera no regresa inmediatamente a su posición inicial. Sin embargo las deformaciones residuales son generalmente recuperables durante un periodo de tiempo. Aunque la madera se considera como un material visco-elástico, se asume que la madera se comporta como un material elástico para la mayoría de las aplicaciones de ingeniería. (Winandy, J. 1994)

Para un isotrópico con propiedades iguales en todas las direcciones, las propiedades elásticas están medidas por tres constantes importantes: Módulo de elasticidad E , módulo de rigidez R , y el radio de Poisson μ . La siguiente ecuación muestra la relación entre estas variables:

$$\mu_{ij} = E_k / R_{ij}$$

En donde la i , j y k representan los tres ejes principales. Esto es debido a que la madera es un material ortotrópico, que necesita de 12 constantes para medir su comportamiento elástico, tres módulos de elasticidad, tres módulos de rigidez y 6 radios de Poisson's. (Winandy, J. 1994)

4.2.4.1.1 Módulo de elasticidad. El módulo de elasticidad se relaciona con el esfuerzo aplicado a lo largo de un eje, y la reacción ocurre en el mismo eje. Los tres módulos de elasticidad se denotan EL, ER y ET. Para reflejar los módulos de elasticidad en las direcciones longitudinal, radial y tangencial respectivamente. Las constantes elásticas varían dentro de todas las especies, el contenido de humedad y la gravedad específica. La constante se puede utilizar ampliamente a partir de datos de pruebas. Las demás constantes pueden estar disponibles a partir de datos de pruebas limitadas, pero se tienen que desarrollar con mayor frecuencia a partir de las relaciones del material o por las ecuaciones de regresión que predicen el comportamiento del material en función de la densidad del mismo. (Winandy, J. 1994)

4.2.4.1.2 Módulo de corte. El módulo de corte se relaciona con el esfuerzo de corte sobre la fibra. Los tres módulos de corte para la madera son denotados Glr, Glt y Grt para los planos longitudinal-radial, longitudinal-tangencial y radial-tangencial respectivamente. (Winandy, J. 1994)

4.2.4.1.3 Radio de Poisson. El radio de Poisson se relaciona la fibra paralela con el esfuerzo aplicado en una dirección en donde hay una contracción en otra dirección perpendicular. Para la madera hay seis radios diferentes. Esto es debido a que dirección esta aplicado el esfuerzo. (Winandy, J. 1994)

4.2.4.2 Propiedades de los esfuerzos. Las propiedades de los esfuerzos se refieren a la resistencia última que un material puede soportar a una carga aplicada. En el caso de la madera, los esfuerzos varían significativamente dependiendo de la especie, la duración de las cargas, factores de ambientales y condiciones de cargas.

La madera es un material anisótropico, por lo que sus propiedades cambian dependiendo el eje que se estudia. Normalmente las propiedades referidas al eje longitudinal son mejores que las propiedades de los ejes radial y tangencial. Por lo que las capacidades longitudinales de la madera son las más utilizadas para el diseño estructural, ya que las capacidades de los ejes radial y tangencial, dependen del proceso de aserrado primario. (Winandy, J. 1994).

4.2.4.3 Propiedades de compresión. Según Winandy, J. (1994), cuando una carga de compresión es aplicada paralela al grano, estas produce esfuerzos que deforman las células de madera (las células pequeñas) a lo largo de su eje longitudinal. Cuando la madera está sometida a un esfuerzo de compresión paralela al grano, la falla inicia en las microfibras que empiezan a plegarse dentro de la pared celular. Esto genera planos de debilidad o inestabilidad dentro de la pared celular. A medida que el esfuerzo de compresión sigue incrementando, las células de la madera se van plegando en una forma de S, y forman arrugas que son visibles en las superficies de las mismas. Grandes deformaciones ocurren cuando se destruye la estructura interna de la pared celular.

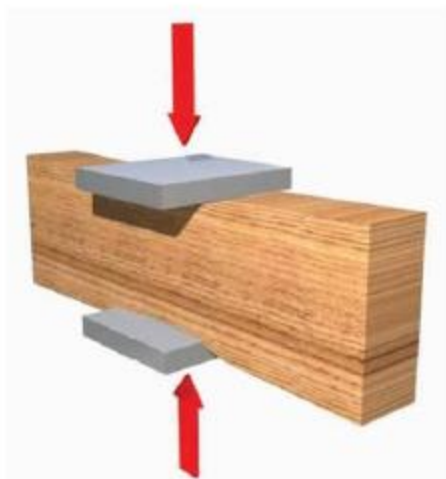
Cuando una carga de compresión es aplicada perpendicularmente al grano, esta produce un esfuerzo de deformación perpendicular a la longitud de las células. Una vez las cavidades celulares colapsan, la madera es un poco más resistente ya que no hay más espacios vacíos. En la práctica, los esfuerzos de compresión perpendiculares al grano se asumen generalmente que son superados cuando la deformación supera el 4%, del límite de tensión proporcional. La compresión cuando es aplicada en un ángulo en específico se produce tanto esfuerzos de paralelos como perpendiculares al grano.

Imagen No. 50: Esquema de ensayo de compresión paralela a la fibra.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Imagen No. 51: Esquema de ensayo de compresión perpendicular a la fibra.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.4.4 Propiedades a tensión. Paralelo al grano, la madera tiene una alta resistencia a tensión. La falla ocurre por una combinación compleja de dos modos: deslizamiento célula-célula y la ruptura de la pared celular. El deslizamiento ocurre cuando dos células adyacentes se desplazan una en función de la otra. En lo que es la fractura de la pared celular envuelve una falla en la pared celular con una pequeña o no visible deformación al principio y luego una falla total de la pared. Los esfuerzos de tensión paralelos a la fibra de madera limpia han sido históricamente difíciles de obtener. Usualmente son estimados utilizando criterios muy conservadores y además basándose en pruebas de flexión. Esto es debido a que la madera normalmente exhibe fallas iniciales en las caras que están sometidas a esfuerzos de tensión (Winandy, J. 1994)

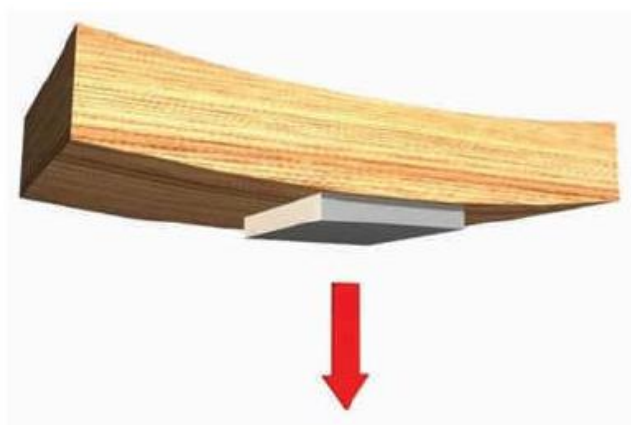
En contraste de la tensión paralela al grano, la madera es relativamente débil a los esfuerzos de tensión perpendiculares a al grano. Los esfuerzos en esta dirección actúan perpendicularmente a la longitud de la célula lo que produce una división o hendidura a lo largo del grano, lo cual genera daños significativos a la estructura integral de la célula. Las deformaciones son usualmente bajas cercanas a la falla porque la geometría y la estructura de la pared celular tienen una sección de cruz. Sin embargo debido a la gran cantidad de variabilidad asociada con los esfuerzos máximos de tensión perpendicular al grano las situaciones de diseño inducen que estos esfuerzos deberían ser obviados. (Winandy, J. 1994)

Imagen No. 52: Ensayo de tensión paralela al grano.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

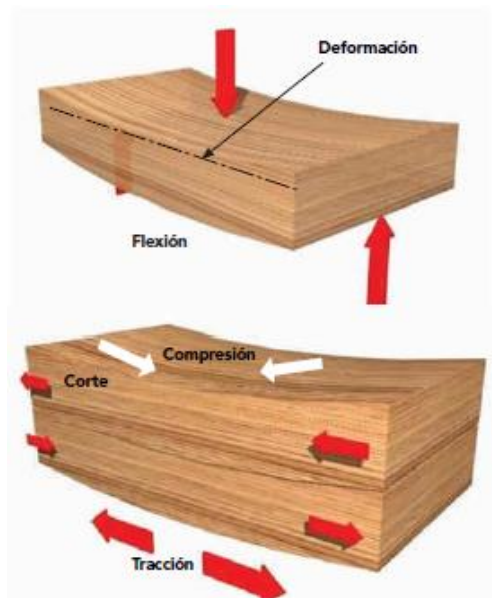
Imagen No. 53: Ensayo de tensión perpendicular al grano.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.4.5 Propiedades a flexión. Los esfuerzos de flexión que son inducidos a los materiales cuando son utilizados como vigas, son muy importantes ya que estos son una combinación entre esfuerzos de compresión y esfuerzos de tensión paralelos al grano. Los esfuerzos tanto de tensión como compresión paralelos al grano son muy diferentes, por lo que el esfuerzo a flexión esta entre esos dos esfuerzos. Esto es debido a que una pieza sometida a esfuerzo de flexión contiene esfuerzos de tensión en la parte inferior y esfuerzos de compresión en la parte superior. Usualmente los elementos sometidos a flexión fallan por tensión. (Winandy, J. 1994)

Imagen No. 54: esquema de ensayo de flexión estática.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

La madera contiene una capacidad especial para sobre pasar su límite de elasticidad por flexión sin llegar a una rotura inmediata. La madera verde, joven o calentada, tiene una mayor flexibilidad que la madera seca o vieja, además contiene un límite mayor de deformación. (Acuña, L. y Casa, M. 2005)

4.2.4.6 Propiedades a corte. Al momento de utilizar una viga de madera, está expuesta a esfuerzos de compresión en la parte superior y esfuerzos de tensión en la parte inferior. Por lo que esta oposición de esfuerzos resulta en una acción de corte a través de la sección de la viga. Este corte paralelo a la viga actúa en un sobre un eje horizontal. Por lo contrario al momento de utilizar un corte perpendicular al grano, este término se denomina laminación de corte. Este tipo de corte lo que genera es que una célula tienda a rodar sobre otra y así desplazarse debido a la fuerza externa. El corte puede presentarse en tres maneras distintas: paralelo a la longitud de la pieza, paralelo al eje tangencial y paralelo al eje radial. (Winandy, J. 1994)

Imagen No. 55: Corte longitudinal.



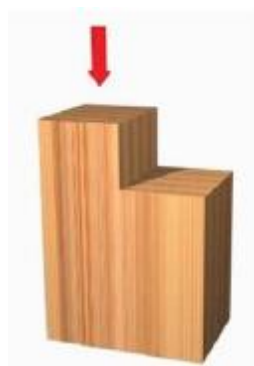
Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Imagen No. 56: Corte tangencial.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

Imagen No. 57: Corte radial.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.2.4.7 Dureza. La dureza depende de la especie de cada árbol, la edad del mismo y la zona del tronco. Generalmente hay una relación proporcional entre la dureza de una madera con la densidad de la misma, entre más dura es más densa. La parte del tronco más dura es el duramen. Las maderas secas contienen una mayor dureza que las maderas blandas o verdes. Por otro lado las maderas que presentan mayor cantidad de fibras suelen tener una mayor dureza que las maderas con poros. (Acuña, L. y Casado, M. 2005)

La dureza representa la resistencia de la madera al hundimiento y destrucción. La dureza es comparativamente medida por la fuerza requerida para empotrar una bola de 11.3 milímetros de diámetro en la madera. (Winandy, J. 1994)

Imagen No. 58: Ensayo de dureza.



Fuente: Centro de Transferencia Tecnológica de la Madera, 2004.

4.3 Europanel (Cemento con Poliestireno).

4.3.1 Generalidades. El europanel es un material constituido de perlas de poliestireno expandido con cemento. Es un material que se utiliza por su aporte térmico el cual se enfoca en las áreas donde la temperatura es alta o es baja.

Con base en la necesidad de vivienda que Guatemala posee y sabiendo sobre el tema de medio ambiente que está afectando mucho a Guatemala por razones culturales y sociales. Se comenzaron a estudiar diferentes materiales que de una manera u otra madera pudieran contribuir a las viviendas de Guatemala.

El Europanel es una mezcla de cemento con poliestireno. Lo que esto propicia es que dentro de las casas se mantengan temperaturas aceptables y se pueda tener un diseño arquitectónico diferente, no necesariamente regido por alturas bajas o muy altas (dependiendo de la temperatura). Esto se pensó debido a que muchas personas del altiplano guatemalteco tienen que estar talando árboles para mantener su hogar caliente (especie de chimenea), lo que no es bueno debido a la alta deforestación en el país. Por eso mismo se está pensando combinar diferentes materiales con Europanel y así poder tener una casa que sea agradable, aceptable, cuide la salud e integridad de los ocupantes y con esto disminuya la tala de árboles para mantener el calor.

También en los lugares muy calurosos las personas están implementando sistemas de aire acondicionado, lo que genera gases de efecto invernadero que destruyen la capa de ozono.

Al evitar soluciones inmediatas a los problemas de temperatura que enfrentan las personas en climas extremos, con una solución que prevenga el problema y no contamine, el ámbito constructivo será amigable lo que conlleva a tener soluciones reales.

Los materiales de construcción se han estancado en Guatemala por lo que también la introducción de un nuevo material se hace eminente ante un mercado que crece y tiene diferentes exigencias. Por esta razón también se piensa realizar este trabajo y determinar si es factible su uso y comercialización en Guatemala.

Con este sistema se aíslan las paredes y el techo. Las puertas y ventanas deben tener sellador especial, para evitar el escape de calor.

4.3.2 Origen del material. El panel es un material creado a base de Cemento y Poliestireno, el cuál funciona muy bien manteniendo casas frescas cuando la temperatura exterior es alta y cuando la temperatura exterior es baja. Funciona como aislante debido al poliestireno y tiene propiedades constructivas debido al cemento. La forma del Europanel es en placas, sin embargo también se puede conseguir en estado líquido para que después, cuando se endurezca se pueda conseguir la forma deseada.

Las cantidades utilizadas para obtener Europanel son de 1 metro cúbico de poliestireno en cada 200 kilogramos de cemento. Su tamaño es constante (0.9m x 0.45m) y espesores que son variables de 40 a 120 mm (cada 10 milímetros). El cemento actúa como una capa que encierra las pelotas de poliestireno pero al mismo tiempo los espacios que se encuentran entre los granos sin cubrirse se conservan. Tiene

propiedades de aislamiento térmico, excelente permeabilidad, resistencia al fuego y propiedades mecánicas aceptables.

El panel se usa como aislamiento térmico en la construcción de edificios, casas como son sus pisos, techos, áticos y paredes.

4.3.3 Implementación. El panel es un material producido únicamente en Europa, bajo estrictas normas de calidad pues se puede comercializar en los 18 países de la Unión Europea. La implementación de Europanel para la producción de aislantes así como para casas ecológicamente estables, térmicamente hablando, en Guatemala es un tema de estudio.

El transporte desde la fábrica de Europa hasta Guatemala resulta un gasto innecesario si se desea iniciar la implementación de Europanel en América. Por lo mismo se desea iniciar la producción en Guatemala con tecnología Europea bajo los parámetros Europeos de calidad y normas EN.

El tiempo de producción es en los meses de verano, porque es cuando la venta de estos productos se da. Sin embargo durante los meses de invierno se les da mantenimiento a las máquinas productoras, así como al edificio donde los procesos se dan. La producción de los meses de invierno se guarda para los meses de primavera.

Los materiales de producción son básicamente el cemento y el poliestireno. La empresa europea que fabrica este tipo de europanel cuenta con 2 empresas europeas proveedoras.

Tabla No. 11: Empresas proveedoras.

Componente	Nombre técnico	Productor	Precio (€/kg)
Poli estireno	Owipian FS0308	Synthos Dwory Sp., Polonia	1.67
Cemento	Cem II 32.5 R	Povazské cementarne a.s. Ladce	1.54

En cuanto a la producción no existe desperdicio como tal, debido a que el proceso es en húmedo (el cemento con agua se mezclan con el poli estireno) y los paneles que presentan desperfectos son utilizadas el próximo día en la producción de ese día.

En Europa se cuenta con tres máquinas destinadas para la producción de Europanel. Una para propiciar el crecimiento de las “perlas” de poliestireno, otra para realizar la mezcla del poliestireno con cemento y la última para darle la forma deseada al material mezclado.

A continuación, se presenta el esquema de cada una de las máquinas:

Imagen No. 59: Máquina pre expansionara.



Fuente: Styrcon Ltda.

Imagen No. 60: Máquina mezcladora.



Fuente: Styrcon Ltda.

Imagen No. 61: Máquina formadora.



Fuente: Styrcon Ltda.

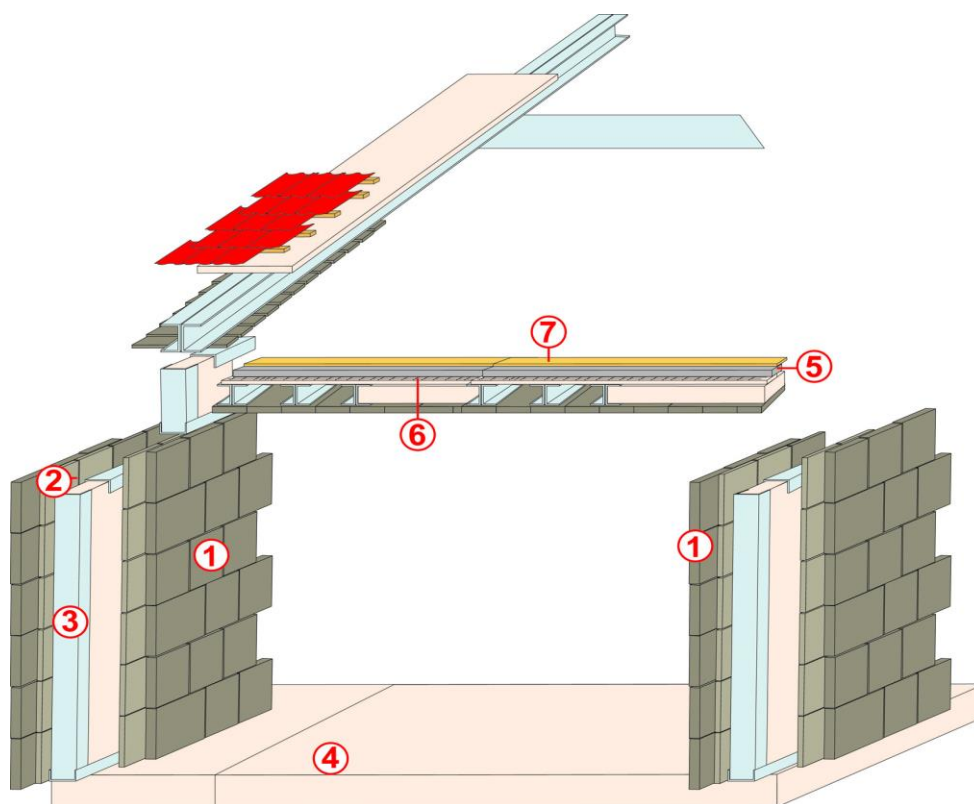
Estas máquinas realizan la fabricación de los paneles. Funcionan de manera independiente y todos los días se chequean para verificar la calidad del material.

4.3.4 Técnicas constructivas. El proceso constructivo que se ha implementado por la empresa ATA BAUSYSTEM utiliza:

- A. Acero con Zinc.
- B. Fibra de vidrio.
- C. Europanel (concreto con poliestireno expandido).
- D. Concreto térmico.
- E. Yeso (como relleno para acabados).
- F. Pintura.

Las partes básicas que implica la construcción de una casa simple de dos niveles son las siguientes:

Imagen No. 62: Diseño casa.



Fuente: ATA Bausystem

1. Europanel placa de 12 centímetros interior de vivienda.
2. Europanel placa de 10 centímetros exterior de vivienda.
3. Acero con zinc de 1.5 milímetros de espesor.
4. Europanel líquido de 30 centímetros de espesor.
5. Concreto.
6. Reja o malla.
7. Piso o azulejo.

Los pasos constructivos son:

1. Se escava una plataforma (de unos 35 centímetros de profundidad) de las dimensiones de la casa.
2. Preparar la plataforma para la construcción, se draga y empareja.
3. Se coloca pedrín de media pulgada sobre el terreno.
4. Se coloca una malla de hierro sobre el pedrín, a altura media (unos 15 centímetros de pedrín).
5. Se vierte una capa de concreto reforzado de 20 centímetros (en la plataforma que se excavó, dejando 1 o 2 centímetros a rostro de suelo).
6. Se coloca una capa de sabieta o losa de limpieza que empareja toda la capa de concreto.
7. Se cubre la losa con un nylon que es impermeabilizante.
8. Luego se colocan secciones bajas de perfiles U de acero galvanizado como solera inferior sobre la losa de concreto.
9. Para crear el anclaje de los perfiles verticales se dejan anclajes a cada 20 centímetros para parales.
10. Se colocan las secciones U, de acuerdo al diseño en los anclajes a cada 20 centímetros. Se colocan en las vigas U y sobre ellas también se coloca una viga que termina de encajar como solera superior.

11. Si el diseño requiere de perfiles que soporte una carga más grande se debe colocar un par de perfiles de lados opuestos verticalmente para que soporte más el peso del material.
12. Se instalan las tablas de Europanel en los parales. Se pegan con goma de primero y después se anclan a los perfiles con pernos.
13. Después que se tiene todos los muros revestidos se coloca Europanel líquido en medio de las tablas de Europanel.
14. Se instalan los perfiles U el techo. Se toma una pareja de secciones U y se colocan opuestas para así formar una sección W.
15. Se anclan en la nueva sección W las tablas de Europanel.
16. Se coloca Europanel líquido desde el techo hasta las placas de Europanel.
17. Una vez terminado se coloca en el entrepiso una malla para la distribución de los pesos.
18. Luego se coloca una losa de concreto que recae y descansa sobre las secciones W.
19. Se realiza una losa de limpieza para hacer uniforme el entrepiso.
20. Se coloca el piso y se tiene construido el entrepiso.
21. Se realiza el mismo procedimiento que en el piso 1 con los muros.
22. Se tiene que pedir secciones U de alturas convenientes porque se le da la forma al techo de dos aguas. Y para esto también se utilizan secciones U.
23. Se recubre siempre con placas de Europanel y se coloca Europanel líquido.
24. Se le da acabados con yeso y se coloca la pintura.
25. Cuando hay luces muy largas en muros se pueden colocar breizas que se hacen con un par de secciones U o C inclinadas.

4.3.5 Propiedades mecánicas. El esfuerzo de tensión perpendicular a las caras del material es mayor o igual a 80 kPa de acuerdo con las pruebas EN 1607 usando provisiones adicionales de EN 13163. La resistencia al corte es mayor o igual a 0.08N/mm^2 y el módulo de elasticidad cortante es mayor o igual a 4.5 N/mm^2 . Estos fueron determinados de acuerdo a EN 12090. La resistencia a la flexión es mayor o igual a 170 kPa y fue determinado con EN 12089, método B.

El esfuerzo de compresión con un 10% de deformación es mayor o igual a 200 kPa fue determinado bajo la norma EN 826. Esta información es relevante únicamente para el piso.

Los cambios relativos entre longitud y ancho son menores o iguales a 0.5% la prueba fue realizada de acuerdo a la prueba EN 1603 bajo condiciones normales de laboratorio.

La resistencia a la tracción perpendicular a la cara es de 80 kPa según la prueba europea STN EN 1607+AC: 1999.

La deformación bajo carga y temperatura el cambio relativo de espesor fue menor a 0.5% de acuerdo a la prueba encontrada en EN 1605 con las condiciones de ser de 1 a 48 horas, $80 \pm 1\text{ }^\circ\text{C}$ y con una carga de 20 kPa.

Tabla No. 12: Propiedades mecánicas de Europanel.

Comportamiento	Método de ensayo	Parámetros de límite
<i>Resistencia a la tracción perpendicular a la cara</i>	STN EN 1607+AC:1999	min. 80 kPa
<i>Resistencia al cizallamiento</i>	STN EN 12090:2000	min. 80 kPa
<i>Módulo de elasticidad</i>	STN EN 12090:2000	min. 4 500 kPa
<i>Resistencia a la flexión</i>	STN EN 12089:2000	min. 170 kPa
<i>Resistencia a la compresión a la compresión de 10%</i>	STN EN 826:1999	min. 180 kPa

Fuente: PN01, Styrcon Ltda. 2013.

4.3.6 Propiedades físicas. De acuerdo a la permeabilidad del vapor de agua este material tiene un factor de resistencia de 10. Se ha determinado con base en EN 12086 condición climática A. En donde los especímenes de la prueba deben estar almacenados por lo menos 6 horas entre los 23 ± 5 grados centígrados.

La densidad es de 200kg/m³. Fue determinada de acuerdo a EN 1602. Las dimensiones de las placas pueden variar, pero generalmente son:

Estos elementos fueron determinados bajo EN 822. El espesor fue determinado de acuerdo a EN 823. La perpendicularidad de acuerdo a EN 824 y la llanura de acuerdo a EN 825.

Masa por metro cuadrado es un máximo de 12.76 kg/m² para espesores de 60 mm y con un máximo de 21.26 kg/m² para espesores de 100 mm. Esto fue determinado de acuerdo con la norma EN 1602. Esta característica es relevante únicamente para techos.

La absorción del agua después de 24 horas es menor que 3.5 kg/m^2 . Esta prueba fue realizada de acuerdo con el método EN 1609 A. Mientras tanto, la absorción de agua en un periodo de 28 días fue menor a 4.5 kg/m^2 . Esta se realizó de acuerdo con el método EN 12087 1A.

Tabla No. 13: Propiedades físicas de Europanel.

Comportamiento	Método de ensayo	Parámetros de límite
<i>Reacción al fuego</i>	STN EN 13501-1:2004	A2 – s1,d0 (para 100mm)
<i>Λ Conductividad térmica</i>	STN EN 12667:2001	max. $0,06 \text{ W.K}^{-1}.\text{m}^{-1}$
<i>Densidad aparente</i>	STN EN 1602+AC:1999	$200 \text{ kg.m}^{-3} \pm 5\%$
<i>Dimensiones: espesor</i>	STN EN 823:1999	40,50,60,70,80,90,100 mm ($\pm 3,0\text{mm}$)
<i>Cuadratura</i>	STN EN 824:1999	max. 5 mm/m
<i>Llanura</i>	STN EN 825:1999	max. 3 mm
<i>Estabilidad dimensional</i>	STN EN 1603+AC:1999	$\pm 0,5\%$
<i>Estabilidad a 23 ° C/50% de humedad</i>	STN EN 1604+AC:1999	$\pm 0,5\%$
<i>Absorción de agua en inmersión parcial a corto (24 hrs.)</i>	STN EN 1609+AC:1999	max. $3,5 \text{ kg.m}^{-2}$

Fuente: PN01, Styrcon Ltda. 2013.

4.3.7 Propiedades químicas. Este material ha sido aprobado con respecto al “Entendimiento Común de Procedimientos de Evaluación No. 12.01/29” en septiembre del 2009. Tiene una clasificación de “no retardante de llama” de acuerdo con la prueba europea: EN 13501-1, esto fue probado con EUROPANEL con un grosor de 100 mm y una densidad de 200 kg/m^3 , los resultados estuvieron de acuerdo con la norma EN ISO 1716.

La estabilidad de las dimensiones a 70°C con un 90% de humedad relativa sufrieron cambios en longitud y ancho menores a 0.5% y el cambio relativo del espesor fue menor a 1.0%. La prueba fue realizada de acuerdo a EN 1604 a 48 horas con $70 \pm 2^\circ\text{C}$ y $90 \pm 5\%$ de humedad relativa.

4.3.8 Metales en la construcción. El hierro con sus aleaciones fue el primer metal que se usó industrialmente en estructuras estructurales. La llegada de éste al campo estructural es reciente, debido al largo y tedioso proceso necesario para producirlo. El tener que fundirlo limitó su uso durante siglos.

Ahora se ha introducido como material de construcción en elementos de fundición y finalmente en elementos perfilados que facilitan la esbeltez de las modernas estructuras metálicas.

Entre las ventajas que se tiene de las construcciones metálicas se puede mencionar:

- Alta resistencia mecánica y poco peso propio.
- Facilidad de montaje y transporte por la ligereza.
- Rapidez de ejecución, no hay necesidad de fraguar.
- Facilidad de reforzar las formas sobre la estructura ya construida.
- Se puede volver a utilizar la “chatarra” o lo que sobre.

- Fácil de prefabricar, se fabrican en taller y se unen de forma sencilla.
- Buena resistencia al choque y contra sismos.
- Material homogéneo con calidad controlada.

Como desventajas también se deben considerar los siguientes aspectos:

- Precio elevado.
- Se puede corroer.
- Es bastante sensible ante el fuego, sus características mecánicas disminuyen rápida y considerablemente.
- Difíciles de adaptar las piezas a formas variadas.
- Existe una flexibilidad excesiva.
- Sensibilidad a la rotura frágil por mala ejecución de uniones soldadas.

El hierro es un compuesto ferroso que contiene menos del 0.03% de carbono y tiene la característica de ser poco resistente. Cuando se hacen aleaciones con más carbono se puede mejorar mucho su resistencia al igual de ciertos tratamientos como el templeado que ayudan mucho a mejorar su resistencia.

Entre otros materiales que pueden llegar a ser utilizados están: Cobre, Zinc y Aluminio. El cobre es un material caro, pero tiene una buena maleabilidad con propiedades electroquímicas difícilmente superables. Su resistencia puede llegar hasta 1200 kg/cm^2 . El Zinc suele usarse como protector anticorrosivo (para galvanizar). Tiene un módulo de elasticidad de 200 MPa.

De estas aleaciones es que se pueden obtener con el hierro se consigue el acero, que está compuesto por hierro puro – metaloides (C, S, P, Si) – metales variados como (Mn, Cr, Ni). El carbono en él debe ser mayor a 0.03% pero menor de 2%.

Tabla No. 14: Características mecánicas mínimas de los aceros.

Espesor nominal t (mm)					
Designación	Tensión del límite elástico fy (N/mm ²)			Tensión de rotura fu (N/mm ²)	Temperatura del ensayo Charpy °C
	t≤16	16<t≤40	40<t≤63	3<t≤100	
S235JR	235	225	215	360	20
S235JO					0
S235J2					-20
S275JR	275	265	255	410	20
S275JO					0
S275J2					-20
S355JR	355	345	355	470	20
S355JO					0
S355J2					-20
S355K2					-20
S450JO	450	430	410	550	0

Fuente: Escuela Técnica Superior, Ingenieros de caminos canales y puertos. 2013.

4.3.9 Aluminio. Por otro lado, el aluminio es ligero cuando se compara con el acero, resiste más la corrosión. Es dúctil y maleable, por lo mismo es laminable y con capacidad para que se realice la extrusión. El uso general que tiene actualmente es en exteriores, cubiertas, entre otros.

El aluminio necesita cumplir ciertos requisitos para el diseño de miembros estructurales, como lo es calidad en la elaboración, libre de impurezas, entre otros. Todas las piezas se deben fabricar y diseñar de acuerdo con normas apropiadas y en consulta con el fabricante.

Las aleaciones se clasifican en dos: las primeras que son aleaciones que soportan tratamiento térmico y las segundas son las que no aceptan tratamiento térmico.

Las piezas forjadas son usadas en estructuras de soporte de cargas pero deben ser comprobadas su calidad y producción. Cuando un ingeniero no está a cargo y no realizan las pruebas necesarias no se puede asegurar la calidad de un trabajo con estructuras de aluminio.

Entre las diferentes aleaciones tratadas en caliente se pueden obtener:

- Aleación 6082: Es la aleación más común. Tiene una resistencia media 6082 (AlSi1MgMn). Se usa generalmente con la condición de que sea totalmente tratada en caliente y se emplea en estructuras soldadas y no soldadas. Se suele seleccionar debido a la buena combinación de propiedades físicas con un grado resistente a la corrosión. Se puede conseguir en la mayoría de las formas: extrusiones sólidas, huecas, planchas, láminas delgadas, tuberías y piezas forjadas. Se tiene que poner atención en el diseño porque puede existir una pérdida de resistencia en las uniones soldadas de la zona que fue afectada por el calor.
- Aleación 6061: Esta es una alternativa para la aleación 6082. Esta aleación consta de AlMg1SiCu tiene una durabilidad relativamente alta y propiedades similares con una pequeña mejoría en la capacidad de dejarse formar y en que en la superficie se puede realizar un mejor acabado. Se puede encontrar en formas extruidas tubulares y se utiliza en estructuras.

- Aleación 6063: Se utiliza esta aleación que está conformada por $AlMgO_7Si$ de duración relativamente alta en aplicaciones donde no es trascendental la resistencia y se necesita una apariencia muy buena. Esta aleación es buena cuando se refiere a buena apariencia y buena durabilidad. Tiene una respuesta buena al anodizado entre otros procesos. Como desventaja presenta pérdidas de resistencia en zonas afectadas por medio de calor para fundir. Sus usos son más que en todo: paredes, cortinas y marcos de ventanas.
- Aleación 7020: Es de fácil soldabilidad. Compuesta por $AlZn_4, 5Mg_1$ de durabilidad C. Tiene una resistencia post-soldadura muy buena por tener una propiedad de envejecimiento natural. Sin embargo este material es sensible a condiciones ambientales y su comportamiento satisfactorio depende de tener correctos métodos de manufactura y fabricación (control de composición y propiedades a tensión). Si el material se somete a alguna operación que induzca trabajo en frío, como flexión, cizalluras, punzonamiento, la aleación es susceptible a la corrosión por el esfuerzo que se da. Por todo este tipo de problemas es necesaria la colaboración directa entre el fabricante y el ingeniero para el uso de las piezas extruidas.
- Aleación LM25: Está conformada por $AlSi_7Mg$ que tiene una durabilidad relativamente alta, es una aleación para piezas forjadas que tienen características de fundición buenas, así como resistencia a la corrosión y propiedades mecánicas. Puede encontrarse en condiciones de tratada en caliente en fundiciones con arena y de enfriamiento rápido. Es usada en arquitectura y en instalaciones de manufactura de productos alimenticios.
En cuanto a las aleaciones que no son tratadas en caliente se pueden mencionar:
- Aleación 1200: Consiste de $Al99O$ y tiene una duración alta, es aluminio comercial, puro con alta ductilidad y una buena resistencia a la corrosión. Se usa para trabajos arquitectónicos en los que los componentes no se someten a esfuerzos grandes. Únicamente disponible en láminas delgadas.

- Aleación 3103: Esta aleación es de duración alta y es más resistente y dura que el aluminio comercial puro, pero tiene una misma ductilidad y muy buena resistencia a la corrosión. Se utiliza de sobremanera en paneles para edificios y vehículos. Disponible en láminas delgadas.
- Aleación 3105: Consiste en Al Mn05Mg05 tiene una durabilidad alta y está llegando a prevalecer en el mercado de la lámina delgada perfilada para edificios ya que sus propiedades son superiores a la 3103 en cuanto a resistencia y dureza se refiere. Disponible en láminas.
- Aleación 5083: Se usa para estructuras soldadas y en trabajos de blindajes tales como tanques porque se suelda fácilmente sin pérdidas significativas de resistencia y tiene una ductilidad bastante alta. Sin embargo a la exposición prolongada de temperaturas altas se forman granos frontera que se corroen en algunos ambientes adversos. Se puede conseguir en planchas, láminas delgadas, secciones extruidas, tubería extruida y piezas forjadas.
- Aleaciones 5251, 5154A y 5454: Son de durabilidad A y están disponibles en láminas delgadas, secciones simples y planchas. El principal componente adicionado es el magnesio y por lo mismo las aleaciones son dúciles en condición blanda pero se endurece por el trabajo de manera rápida. Tiene buena soldabilidad y buena resistencia al ataque corrosivo (e.g. ambientes marinos).
- Aleación LM5: Tiene durabilidad A y es una aleación de fundición de resistencia media que tiene excelentes características de acabado y mantiene una superficie de un brillo excepcional pero es apropiada únicamente para formas simples. Se utiliza para fundiciones con arena y con fines arquitectónicos y decorativos donde se requiere anodizado.
- Aleación LM6: Tiene una durabilidad B y es otra aleación de fundición de resistencia media que tiene características excelentes en cuanto a fundición,

buena ductilidad y resistencia al impacto se refiere. Es buena para fundiciones con arena o enfriamiento rápido y útil para un rango amplio de usos en general.

Tabla No. 15: Propiedades mecánicas de aluminio.

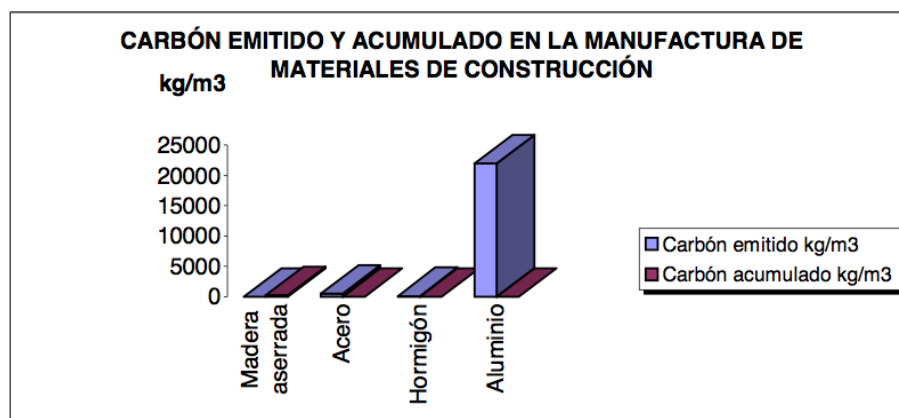
Propiedad	Valor
Densidad	2710 kgf/m ³
Módulo de elasticidad	6.8x10 ¹⁰ N/m ²
Módulo de rigidez	2.5x10 ¹⁰ N/m ²
Coefficiente de expansión térmica	23x10 ⁻⁶ por °C

Fuente: Hugo Medina Guzmán.

4.3.10 Madera. Cuando se produce madera se genera menos residuos tóxicos que en la producción de otros materiales de construcción. Es un material con carácter anisótropo que forma parte del tejido de los árboles. La madera de construcción es la que se utiliza en la producción de elementos estructurales, como vigas, correas, columnas, entre otras. También se realizan estructuras como edificio, techos paredes.

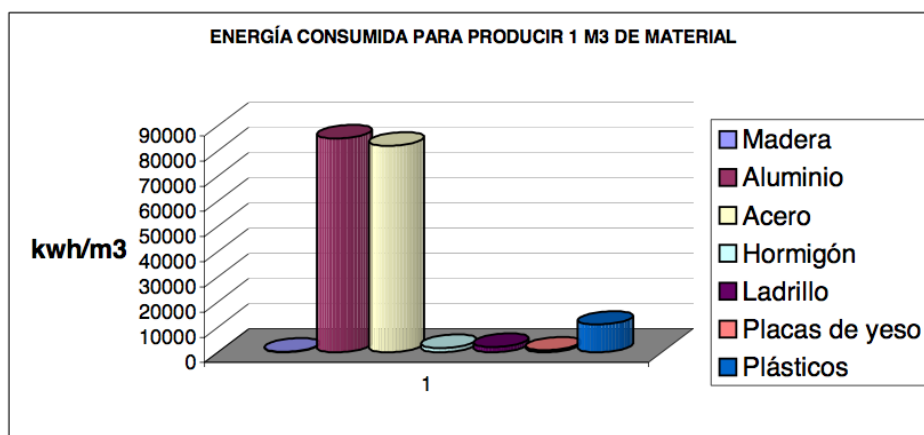
Es conveniente que estas maderas sean de rápido crecimiento, baratas y no obligatoriamente de alta calidad. La tendencia es utilizar coníferas, maderas livianas, blandas y de bajo peso propio.

Imagen No. 63: Carbón emitido y acumulado en la manufactura de materiales de construcción.



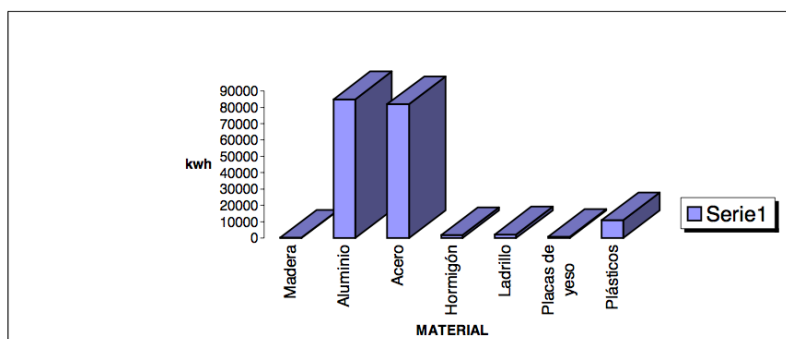
Fuente: Environmental properties of timber: Forest and Wood products research.

Imagen No. 64: Energía consumida para producir 1 m³ de material.



Fuente: Omar Aragón.

Imagen No. 66: Energía Kilowatt hora para producir material.



Fuente: Omar Aragon.2013

4.3.11 Material estructural a utilizar. Por ser una tesis con un sentido ecológico y verde se tiene escogió madera como material estructural para realizar la estructura. A la hora de comparar los residuos que la madera produce (gases tóxicos, huella de carbono) con los que se producen a la hora de fabricar cualquier metal, se tiene un espacio abismal de beneficios contra desventajas.

La madera se logra producir con poca energía. Cuando se compara con otros materiales como concreto se encuentra que existe de un 60 - 80% gasto de energía. También es un material que si se tiene buen mantenimiento puede durar bastante tiempo. Si uno desea también puede dismantelar las estructuras ya realizadas o ampliarlas con mayor facilidad que con cualquier otro material.

Entre las razones estructurales por las cuales se escogió realizar el diseño y cálculos con madera es por ser un material flexible, que posee características como fácil acceso a ella, transporte, precio, maleabilidad y versatilidad para implementarlo.

En el análisis se fueron descartando diferentes opciones porque se tomó en cuenta que lo más viable para utilizar en Guatemala era madera. Los perfiles de acero ultra resistente no son tan fáciles de encontrar en Guatemala y perfiles de aluminio no se producen bajo una norma que asegure la calidad.

Hay que tomar en cuenta que los cálculos se realizaron con base a los manuales: 2005ASD-LRFD_Manual_Web, 2005-NDS-Supplement, AGIES NSE 2, ASCE7-10 y el LRFDStrucEng. Esto junto al curso que se llevó en la universidad de estructuras de madera se utilizaron como referencia para poder diseñar estructuralmente la madera. Los coeficientes, así como los periodos han sido obtenidos de este material.

4.4 Concreto reforzado

4.4.1 Generalidades. El concreto cuenta con características que lo hacen un material de construcción que puede aplicarse a muchas funciones. Una de las características más sobresalientes es que hay una alta disponibilidad de material prima, la habilidad del concreto que tiene para tomar cualquier forma que deseamos y la facilidad con la cual se puede modificar sus propiedades. La sencillez con la que el concreto puede adaptarse puede ser al mismo tiempo una ventaja y una desventaja, ya que se debe mantener un control constante de todas las operaciones realizadas para que al momento de utilizar el concreto para ciertas aplicaciones no haya errores.

El concreto se encuentra compuesto por un 60 al 80% de agregados y un 20 a 40% de una pasta conformada por el cemento y el agua, que en nuestro medio se le conoce como lechada. Estos materiales se combinan, mezclan, se transportan, se colocan y se curan para poder desarrollar el mejor concreto con la resistencia deseada.

La producción de concreto en nuestro medio es producida por una compañía que sigue todos los estándares y normas de calidad. Los agregados se consiguen por medio de otras dos empresas o más, al momento de utilizar todos los agregados (arena y pedrín), la empresa elaboradora de concreto, realiza las mediciones exactas para producir un concreto de alta resistencia. En este proceso se le vende a un contratista la mezcla, este mismo lo coloca, lo cura y finaliza el procesos de fundición. Es importante diseñar el concreto para soportar cambios climáticos que se den en el área donde se colocará. (Herubin & Marotta, 1977).

4.4.2 Importancia económica del concreto. El uso del concreto es importante, ya que es un material compuesto que vino a revolucionar todo el proceso de construcción. El concreto es la base de todas las construcciones grandes a nivel mundial.

El concreto hoy en día es el material más utilizado en las construcciones en todo el mundo. Contiene propiedades funcionales y útiles, como lo es la resistencia a la compresión, es el material de mayor resistencia por costo unitario en la construcción, durabilidad y estético para una diversidad de aplicaciones en la construcción día a día.

El impacto ambiental es negativo ya que las operaciones para elaborar tanto cemento como concreto sucede lo siguiente: áreas son devastadas para extraer la piedra caliza, se realiza un almacenamiento grande de todo el material, se muelen partículas generando polvo y escombros, emisiones de gas dura el enfriamiento del horno y la escoria del horno, gases de combustión que contienen monóxido y dióxido de carbono, hidrocarburos, aldehídos, cetonas, y óxidos de azufre y nitrógeno.

En el momento que el agua se escurre en áreas de almacenamiento de los materiales y los desechos puede ser una fuente de contaminantes para aguas superficiales y freáticas. El polvo, haciendo énfasis en el sílice libre, perjudica la salud de los empleados de la planta, ya que la exposición provoca la silicosis.

Es importante notar que las plantas de producción de cemento/ concreto tienen impactos positivos, ya que manejan muy bien los desechos, la tecnología y el proceso son muy apropiados para la reutilización o destrucción de una variedad de materiales residuales, incluyendo algunos desperdicios peligrosos. El desecho del horno que no se puede reciclar en la planta sirve para tratar los suelos, neutralizar los efluentes ácidos de las minas, estabilizar desechos peligroso o también como relleno para el asfalto.

La importancia social es que debemos de optimizar nuestros métodos de producción para que el medio ambiente no se vea afectado. Sin embargo una planta de cemento, es una fuente de trabajo que se puede realizar un balance en lo que es contaminación y desarrollo de un país, ya que están tratando los desechos con la mayor cautela posible y logran desarrollar y generar empleo para muchas personas. Sin dejar atrás que la demanda de concreto ha crecido tanto en los últimos años que a mayor producción habrá mayores construcciones logrando un desarrollo positivo para una sociedad.

4.4.3 Origen y distribución. El hormigón procede del término formicó o formáceo del latín, moldeable o dar forma. Se le conoce como concreto. Cuando el hombre decidió levantar edificaciones utilizando materiales arcillosos, surgió la necesidad de crear pastas o morteros de pega para unir los mampuestos y elaborar construcciones estables. Las primeras pastas fueron elaboradas de arcilla, yeso o cal, estas tenían una vida útil muy bajas ya que se veían afectadas por las condiciones climáticas.

El hombre empezó a realizar ensayos mezclando rocas con agua y minerales triturados, para lograr una pasta que no tuviera el problema de desgaste rápido de la arcilla o el yeso. En el antiguo Egipto se trabajaron diversidad de pastas con la mezcla de yeso y calizas con agua, para poder unir de una manera estable todas las piedras que conforman hoy en día la Gran Pirámide de Guiza.

En el siglo XIX, Joseph Aspdin y James Parker, lanzaron en 1824 el Portland Cement, el nombre se caracteriza por el color gris verdoso oscuro similar a la piedra Portland. En el siglo XX inicial la industria del cemento, ya que los experimentos de varios científicos franceses Viscat y Le Chatelier y el alemán Michaélis, logran tener una homogeneidad en el cemento concreto.

El concreto presenta características de alta resistencia a la compresión, William Wilkinson en 1854 solicitó la patente de incluir armaduras de hierro en el concreto para la mejora de la construcción de viviendas, almacenes y otros edificios resistentes al fuego.

En el siglo XX, se denomina el auge del concreto. Inicia un rápido crecimiento de la industria del concreto ya que los varios factores influenciaron. Al momento de poder lograr una consistencia homogénea, surge la necesidad de poder transportar el hormigón o concreto fresco para llegar a las construcciones más importantes en el menor tiempo posible y realizar seguramente la construcción.

En 1903 y 1907 Juergen Hinrich Magens patenta la distribución del concreto. Con esto logró elaborarse grandes cantidades del cemento Portland e ir aumentando la industria de la construcción.

Robert Maillat, en 1901 proyecta un puente con un arco de 38 metros de luz sobre el río Inn, Suiza, logró realizar este puente utilizando vigas cajón de concreto armado, entre 1904 y 1906 diseña el puente de Tavanasa sobre el río Rin, con 51 metros de luz, el puente más grande de Suiza. Claude A.P. Turner en 1906 elabora el edificio Bovex en Minneapolis Estados Unidos, con los primeros pilares fungiformes (amplios capiteles).

En la década de 1960 aparece el concreto reforzado con fibras, incorporadas en el momento del amasado, dando al concreto, isotropía y aumentando sus cualidades frente a la flexión, tracción, impacto, fisuras, etc. En los años 1970, los aditivos permiten obtener un concreto de alta resistencia, de 120 a más de 200 MPa; la incorporación de monómeros genera concretos casi inatacables por los agentes químicos o indestructibles por los ciclos hielo-deshielo, aportando múltiples mejoras en diversas propiedades del concreto.

Los grandes progresos en el estudio científico del comportamiento del concreto armado y los avances tecnológicos, posibilitaron la construcción de rascacielos más altos, puentes de mayor luz, amplias cubiertas e inmensas presas. Su empleo será insustituible en edificios públicos que deban albergar multitudes: estadios, teatros, cines, etc.

Muchas naciones y ciudades competirán por erigir la edificación de mayor dimensión, o más bella, como símbolo de su progreso que, normalmente, estará construida en concreto armado.

Los edificios más altos del mundo fueron elaborados con estructuras de concreto con armado de acero, como por ejemplo: Torres Petronas (509 metros de altura año 2004, (Kuala Lumpur, Malasia), Burj(Dubai), con 818 metros de altura elaborado en el 2009.

En el siglo XIX El uso de materiales reciclados como ingredientes del concreto ha ganado popularidad debido a la cada vez más severa legislación medioambiental, así como la progresiva concienciación de la sociedad. Los ingredientes reciclados más empleados son las cenizas volantes, un subproducto de las centrales termoeléctricas alimentadas por carbón.

4.4.4 Impacto ambiental. El impacto ambiental de la industria del cemento es significativo, pero mediante el empleo de estos nuevos materiales se posibilita la reducción de canteras vertederos, ya que actúan como sustitutos del cemento, y reducen la cantidad necesaria para obtener un buen concreto. Puesto que uno de los efectos nocivos para el medio ambiente es que la producción de cemento genera grandes volúmenes de dióxido, la tecnología de sustitución del cemento desempeña un importante papel en los esfuerzos por aminorar las emisiones de dióxido de carbono.

Se suele incluir en las mezclas ciertos catalizadores que permiten su 'auto lavado' como es el caso del dióxido de titanio.

También se utiliza para confinar desechos radiactivos. Entre ellos, el más importante es el del reactor nuclear que colapsó en la central de Chernobil, el cual fue cubierto de hormigón para evitar fugas radiactivas.

4.4.5 Propiedades físicas y mecánicas del material. El concreto es el material resultante en unir áridos con la pasta que se obtiene la añadir agua a un conglomerante, el conglomerante puede ser cualquier pero en esta caso es el cemento artificial y entre los últimos el más importante y habitual es el cemento portland. Los áridos provienen de la desintegración natural o artificial de las rocas y dependiendo de su naturaleza reciben los nombres de: silíceos, calizos, graníticos entre otros.

El agregado que tenga un tamaño mayor a 5 mm se le denomina agregado grueso, el que tiene un tamaño inferior a 5 mm se le llama agregado fino. El tamaño de grava se rige por el uso mecánico del concreto en una construcción.

La pasta formada por cemento y agua es la que confiere al concreto su fraguado y endurecimiento, mientras que el árido es un material inerte sin participación directa en el fraguado y endurecimiento del concreto.

El cemento se hidrata en contacto con el agua, iniciándose diversas reacciones químicas de hidratación que lo convierten en una pasta maleable con buenas propiedades adherentes, que en el transcurso de unas horas, derivan en el fraguado y endurecimiento progresivo de la mezcla, obteniéndose un material de consistencia pétrea.

Una característica importante del hormigón es poder adoptar formas distintas, a voluntad del proyectista. Al colocarse en obra es una masa plástica que permite rellenar un molde, previamente construido con una forma establecida, que recibe el nombre de encofrado.

Las características físicas principales del concreto son:

- Densidad de 2,350 kg/m³.
- Resistencia a la compresión de: 150 a 500 kg/cm².
- Resistencia a compresión concreto alta resistencia: 2,000 kg/cm².
- Resistencia a la tracción: baja, un décimo de la resistencia a la compresión, baja importancia en el cálculo final.
- Tiempo fraguado: dos horas aproximadamente, dependiendo de las condiciones en las que se haya fundido.
- Tiempo de endurecimiento: de 24 a 48 horas adquiera la mitad de su resistencia máxima, en una semana $\frac{3}{4}$ partes y en 4 semanas llega a su resistencia total o máxima.

El concreto tiende a dilatarse, y se puede contraer a magnitudes similares a las del acero, conteniendo un coeficiente de dilatación térmico similar, es útil al momento de utilizarlo en uso simultáneo en construcciones ya que el concreto protege al acero de la corrosión.

La pasta del concreto se forma mezclando cemento artificial y agua debiendo embeber totalmente a los áridos. La principal cualidad de esta pasta es que fragua y endurece progresivamente, tanto al aire como bajo el agua.

El proceso de fraguado y endurecimiento es el resultado de reacciones químicas de hidratación entre los componentes del cemento. La fase inicial de hidratación se llama fraguado y se caracteriza por el paso de la pasta del estado fluido al estado sólido. Esto se observa de forma sencilla por simple presión con un dedo sobre la superficie del hormigón. Posteriormente continúan las reacciones de hidratación alcanzando a todos los constituyentes del cemento que provocan el endurecimiento de la masa y que se caracteriza por un progresivo desarrollo de resistencias mecánicas. El fraguado y endurecimiento no son más que dos estados separados convencionalmente; en realidad solo hay un único proceso de hidratación continuo.

En el cemento portland, el más frecuente empleado en la elaboración de concreto, el primer componente en reaccionar es el aluminato tricálcico con una duración rápida y corta (hasta 7-28 días). Después el silicato tricálcico, con una aportación inicial importante y continua durante bastante tiempo. A continuación, el silicato bicálcico con una aportación inicial débil y muy importante a partir de los 28 días.

El fenómeno físico de endurecimiento no tiene fases definidas. El cemento está en polvo y sus partículas o granos se hidratan progresivamente, inicialmente por contacto del agua con la superficie de los granos, formándose algunos compuestos cristalinos y una gran parte de compuestos microscópicos cristalinos asimilables a coloides que forman una película en la superficie del grano. A partir de entonces el endurecimiento continúa dominado por estas estructuras coloidales que envuelven los granos del cemento y a través de las cuales progresa la hidratación hasta el núcleo del grano.

El hecho de que pueda regularse la velocidad con que el cemento amasado pierde su fluidez y se endurece, lo hace un producto muy útil en construcción. Una reacción rápida de hidratación y endurecimiento dificultaría su transporte y una cómoda puesta en obra rellenando todos los huecos en los encofrados. Una reacción lenta aplazaría de forma importante el desarrollo de resistencias mecánicas. En las fábricas de cemento se consigue controlando la cantidad de yeso que se añade al clinker de cemento. En la planta de concreto, donde se mezcla la pasta de cemento y agua con los áridos, también se pueden añadir productos que regulan el tiempo de fraguado.

En condiciones normales un concreto portland normal comienza a fraguar entre 30 y 45 minutos después de que ha quedado en reposo en los moldes y termina el fraguado trascurridas sobre 10 o 12 horas. Después comienza el endurecimiento que lleva un ritmo rápido en los primeros días hasta llegar al primer mes, para después aumentar más lentamente hasta llegar al año donde prácticamente se estabiliza. En el cuadro siguiente se observa la evolución de la resistencia a compresión de un hormigón tomando como unidad la resistencia a 28 días, siendo cifras orientativas:

Tabla No. 67: Evaluación de la resistencia a compresión del concreto.

Evolución de la resistencia a compresión de un concreto común					
Edad del hormigón en días	3	7	28	90	360
Resistencia a compresión	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35

Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

La resistencia característica de proyecto (f_{ck}) establece por tanto el límite inferior, debiendo cumplirse que cada amasada de hormigón colocada tenga esa resistencia como mínimo. En la práctica, en la obra se realizan ensayos estadísticos de resistencias de los concretos que se colocan y el 95% de los mismos debe ser superior a f_{ck} , considerándose que con el nivel actual de la tecnología del concreto, una fracción defectuosa del 5% es perfectamente aceptable.

La resistencia del concreto a compresión se obtiene en ensayos de rotura por compresión de probetas cilíndricas normalizadas realizados a los 28 días de edad y fabricadas con las mismas amasadas puestas en obra. La Instrucción española (EHE) recomienda utilizar la siguiente serie de resistencias características a compresión a 28 días (medidas en Newton/mm^2): 20; 25; 30, 35; 40; 45 y 50.¹⁴ Por ello, las plantas de fabricación de concreto suministran habitualmente hormigones que garantizan estas resistencias.

Existen varias pruebas que se realizan en las mezclas para definir las características y propiedades del concreto. Las pruebas a realizar son:

Características del concreto fresco.

Ensayo a compresión del concreto.

Ensayo a tensión del concreto.

Ensayo a tensión en acero utilizado para refuerzo.

4.4.6 Concreto fresco. En este ensayo se verifica la trabajabilidad del concreto, es útil para detectar las variaciones de uniformidad de una mezcla dentro de proporciones determinadas. Hay normas para realización de esta prueba, en México, se realiza con un molde de forma troncocónica y de 305mm de altura, que se coloca en una superficie lisa con la abertura más pequeña hacia arriba. El molde se llena de concreto en tres capas y cada capa se apisona 25 veces con una varilla de acero de 16mm de diámetro y de punta redondeada. La superficie final se apisona rolando la varilla sobre ella.

Al terminar de llenar el molde se levanta despacio y en concreto se reviene. La disminución del concreto disgregado se llama revenimiento y se mide con el molde volteado, desde la parte alta de éste hasta la superficie más cercana de la mezcla. La tabla muestra el revenimiento adecuado para cada aplicación del concreto.

Tabla No. 68: Revenimiento según tipo de construcción.
 Imagen 3. Revenimiento en mm, y el grado de trabajabilidad.

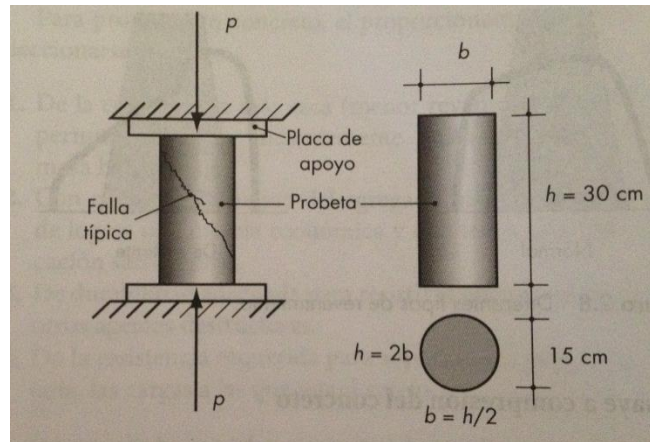
Revenimiento (mm)	0-2	25-50	50-100	100-170
Grado de trabajabilidad	Muy bajo	Bajo	Mediano	Alto

Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.7 Ensayo a compresión. Logrando transmitir un esfuerzo uniforme en la probeta empujada para la determinación del esfuerzo del concreto es recomendable utilizar una sección circular. El diámetro de las probetas y el largo se usa una relación de 2. Los extremos de la probeta en los que se aplica la carga deben ser planos y perpendiculares aleje de la probeta, por lo que será recomendable realizar lo que se llama cabeceo, de azufre. Esto es para no causar concentraciones de esfuerzo y no probar una flexión producida por una posible excentricidad de la carga aplicada, es decir se debe tener cuidado para lograr un centrado y alineado de la probeta y la paca de apoyo en la máquina.

En este tipo de pruebas lo que más interesa es la capacidad de la resistencia a compresión que tiene el concreto elaborado (f'_c), en el concreto la ruptura de la probeta es a lo largo del plano diagonal o también en forma de cono.

Imagen No. 69: Ensayo a compresión del concreto.



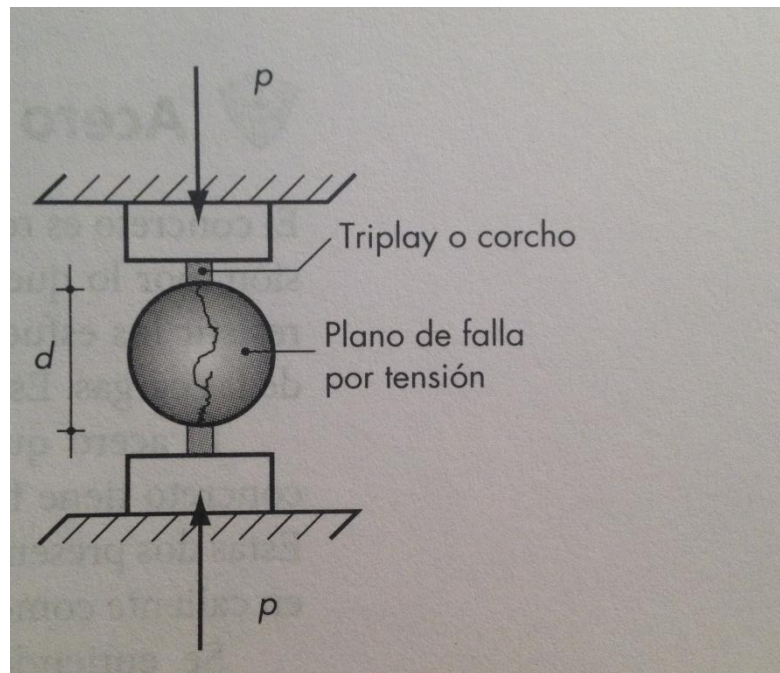
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.8 Ensayo a tensión del concreto. La prueba a tensión del concreto se pegan placas rígidas a los extremos, usando cemento epóxico y aplicando la carga de tensión. Como el cemento epóxico es más fuerte que el concreto ordinario, la falla ocurre en la probeta de concreto. El ensayo común para determinar la resistencia a tensión utiliza un cilindro normal de 15 x 30 centímetros, en el cual se aplica una carga de compresión a lo largo de dos líneas axiales con una separación de 180 grados y la resistencia se calcula de la siguiente manera.

En donde: $f_t = \frac{2P}{\pi ld}$ donde: P= carga máxima aplicada

L= longitud de la probeta y d= diámetro.

Imagen No. 70: Ensayo a tensión del concreto.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.9 Aditivos para concreto. En la construcción es normal que en vez de utilizar un concreto especial se le pueda cambiar algunas propiedades agregándole un aditivo. Un aditivo es una sustancia química que se agrega antes, después o durante la realización de la mezcla, con el propósito de mejorar las propiedades del concreto, tales como resistencia, manejabilidad, fraguado, durabilidad, etc.

Muchos de estos productos existen en el mercado, y los haya en estado líquido y sólido, en polvo y pasta. Los aditivos más comunes empleados en la actualidad se clasifican de la siguiente manera:

4.4.9.1 Inclusores de aire. Este aditivo al agregarse a la mezcla de concreto, produce un incremento en su contenido de aire, ocasionando el aumento en la trabajabilidad y en la resistencia del congelamiento, y por otra, la reducción en el sangrado y en la segregación. Algunos de estos productos son:

INCLUSAR LQ, SIKA-AIRE, AIRCON, FEST-AIRE, VINRES 1143, RESICRET 1144 entre otros.

4.4.9.2 Fluidizantes. Estos aditivos ocasionan un aumento en la fluidez de la mezcla, o bien permiten reducir el agua requerida para obtener una mezcla de consistencia determinada, aumenta la trabajabilidad mientras se mantiene el mismo revenimiento. Este aditivo aumenta la resistencia, tanto al congelamiento como a los sulfatos y mejoran la adherencia. Algunos de esto son:

FESTERLITH N, DISPERCON N, DENSICRET, QUIMIMENT, ADIQUIM, RESECRET 1142 Y 1146, ADICRETO, SIKAMENT, PLASTOCRETO, entre otros.

4.4.9.3 Retardantes del fraguado. Estos aditivos retardan el tiempo de fraguado inicial en las mezclas, por lo tanto afectan su resistencia a edades tempranas. Estos pueden disminuir la resistencia inicial. Se recomiendan para climas cálidos grandes volúmenes, o tiempos largos de transportación. Algunos de estos son:

RESICRET 1142, DUROTARD, DURO-ROCK N-14, FESTERLITH R, SONOTARD, FETARD, RETARSOL, ADICRETO R, DNSIPLAST R, entre otro.

4.4.9.4 Aceleradores de la resistencia. Estos aditivos aceleran el tiempo de fraguado de la mezcla, ya que aumentan la resistencia a edades tempranas. Su uso se recomienda en bajas temperaturas para adelantar descimbrados. Pueden disminuir la resistencia final. Dentro de esto productos están: RRMIX, FESTERLITH A, FESTERMIX, SECOSAL, DISPERCON A, RAPIDOLITH, DARACEL 1145, SIKACRETE, FLUIMEX, entre otro.

4.4.9.5 Estabilizadores de volumen. Producen una expansión controlada que compensa la contracción de la mezcla durante el fraguado y después de éste. Su empleo se recomienda para apoyar maquinaria, rellenos y resanes. Algunos de estos productos son: VIBROCRETO 1137, PEGACRETO, INC 1105, EXPLANCON, FERTICON, IMPO, KEMOX B, INTERPLAST C, FERROLITH G, FESTER GROUT NM, FERROSET, entro otros.

4.4.9.6 Endurecedores. Estos aditivos aumentan la resistencia al desgaste originado por efectos de impacto y vibraciones. Reducen la formación de polvo y algunos de esto son: MASTER PLATE, ANVIL-TOP, LAPIDOLITH, FERROLITH IT, FERROFEST H, DURACRETO, entre otros.

4.4.9.7 Impermeabilizantes. Son sustancias o compuestos químicos que tienen con objetivo detener el agua, impidiendo su paso, y son muy utilizados en el revestimiento de piezas y objetos que deben ser mantenidos secos. Funcionan eliminando o reduciendo la porosidad del material, llenando filtraciones y aislando la humedad del medio. Pueden tener origen natural o sintético, orgánico o inorgánico. Dentro de los naturales destaca el aceite de ricino y, dentro de los sintéticos, el petróleo.

Los impermeabilizantes químicos como los conocemos hoy en día fueron inventados en Suiza para usarse en el túnel de San Gotardo en 1910 por el inventor y empresario suizo Kaspar Winkler quien fundara lo que hoy en día es Sika AG.

Los impermeabilizantes son considerados como aditivos de curado, ya que estas membranas protegen al concreto una vez fraguado para aumentar su resistencia tanto al desgaste como a la erosión. Entre estos están: CURACRETO, CURAFILM 1149, CURALIT, entre otros. Para los adhesivos que se usan para ligar concreto viejo con nuevo están: ADHECON B, FESTERBOND PEGACRETI, EPOXICRETO NV Y LIGACRETO.

4.4.10 Acero de refuerzo. El concreto es resistente a la compresión, pero débil a la tensión, por lo que se necesita un elemento que lo ayude a resistir los esfuerzos de tensión resultante de la aplicación de las cargas: Este material adicional es el acero.

El acero se utiliza para reforzar el concreto tiene una forma de barra o varilla redonda corrugada. Estas dos presentaciones se fabrican tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío. Se entiende por varilla corrugada aquella barra de acero especialmente fabricada para utilizarse como refuerzo del concreto y cuya superficie está provista de rebordes o salientes llamados corrugaciones, los cuales inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea.

El acero que se utiliza para fabricar estas varillas se encuentra de algunos procesos establecidos en las normas oficiales, de las que hay que respetar íntegramente las características químicas, mecánicas y dimensionales, además de los requisitos para las corrugaciones.

En resumen hay que decir que el tipo de acero se clasifica en grados de acuerdo con su límite de fluencia, es decir de 30, 42, y 52 kg/mm². Las pruebas que se hacen para el acero son de tensión y compresión, la más común es la de tensión ya que la compresión presenta un problema a su acción ya que la esbeltez de la probeta es poca.

La prueba de tensión se lleva a cabo mediante el ensayo de una probeta de 25 centímetros de largo, que se somete a una carga de tensión hasta la ruptura de la varilla.

Luego de haber realizado la prueba se obtiene una gráfica donde se muestra el esfuerzo vs la deformación, en donde se puede observar los elementos que se necesitan saber de este material. El límite de fluencia, se define trazando una paralela a la parte recta de la curva esfuerzo – deformación desde un valor de deformación unitario de 0.002, como se observa en la Imagen No. 71.

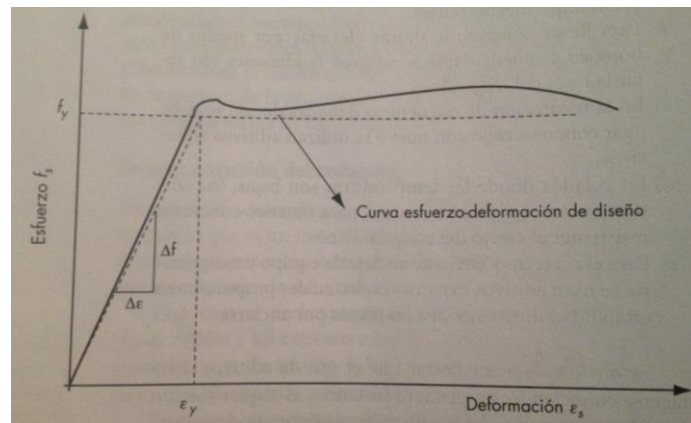
Las propiedades más importantes del acero de refuerzo son:

Módulo de Young o módulo de elasticidad E_s .

Esfuerzo de fluencia f_y .

Tamaño de la varilla y su diámetro.

Imagen No. 71: Gráfica esfuerzo – deformación típica del acero de bajo carbono:



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.11 Criterios a utilizar. En la elaboración de viviendas de concreto es importante tomar ciertas acciones o criterios para poder anticipar a cualquier tipo de problema estructural durante y después del proyecto.

Los códigos de diseño especifican las cargas más usuales para las estructuras, en ocasiones se tiene que acudir al criterio y otros métodos para la determinación de los valores de las acciones que no son tan comunes y que no se encuentran en las normas. Las magnitudes de estas acciones no siempre pueden valorar con precisión los valores de las cargas excepto a un costo considerablemente alto.

Hoy en día es importante establecer y entender qué es una acción y qué acciones deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, cuales son los modelos para analizar sus efectos, cuál es su magnitud y cómo se combinan para así poder tomar en cuenta el efecto en su conjunto.

El calculista debe definir las acciones que afectan la estructura ocasionando en ella efectos significativos. La clasificación de estas acciones puede hacerse con diferentes criterios, el criterio más conveniente es el que califica las acciones con base en la duración con la que realizan en la estructura, de acuerdo con su máxima intensidad o cerca de ella. Se clasifican de la siguiente manera:

4.4.12 Acciones permanente. Son todas las acciones que afectan a la estructura de forma continua sin excepción. Al aumentar su intensidad pueden variar respecto al tiempo. Las cargas muertas entran en estas acciones ya que son ocasionadas al peso propio de la estructura, a empujes estáticos, tanto de tierra como de líquido. Se consideran las deformaciones y los desplazamientos impuestos, debidos a efectos del pre esfuerzo o a movimientos diferenciales permanente de los apoyos, equipo o maquinaria fija.

4.4.13 Acciones variables. Todas estas acciones afectan a la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, alcanzan valores significativos durante periodos granes. En estas acciones están las cargas vivas, que son las que se originan por el fruncimiento de la estructura y que no tiene carácter permanente, como pueden ser: personas, mobiliario y equipo, los cambios de temperatura entre otro.

4.4.14 Acciones accidentales. Estas acciones son las que no se accionan por el comportamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos sólo durante breves periodos en la vida útil de la construcción. En este tipo de acciones se encuentra: los sismos, el viento, el oleaje y las explosiones.

4.4.15 Combinación de acciones. La combinación de acciones se debe entender como el efecto en conjunto de las mismas actuando a un tiempo en una estructura cuya seguridad deberá revisarse para esta condición. Lo que establece el ACI (Normas Técnicas complementarias. Criterios y acciones, 2.2 a), en la combinación de acciones intervendrán todas las acciones permanentes, una acción variable con su valor máximo o varias que tengan una probabilidad de ocurrir al mismo tiempo.

En otra aclaración, todas las acciones permanentes, acción accidental y las acciones variables que tengan probabilidad significativa de ocurrir simultáneamente cuando actúa la acción accidental. En edificaciones comunes las acciones se pueden establecer o encontrarse como:

1. Carga muerta (acción permanente)
2. Carga viva (acción variable)
3. El sismo o el viento como acción accidental, sin depender que actúen al mismo tiempo ya que es una probabilidad de 0.00001 que suceda.

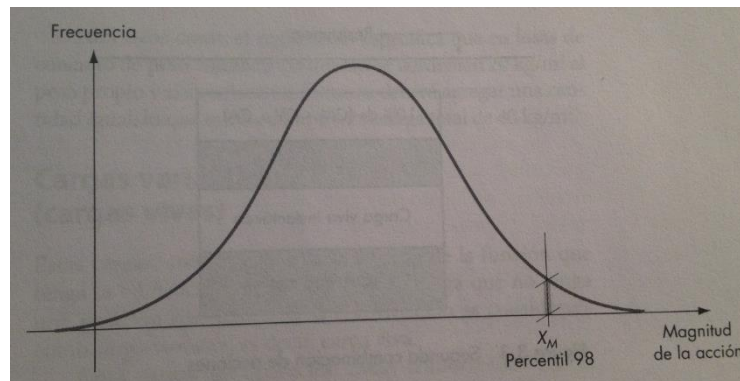
Las normas establecen que las combinaciones de carga establecidas para edificaciones son:

CARGA MUERTA + CARGA VIVA (VALOR MÁXIMO)

CARGA MUERTA + CARGA VIVA (VALOR REDUCIDO) + SISMO O VIENTO

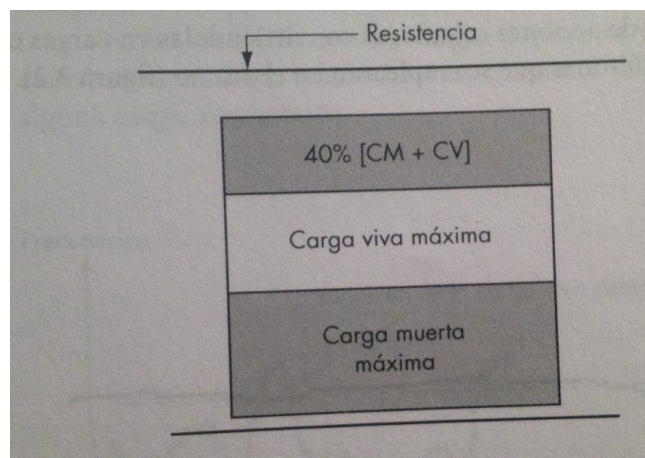
Cada una de las combinaciones anteriores muestra la combinación de las acciones para ser tomadas en cuenta en el diseño de una edificación. La dimensión de la estructura se hace con los efectos más drásticos o críticos que se puedan encontrar para que la estructura pueda resistir.

Imagen No. 72: Función de distribución de probabilidades.



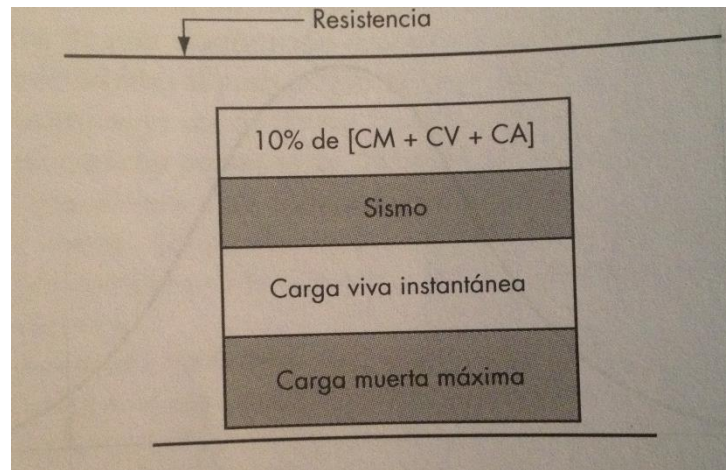
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011)

Imagen No. 73: Primera combinación de acciones.



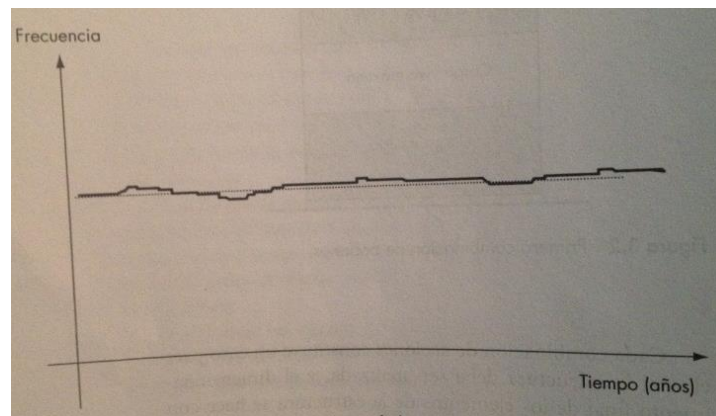
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No. 74: Segunda combinación de acciones.



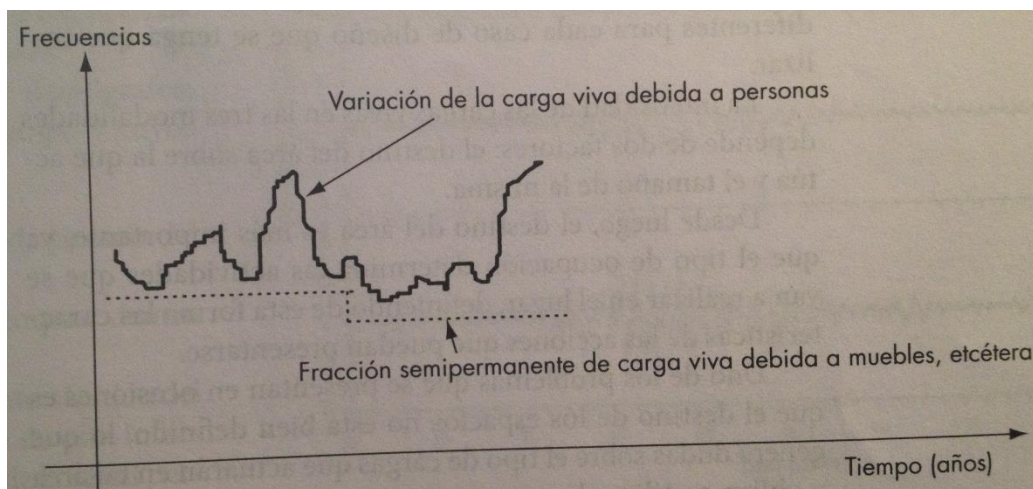
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No. 75: Gráfica del comportamiento de las cargas permanentes (muertas).



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No. 76: Gráfica del comportamiento de las cargas variables (vivas).



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.16 Determinación de las acciones. La forma de evaluar las cargas está basada en la normativa que el RCDF establece. Cabe mencionar, que en este tema solo se verificarán las cargas que se encuentran en construcciones habitacionales o viviendas. La evaluación de cada acción se hará de acuerdo con lo descrito, cargas permanentes, variables y accidentales.

4.4.17 Cargas permanentes. El cálculo de esta carga se obtiene mediante la multiplicación de los volúmenes de los elementos de la construcción por su peso volumétrico respectivo. Estas cargas se representan comúnmente como cargas uniformes distribuidos de manera lineal o por áreas. Los códigos presentan tablas de pesos volumétricos de distintos materiales, valores con los que es posible calcular las cargas muertas. En las tablas se muestran dos valores, el máximo y el mínimo, por lo que se recomiendan usar el máximo para reducir los errores con el valor real.

El problema más común es la estimación del peso de la losa de concreto ya que hay huecos y contra flechas. Esto ocasiona que donde se coloque el nivelador no tenga toda el área el mismo espesor, por lo tanto genera zonas donde no cumple con el espesor teórico. El reglamento especifica que en las losas de concreto el peso volumétrico se aumente 20kg/m² al peso propio y se coloca un nivelador, esto genera una sobre carga de 40kg/m².

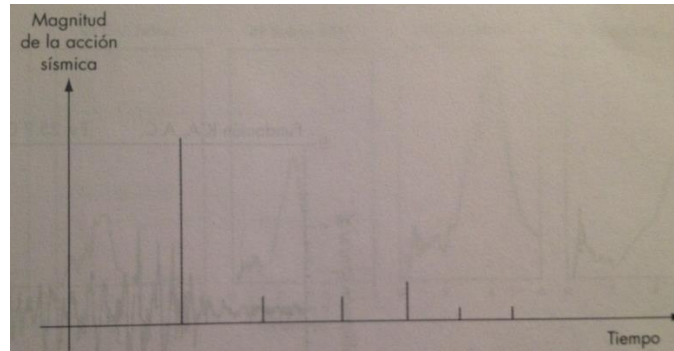
4.4.18 Cargas variables. Estas cargas están conformadas por la suma de diversos factores que varían con respecto al tiempo, siendo su comportamiento estático o casi permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Al momento de modelar estas cargas resulta muy complicado, para fines de diseño se emplean modelo simple, como lo son cargas uniformes y estáticas distribuidas en áreas las cuales en ocasiones se les agrega alguna carga concentrada.

En el diseño se realizan tres valores de cargas variables:

1. **Carga viva máxima (W_m):** Esta carga se emplea en el diseño de una estructura sometida a cargas verticales gravitacionales, como en el cálculo de asentamientos inmediatos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.
2. **Carga instantánea (W_a):** Esta se utiliza para el diseño de las estructuras cuando se sometan a sismos o viento.
3. **Carga media (W):** Esta carga se utiliza cuando se diseñe el cálculo para asentamientos diferidos o flechas diferidas.

4.4.19 Sismo. La acción más importante para el diseño estructura de una edificación es el sismo. El efecto de los sismos en una construcción no puede ser estudiado como una acción permanente o semipermanente. En la Imagen No.77 se muestra la forma en que actúa un sismo respecto a un tiempo.

Imagen No. 77: Distribución de ocurrencia de eventos sísmicos en el tiempo.



4.4.19.1 Detección de sismos. Los sismos son de origen tectónico, se producen por la liberación de energía en las placas tectónicas en la corteza terrestre. Esta liberación de energía se origina en el foco, que genere ondas de compresión, o de corte que transmiten movimientos hasta llegar a la superficie donde originan las ondas llamadas de Love y de Rayleigh, en honor a sus descubridores.

4.4.19.2 Características de un sismo.

- Distancia al epicentro, a partir de la longitud en la escala tiempo t dentro del evento sísmico, incluidos los valores máximos.
- Magnitudes de las aceleraciones sísmicas en cualquier tiempo t dentro del evento sísmico, incluidos los valores máximos.
- Los valores de los períodos T , caracterizan el movimiento sísmico del terreno. La digitalización de la señal permite la obtención de esta información.

4.4.20 Sistema constructivo. El sistema constructivo es la serie de materiales que se unen para satisfacer un servicio de un elemento estructural determinado, como puede ser: proteger contra la naturaleza, soportar el peso de los acabados, equipos instalaciones etcétera. Existen distintos sistemas constructivos que se proyectan para muros, techos, escaleras, sistemas de apoyo para tinacos, entre otros.

Es importante notar que cada sistema constructivo tiene su sistema, es importante saber cuál utilizar para climas cálidos y climas templados o climas extremos. Al momento de elaborar un sistema constructivo se debe considerar la factibilidad técnica y económica para su realización. Es importante valorar las características de la intensidad de la carga, lugar exacto de su aplicación o tiempo de aplicación de éstas, ya que las cargas varían según la ubicación y el tiempo en el que se den.

Los sistemas constructivos pueden ser eficaces o no, los eficaces hay uno que es el más eficaz, el eficiente y óptimo. El propietario el costo sea un factor determinante, ya que éste depende la cantidad y la calidad de materiales que se utilizarán para la elaboración del sistema. Para el trabajador puede ser el que requiera mayor cantidad de horas – hombre por el tiempo a emplearse en la construcción. Los proveedores de los materiales, les conviene la obra que utilice la mayor cantidad de materiales. El diseñador estructural es más sencillo ya que permitiría valorar con mayor precisión los pesos de esos sistemas. Se debe tener mucho cuidado la elegir el sistema adecuado, pues mientras más aspectos se satisfagan, más operante será la función del sistema.

En el diseño de una casa, es importante determinar el peso de los elementos que integrarán un sistema constructivo, ya que esto es el paso inicial para la estimación de la carga que estos sistemas producen.

En el diseño de concreto estructural los elementos deben elaborarse para que su resistencia sea adecuada, utilizando los factores de carga, de reducción de resistencias. Se debe dar mucha atención a los efectos de las fuerzas debidas al pre esforzado, cargas de puente, grúas, vibración, impacto, retracción, variación de temperatura, flujo plástico, expansión de concretos de retracción compensada y asentamientos diferenciales de los apoyo. (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. 2011)

Los elementos que se basan por estructuras continuas se deben diseñar para que soporten los efectos máximos que se producen por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico, exceptuando las modificaciones. El concreto pre esforzado se puede utilizar método aproximadas del análisis estructural para estructuras con luces, alturas de entrepiso y tipos de construcciones comunes.

En el análisis estructural se puede utilizar vigas continuas y de losas en una dirección, los siguientes momentos y fuerzas cortantes aproximadas, siempre y cuando hayan dos vanos o más, estos vanos son similares sin que le mayor de los vanos exceda en más del 20% con respecto al más pequeño. La carga en los vanos es distribuida a lo largo del vano, deflexión provocando carga adicional.

Los muros que son de concreto reforzado monolíticamente con otros elementos estructurales serán considerados como una parte integral de todo el sistema constructivo. Los muros divisorios pueden ser removidos y el sistema principal no sufriría daños ya que soportaría la estructura.

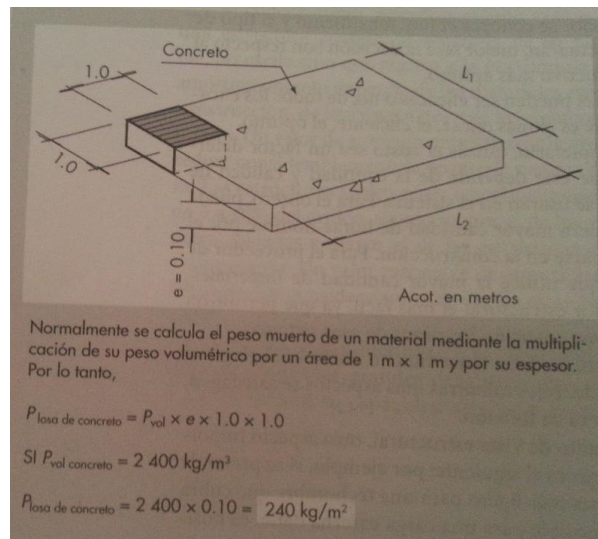
Los momentos y fuerzas cortantes aproximadas proporcionan valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando los elementos sometidos a flexión forman parte de un pórtico o de una estructura continua. Dado que la disposición de las cargas que produce valores críticos para los momentos en las

columnas de pórticos difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben calcularse por separado. (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. 2011)

4.4.21 Determinación de cargas unitarias de elementos.

4.4.21.1 Caso 1. Losa.

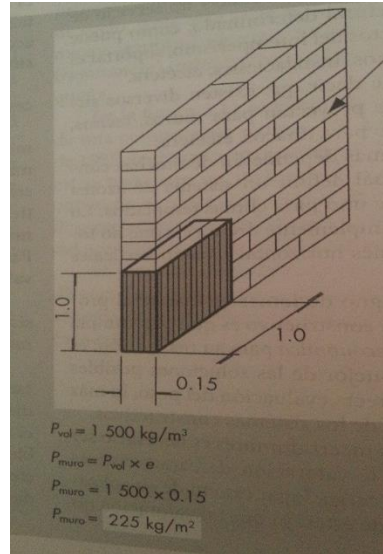
Imagen No. 78: Losa 1.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.21.2 Caso 2. Muro de tabique.

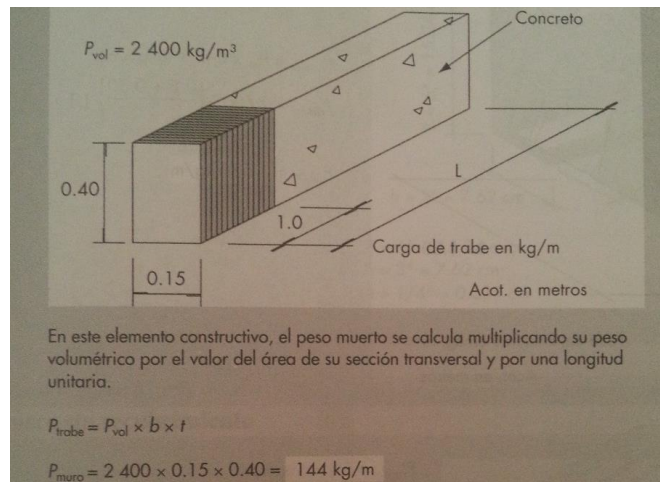
Imagen No. 79: Muro de tabique.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.21.3 Caso 3. Trabe.

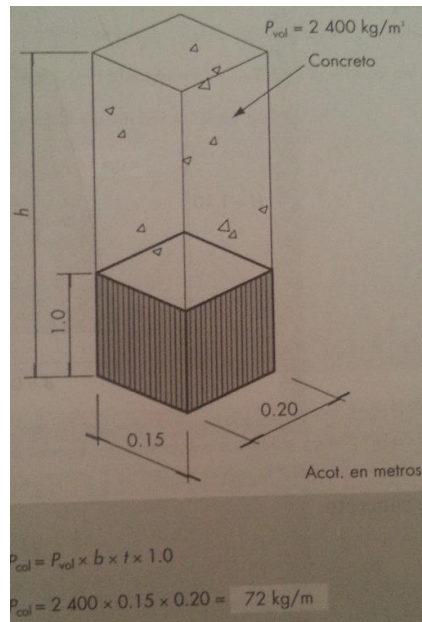
Imagen No. 80: Trabe.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.21.4 Caso 4. Columna

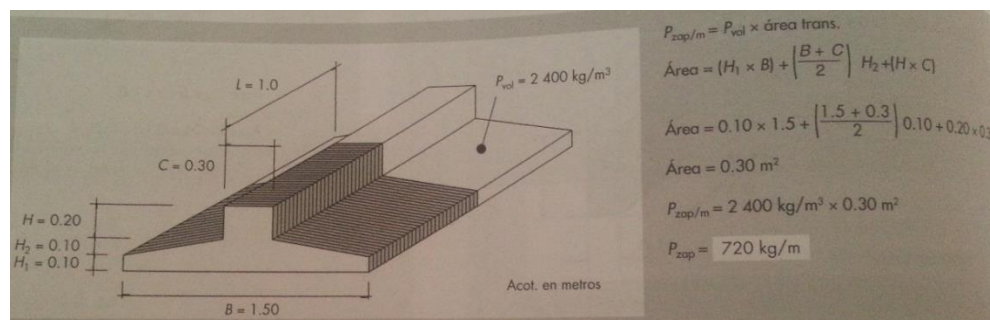
Imagen No. 81: Columna.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.21.5 Caso 6. Zapata corrida de concreto.

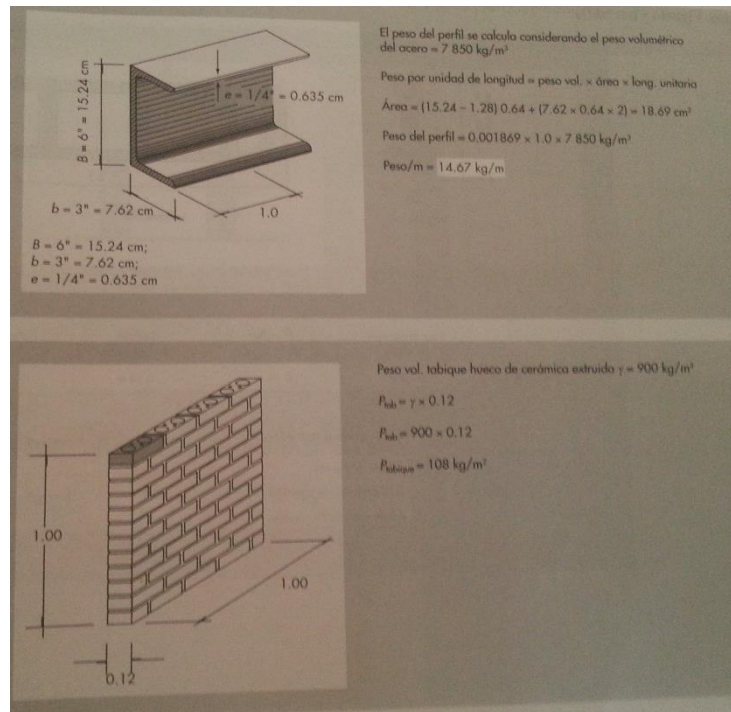
Imagen No.82: Zapata corrida de concreto.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.21.6 Caso 7 y 8. Perfil metálico y muros huecos sin recubrimiento.

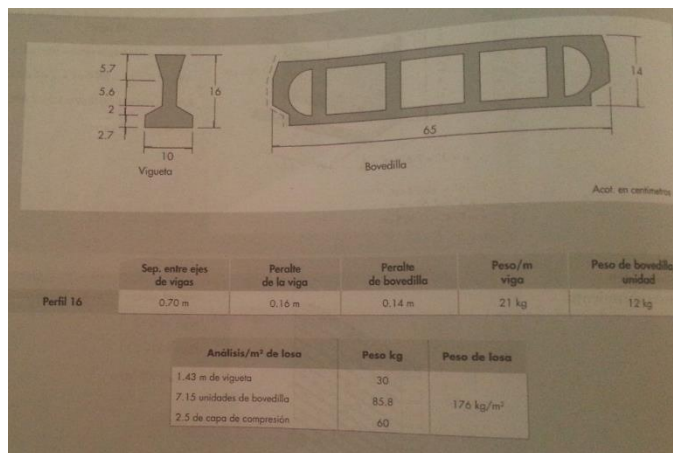
Imagen No.83: Perfil metálico y muros hueco sin recubrimiento.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación.*

4.4.21.7 Caso 9. Vigueta y bovedilla.

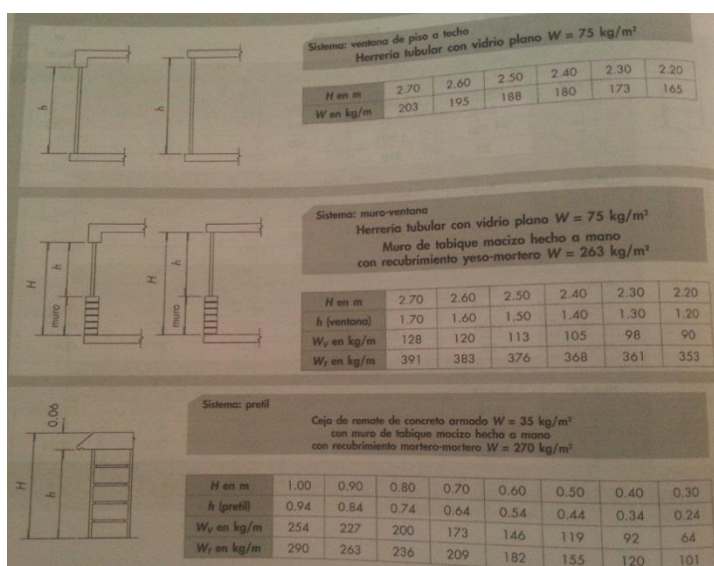
Imagen No. 84: Vigueta y bovedilla.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.4.21.8 Caso 10. Sistemas constructivos de ventanas y pretil.

Imagen No. 85: Sistemas constructivos de ventanas y pretil.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

4.5 Bloque de concreto

4.5.1 Generalidades y proceso de fabricación del bloque de concreto.

4.5.2 Inicios del bloque de concreto. La fabricación del bloque de concreto inicia a principios del siglo XIX en Inglaterra, produciendo bloques que se caracterizaban por su gran magnitud en masa. Su principal componente era la cal (utilizado como material cementante). Esto cambiaría posteriormente con la introducción del cemento Portland, abriendo nuevas posibilidades al sector de la construcción de mampostería (Arrieta, 2001).

Fue hasta inicios del siglo XX donde los primeros bloques de concreto con partes internas aparecieron. Su baja densidad significaba un gran avance. Las primeras máquinas en incorporarse consistían en moldes metálicos a los cuales se les compactaba la mezcla manualmente. Este método continuó hasta el inicio de la década de 1920, fueron las máquinas con martillos accionados mecánicamente las que remplazarían este método pionero. Este último fue sustituido por el actual, un sistema basado en la vibro compactación (Arrieta, 2001).

4.5.3 Proceso de fabricación del bloque de concreto. Básicamente un bloque de concreto es un elemento geométrico de seis caras, donde todos sus planos son paralelos e iguales, agrupados dos a dos (paralelepípedo). El cual durante su elaboración es moldeado para adoptar la forma de un prototipo de medidas estandarizadas y cuenta con dos huecos en su interior. Es utilizado como elemento de albañilería, el cual durante su construcción es reforzado con un tipo de acabado característico (Arrieta, 2001).

4.5.4 Materias primas y materiales. Los principales componentes de los bloques huecos de concreto para muros son cementos hidráulicos, arena natural o manufacturada, piedrín, arena pómez (agregados gruesos y finos) (COGUANOR, 2011).

Otros elementos que se pueden agregar a la elaboración del bloque de concreto según la norma COGUANOR NTG 41053 (2011), son agentes incorporadores de aire, pigmentos colorantes, repelentes integrales de agua, sílice finamente pulverizada, puzolanas y otros, los cuales es de suma importancia que cumplan con las normativas de fabricación.

4.5.5 Mezcla de materiales. Los materiales utilizados, mencionados en la sección anterior, al mezclarlos producen «un block de color gris claro con una fina textura superficial y una gran resistencia a la compresión.». El cual puede pesar entre 17.2 y 19.5 kilogramos. Debido a que se desea un producto seco el cual sea fácilmente removido del bloque, a diferencia de una mezcla de concreto, el porcentaje de arena es mucho mayor al del porcentaje de piedra y agua (Secretaría de Educación Pública, 2007).

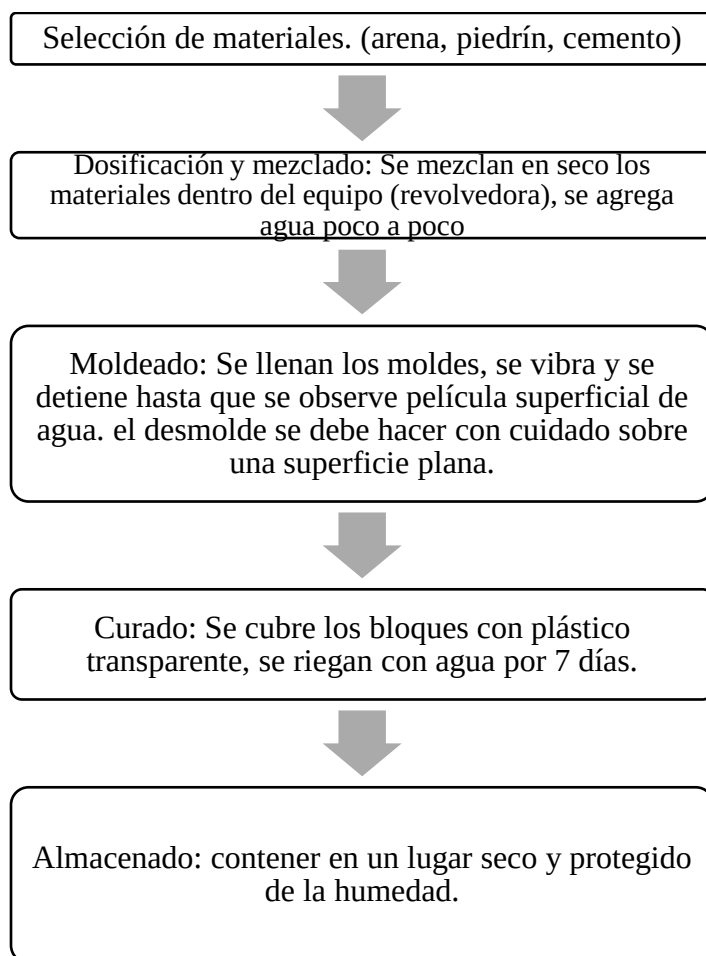
Otra mezcla que se puede obtener que resultaría en un bloque de concreto color gris oscuro con distinta textura al anterior (media), con buena resistencia a la compresión, de larga duración y resistencia a altas temperaturas, sería obviando la arena y grava y sustituyéndola por ceniza o piedra de origen volcánico (Secretaría de Educación Pública, 2007).

4.5.6 Diseño. Los tamaños más comunes que se encuentran en el mercado mantienen su altura y largo constantes, la dimensión que varía son sus anchos. Estos pueden ser: 10, 12, 14 y 20 cm según sea su importancia en la edificación (Arrieta, 2001).

En una sección posterior se hará énfasis en las propiedades físicas. Se describirá a mayor detalle la selección de cada tipo de bloque de acuerdo a su utilización dentro de la edificación.

4.5.7 Procedimiento. Los bloques de concreto se fabrican en cuatro etapas básicas: mezclado, moldeado, curado y estibado. Las actividades necesarias para la producción de bloques se describen a detalle a continuación, es necesario recordar que para asegurar la calidad de los bloques de concreto, es de gran importancia controlar, durante la fabricación, la dosificación de los materiales. (Secretaría de Educación Pública, 2007)

Imagen No. 85: Diagrama de flujo fabricación bloque de concreto



Fuente: (Secretaría de Educación Pública, 2007)

4.5.8 Teoría de la vibración. La fabricación de los bloques de concreto, está basada en la vibro-compactación. Este método de trabajo brinda propiedades mecánicas al concreto de gran aceptación a nivel constructivo. Tales propiedades se derivan de un asentamiento práctico y eficaz, dando una excelente resistencia mecánica, compacidad y un buen acabado. (Arrieta, 2001)

El procedimiento consiste en someter el concreto a vibraciones con frecuencia elevada. Con este efecto la mezcla de concreto, la cual se encuentra en un estado líquido de consistencias variadas (por diseño), se acomoda y se asienta uniforme y

gradualmente, permitiendo que el aire dentro ella se reduzca. El de tiempo de vibración influirá en la compacidad del elemento. Es importante para el constructor supervisar el vibrado para los elementos a fundir que se encuentren en moldes con espesor reducido en relación a su altura. (Arrieta, 2001)

4.5.9 Ventajas de la vibración en concreto vibrado. El concreto vibrado presenta ciertas ventajas que facilitan la labor del fabricante. Tal es el caso de la impermeabilidad, la cual está relacionada con el grado de compacidad que presente la mezcla de concreto. Elementos que componen la granulometría y una vibración energética pueden presentar un concreto de permeabilidad baja (Arrieta, 2001).

Otro factor importante que respalda este método de fabricación de bloques de concreto, de prefabricados de concreto vibrado, el tiempo de utilización del molde es muy bajo. Se debe usar la correcta cantidad de agua en relación al cemento y su granulometría. De no ser así es importante identificar si uno de los factores mencionados con anterioridad ha sido mal supervisado o si la vibración ha sido la adecuada (Arrieta, 2001).

4.5.10 Aplicaciones del concreto vibrado. Gracias a los avances en la tecnología constructiva, es posible realizar el asentamiento del concreto *in situ*. Esto se debe a que se logró determinar los factores que permiten que el concreto fluya en moldes donde la relación de la altura es mucho mayor a la de su espesor. Estos factores son: una correcta granulometría, una adecuada relación agua-cemento y de frecuencia de vibrado. Con anterioridad este tipo de asentamiento solamente era posible cuando la dosificación de agua era mucho mayor a la necesaria. (Arrieta, 2001).

Dentro de sus aplicaciones se encuentra la elaboración de elementos prefabricados, en los cuales se pueden encontrar vigas, tubos de instalaciones sanitarias, postes, bloques de concreto, etc. (Arrieta, 2001).

4.5.11 Ventajas y aplicaciones del bloque de concreto. Según el Instituto Boliviano del cemento y el hormigón (2010), en las edificaciones de mampostería con bloques de concreto se pueden encontrar las siguientes ventajas:

- Menores costos: Debido a que las cargas llegan en forma distribuida a través de los muros, no son necesarios elementos como vigas y columnas de concreto armado u otros materiales. Otro aspecto que reduce los costos es en la mano de obra, esto debido a que por el tamaño del elemento estructural (bloque de concreto) se colocan menos unidades por metro cuadrado, y la cantidad de mortero utilizado es menor (alrededor de 10 litros por m²).
- Facilidad de capacitación de la mano de obra: El rendimiento alcanzado es mucho mayor, debido a que el conocimiento de este tipo de construcción es rápidamente adquirido.
- Rápida ejecución de estructura: en comparación con una estructura de concreto armado, los tiempos de ejecución pueden reducirse debido a que no se debe esperar al fraguado de la misma.
- Estética: las superficies cuentan con un acabado liso y regular, lo cual puede ahorrar en costos al dejarlos sin ningún acabado. De ser necesario algún acabado, las superficies de los bloques presentan regularidad, lo cual disminuye el volumen de material a utilizar. Es también posible la utilización de bloques texturizados o de color, lo cual mejoraría la estética del muro.

4.5.12 Terminología y clasificación del bloque de concreto. En la actualidad el bloque hueco de concreto es un elemento comúnmente utilizado en la construcción de edificaciones en Guatemala, el aseguramiento de dichas obras recae en la correcta dosificación, control y supervisión de su elaboración.

Para asegurar la debida construcción de una vivienda donde el principal material de elaboración es el bloque de concreto, es importante referirse a normativas técnicas y trabajos de investigación que permitan alcanzar usos óptimos de los materiales a utilizar, y que además permite tener una correcta perspectiva de los alcances de sus propiedades.

El organismo nacional encargado a desarrollar documentos que permitan asegurar la calidad de los productos y servicios que dichas instituciones ofrecen, es la Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR), en particular en la norma NTG 41054. Titulada: Bloques huecos de concreto para muros. Especificaciones.

La norma nacional tiene por objetivo definir los requisitos a los cuales cualquier productor, de bloques huecos de concreto debe regirse, ya sean utilizados como muros estructurales diseñados para soportar cargas o muros de división (tabiques).

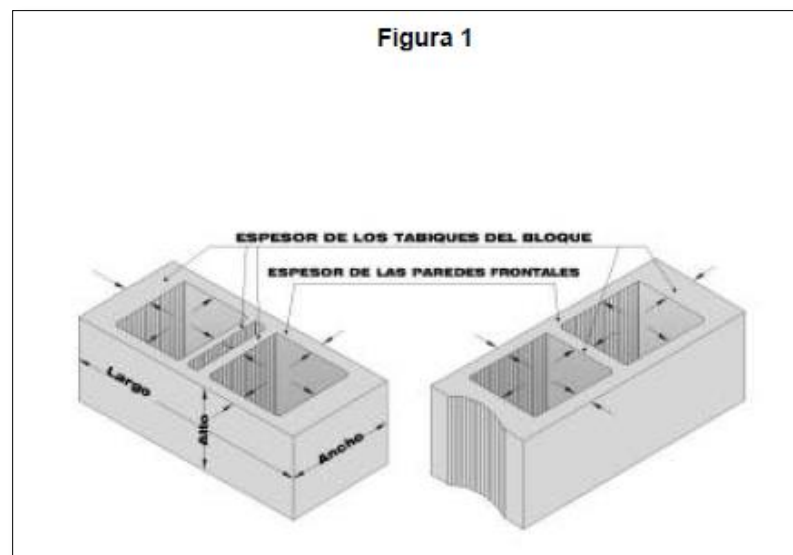
4.5.12.1 Terminología. Según la norma NTG 41054 (COGUANOR, 2011), se definen los siguientes términos:

→ Bloque hueco de concreto: Elemento geométrico, en forma de prisma, con huecos en su interior. Cumple con que el rango de su área neta se encuentra de un 50% a un 75% de su área bruta, y de un 25% a 50% la relación de sus

cavidades internas en el plano horizontal con el área de sección transversal horizontal al muro.

- Medidas principales: el ancho, el alto y el largo son consideradas. (Figura 1)
- Área bruta: Consiste en el producto del largo por el ancho del bloque sin descontar el área de los huecos.
- Área neta: es el área bruta restando el área de los huecos.

Imagen No.86: Medidas principales bloque de concreto.



Fuente: (COGUANOR, 2011)

4.5.12.1.1 Clasificación, designación y uso. La clasificación y uso es realizada en base a dos criterios: la resistencia a compresión y el porcentaje de absorción máxima de humedad (COGUANOR, 2011).

Bloques de concreto clase A. Uso estructural con baja absorción de humedad.

Se usan para muros, tanto en exteriores como en interiores que son capaces de soportar carga por debajo o sobre el nivel del suelo. Se pueden utilizar para muros de contención, cimentación, muros capaces de soportar carga que también son utilizados como muros de división. Se usan para edificaciones con áreas de construcción mayores a 100 m².

Si se desea utilizar para edificaciones mayores a los dos niveles, se debe cumplir con los requisitos descritos en la Norma AGIES NSE 7.4 (Requisitos para edificaciones de mampostería estructural). Los bloques quedan al criterio del constructor si se les aplica recubrimiento protector contra cambios climáticos.

Bloques de concreto clase B. Uso general con mediana absorción de humedad.

Se usan para edificaciones de hasta 100 m² de construcción y con simetría en la distribución de uno o dos niveles. Se usan en muros exteriores o interiores soportando carga sobre el nivel del suelo. Debido a su rango de absorción de humedad es importante usar algún tipo de recubrimiento o impermeabilizante.

Bloques de concreto clase C. Uso no estructural con alta absorción de humedad.

No están fabricados para soportar carga, pueden ser utilizados como muros colindantes, en el exterior o en el interior de una edificación menor a 50 m² de construcción que cuente con una distribución simétrica. Es importante mencionar que se debe aplicar algún tipo de recubrimiento si están siendo utilizados en el exterior.

4.5.13 Dimensiones. Se entienden como propiedades físicas del bloque de concreto, aquellas características que hagan énfasis en aspectos que describan aspectos de dimensionamiento o geometría del mismo.

La norma COGUANOR NTG 41054 en su sección dedicada a las especificaciones del bloque de concreto hace referencia al dimensionamiento del mismo y a la estandarización del mismo en el país de Guatemala.

4.5.13.1 Dimensiones.

4.5.13.1.1 Medidas principales de los bloques. Se debe considerar las medidas principales descritas en la Tabla 1 de “Medidas principales normales de los bloques huecos de concreto”, haciendo énfasis en que la diferencia entre las medidas principales nominales y reales es la junta aumentada en 10 milímetros con mortero (COGUANOR, 2011).

Tabla No. 18: Medidas principales normales de los bloques huecos de concreto.

USO	Medidas principales nominales o modulares (centímetros)			Medidas principales reales (centímetros)		
	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto	Largo
Bloque de muro	20	20	40	19	19	39
	15	20	40	14	19	39
Medio bloque de muro	20	20	20	19	19	19
	15	20	20	14	19	19
Bloque de tabique	10	20	40	9	19	39
Medio bloque de tabique	10	20	20	9	19	19

Fuente: (COGUANOR, 2011)

4.5.13.1.2 Variación permitida en las medidas principales.

Según COGUANOR (2011), se tendrá una tolerancia no mayor de ± 3 milímetros con respecto a las medidas reales especificadas, para cada una de las medidas principales del bloque.

4.5.13.1.3 Espesor de las paredes y de los tabiques de los bloques. Los espesores mínimos aceptados por la norma NTG 41054 son los indicados en la tabla 2, la cual muestra los espesores mínimos aceptados para muros frontales y tabiques elaborados en bloques de concreto.

Tabla No. 19: Espesores mínimos de las paredes frontales y de los tabiques de los bloques.

Ancho nominal del bloque en centímetros. ⁽⁴⁾	Espesor mínimo de las paredes frontales, promedio de 3 bloques en mm. ⁽¹⁾	Espesor mínimo de los tabiques, promedio de 3 bloques en mm. ⁽¹⁾	Espesor mínimo equivalente de tabique, en mm/m lineal. ⁽²⁾
10	19	19	136
15	25	25	188
20	32	25	188
25	32	29	209
30	32	29	209

Fuente: (COGUANOR, 2011).

4.5.13.1.4 Determinación de las dimensiones. Los siguientes son lineamientos que tanto el productor como el constructor, deben tomar en cuenta al momento de realizar evaluaciones de dimensionamiento en los bloques de concreto.

Los aparatos para realizar las medidas de dimensiones respectivas son una regla o cinta métrica, ambas graduadas en milímetros y con calibrador graduado cada 0.25 milímetros.

Las mediciones deben realizarse de acuerdo a los siguientes criterios según COGUANOR (2011):

- Ancho: proceder midiendo la distancia entre las dos caras principales del bloque (área obtenida del producto del ancho por el alto, según Imagen 5). Esta medición debe ser realizada tanto en la superficie inferior y superior del bloque a la mitad del largo.
- Alto: medición realizada a la mitad del largo, desde la parte inferior a la superior del bloque. Esto debe realizarse en cada cara principal del bloque.
- Longitud: distancia medida en la cara que resulta del producto del alto por el largo, ubicada a la mitad de la altura. Debe realizarse en cada cara que resulta de este producto.

Para realizar las medidas de espesor, tanto de los tabiques (divisiones) del bloque como de sus espesores debe procederse de la siguiente forma. Se debe utilizar un calibrador y realizar la medición en el punto más delgado de cada elemento puesto a prueba. Al momento de utilizar el calibrador debe referirse a la menor división del mismo, para lograr la mayor exactitud posible. Deben obviarse cualquier tipo de agregado a la superficie como lo pudiese ser rebabas, resaltes o relieves.

Si se tiene el caso donde dos mediciones tomadas para puntos delgados, difieren por más de 3.2 milímetros, el espesor mínimo que se debe tomar es la medida de menor magnitud.

Una unidad de bloque debe cumplir con tener un espesor promedio de 19 milímetros o mayor. Esta medición puede calcularse a partir del promedio de mediciones para espesores mínimos, como mencionado con anterioridad. (COGUANOR, 2011)

4.5.13.1.5 Condiciones generales de acabados superficiales.

Cada unidad de bloque debe cumplir con ciertos lineamientos según la norma COGUANOR NTG 41054 (2011), estos son mencionados con el fin de garantizar el correcto rechazo, la adherencia de los acabados superficiales y apariencia adecuada.

Se debe procurar que cada unidad de bloque de mampostería carezca defectos que puedan afectar las propiedades mecánicas, durabilidad o que interfieran en el proceso de colocación del bloque, tal es el caso de astilladuras, grietas, rajaduras y entre otros.

Uno de los criterios a utilizarse es que el ancho de una grieta no debe ser mayor a cualquiera: 0.5 milímetros y al 25% del largo del bloque. De igual manera como consecuencia del almacenamiento, transporte y descarga pueden surgir astilladuras, estas no deben ser mayores de 25.4 milímetros. El único motivo por el cual se puede rechazar una unidad de acuerdo a estos detalles, es que estas imperfecciones estén presentes en 5% o más de la cantidad total despachada.

Para la correcta adherencia de acabados superficiales tales como el repello y el cernido el bloque de concreto debe contar con superficies, en sus paredes frontales, lo suficientemente ásperas para asegurar la adecuada aplicación.

Si se está levantando un muro que será parte del exterior de la construcción, es decir no llevará ningún tipo de acabado superficial, este mismo deberá de estar libre de rebabas, resaltes, grietas, rajaduras u otras imperfecciones que afecten su apariencia (COGUANOR, 2011).

4.5.14 Propiedades físicas.

4.5.14.1 Absorción. En términos generales, se refiere a la capacidad que posee un elemento (bloque de concreto) para absorber agua. Es el factor principal de influencia en la durabilidad, esto se debe a que el ingreso del agua causa problemas de eflorescencia y de intemperismo, lo cual puede provocar una deficiencia en su integridad como unidad estructural. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010).

Otro factor a tomar en cuenta en la capacidad de absorción de un bloque de hormigón, es que esta misma se relaciona directamente con la densidad de la pieza (siempre y cuando cumpla con el mismo tipo de agregado), y por lo tanto afecta a la resistencia a las cargas para los cuales está diseñado. Por tanto, es posible decir que un bloque de capacidad de absorción baja, tendrá una mayor densidad, mayor resistencia a los efectos de las cargas (ej. Cargas gravitacionales como carga viva) y consecuentemente tendrá una mayor vida útil. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Según la norma COGUANOR NTG 41054 (2011) existe una clasificación de los bloques de concreto por absorción y por densidad (masa unitaria).

Es importante aclarar que la norma hace referencia a dos términos, máxima absorción de agua y densidad (masa unitaria). El primero se refiere a la cantidad de porcentaje de masa (unidades de absorción) para el cual cada tipo de bloque (definidos en la sección 3.3.2 clasificación, designación y uso) es capaz de absorber durante un período de 24 horas.

Tabla No. 20: Absorción en % de masa por tipo de bloque de concreto.

Clase	Absorción (en % de masa)	
	Promedio de 3 bloques como mínimo	Valor máximo bloque individual.
A	≤ 10	11.0
B	≤ 15	16.5
C	≤ 20	22.0

Fuente: (COGUANOR, 2011)

El segundo se refiere a la masa unitaria para bloques secados al horno.

Tabla No. 21: Clasificación por densidad.

Clase	Bloques	Densidad
A	Pesado	> 2000 kg/m³. (125 lb/pie³)
B	Medio	Igual o mayor a 1680 kg/m³, pero menor de 2000 kg/m³. (125 lb/pie³)
C	Liviano	< 1680 kg/m³. (105 lb/pie³)

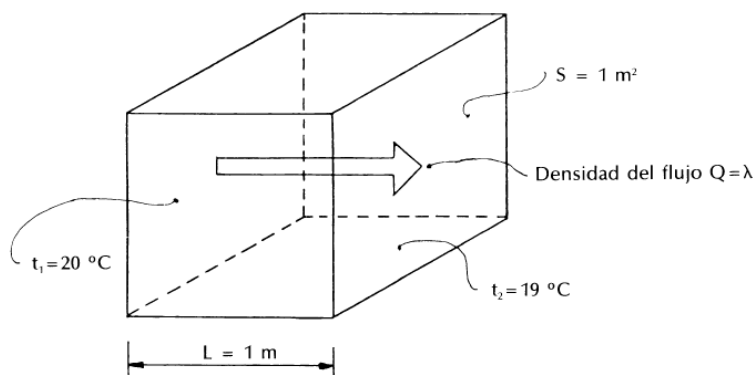
Fuente: (COGUANOR, 2011)

4.5.14.2 Durabilidad. La durabilidad según Jaime Gálvez (2010), es la capacidad que posee un elemento para soportar las condiciones físicas y químicas a las que se expone durante un tiempo de vida útil previamente proyectado. Dichas condiciones pueden provocar degradación del elemento y causar efectos distintos a los deseados en el análisis estructural.

En la mampostería se pueden tener dos casos en los cuales la durabilidad se puede ver afectada de acuerdo a la capacidad hidrófuga de los bloques de concreto. Un caso de mampostería simple, el cual no presenta problemas de corrosión, y otro caso donde el elemento estructural cuenta con refuerzo de acero, aquí dependerán de la capacidad del muro para presentar impermeabilidad y lograr así una mayor durabilidad. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.14.3 Aislamiento térmico. El concepto del aislamiento térmico, se deriva de la capacidad de un elemento de transferir cierta cantidad de calor a través de una unidad de superficie en unidad de tiempo y en función del cambio de temperatura. A este valor se le conoce como conductancia y está descrito por el coeficiente “U”. Este valor varía de acuerdo al material en estudio.

Imagen No.87: Esquema de flujo térmico



Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Según el instituto Boliviano del cemento (2010), existen cuatro razones principales por las cuales tanto el diseñador como el constructor deben buscar materiales que presenten propiedades de aislamiento térmico.

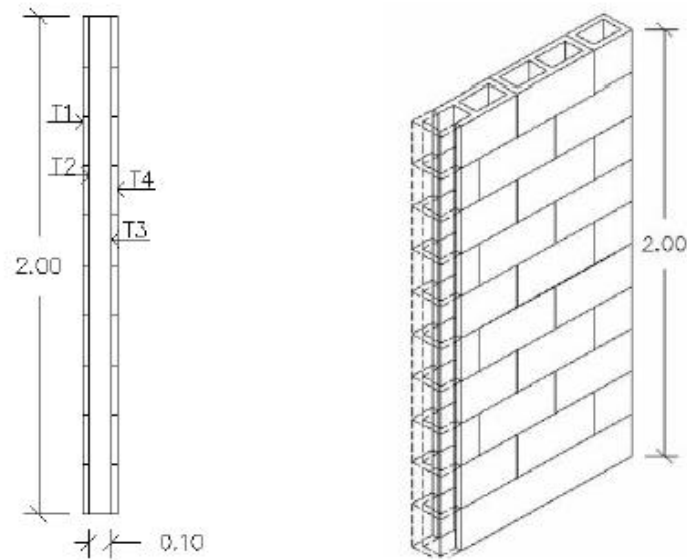
1. Al reducir la pérdida térmica por los muros, se economiza energía.
2. Proveer un confort térmico, buscando que la diferencia de temperatura del ambiente interior y las superficies exteriores de los muros sea constante.
3. Evitar la presencia de humedad en los cerramientos, suprimiendo los fenómenos de condensación
4. La emisión de contaminantes al ambiente se disminuirá a partir de la falta de necesidad de efectos de calefacción o aire acondicionado.

Para poder cumplir con las razones descritas es de gran importancia saber cuál es el comportamiento de un muro de bloque de concreto ante los cambios de temperatura.

Según Ana Borbón, Rafael Cabanillas y Jesús Pérez, si se simula un muro de levantado de bloque hueco de concreto (15x20x40 cm) de dimensiones como los mostrados en la Imagen 4 y se expone a gradientes de temperatura de hasta 45° C. Se puede observar cierto comportamiento de la estructura de mampostería ante dichos efectos (ver Imagen 5) a lo largo de un día. Y concluir que la resistencia térmica del elemento analizado muestra valores por debajo de otros materiales como lo pueden ser el adobe y el ladrillo de resistencias térmicas de 0.80 y 0.45 °Cm/W respectivamente.

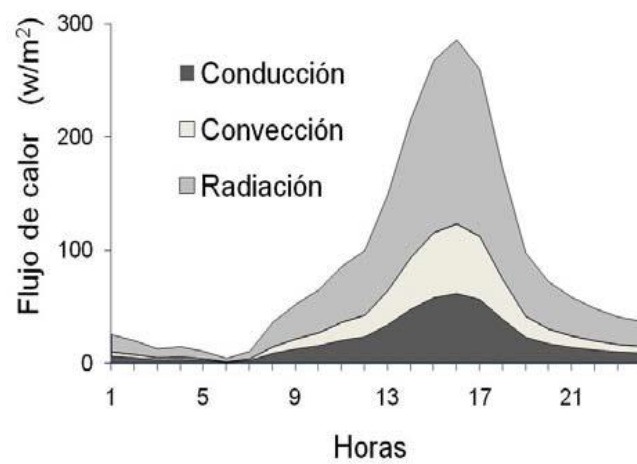
Se puede encontrar que en invierno la resistencia térmica puede variar desde 0.2 hasta 0.16 ° Cm/W. Esto puede estar relacionado con los huecos en el interior del material y provocar un mayor obstáculo al flujo del calor a través del muro (Borbón, Cabanillas, & Pérez, 2009).

Imagen No.88: Muro elaborado con bloques huecos de concreto.



Fuente: (Borbón, Cabanillas, & Pérez, 2009)

Imagen No.89: Distribución horaria de flujos de calor por mecanismo de transferencia de calor.



Fuente: (Borbón, Cabanillas, & Pérez, 2009)

La siguiente es una tabla que muestra la conductividad térmica de materiales de construcción. Es importante mencionar que las dimensionales de medición de esta propiedad en el Sistema Internacional son en: $W/(m \cdot K)$, vatio/ (metro x grados kelvin) (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010).

Tabla No. 22: Conductividad térmica de acuerdo al material de construcción.

Material	Conductividad térmica [$W/(m \cdot K)$]
Metales	35 (plomo) – 384 (cobre)
Hormigón	1.63 – 2.74
Agua	0.60 (líquido) – 2.50 (hielo)
Mortero de cemento	0.35-1.40
Ladrillo macizo	0.72-0.90
Enlucido de yeso	0.26 – 0.30
Madera, tableros	0.10-0.21
Bloque de concreto	0.47

Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.14.4 Aislamiento acústico. El sonido está constituido por dos elementos: la frecuencia, medida en hertzios (Hz), y la intensidad, medida en decibelios (dB). El oído humano percibe frecuencias desde 16 a 20000 Hz, pero es más probable que cause sensación entre los valores de 500 y 5000 Hz. Al hablar de intensidad el rango perceptible al oído humano es desde 0 hasta 135 dB (umbral doloroso). (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Para buscar un mejor confort, los diseñadores de residenciales, oficinas o cualquier otro lugar habitable por el ser humano, buscan que este sea lo más privado posible. El aislamiento acústico es una propiedad que permite tal resultado. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

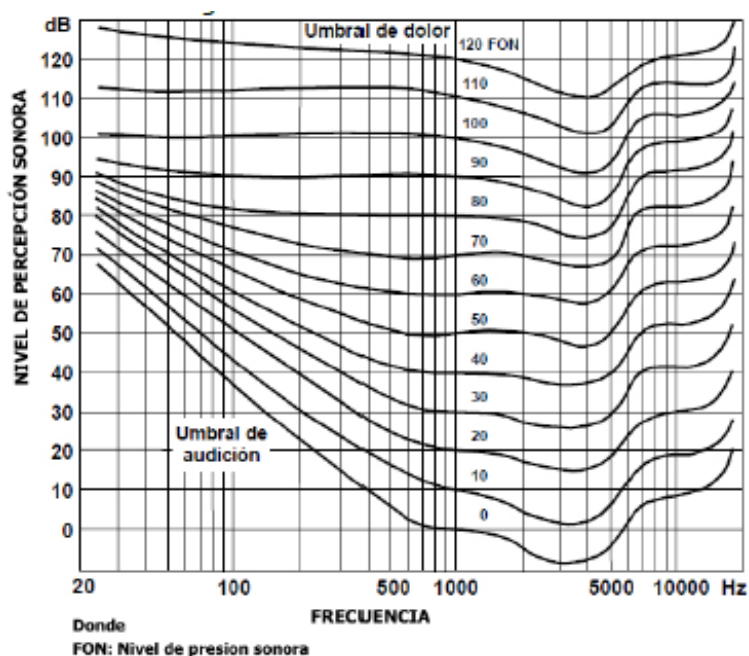
Estructuras constituidas por bloques huecos de concreto presentan buen aislamiento acústico, esto debido a que impide la transmisión de ruido entre ambientes. Esto puede ser uno de los motivos por los cuales este material es encontrado comúnmente. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Imagen No.90: Frecuencia de sonido.



Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Imagen No.91: Curvas de frecuencia y nivel sonoro.



Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Según el Instituto Boliviano del cemento y el hormigón (2010), para un muro de bloque hueco al ser expuesto a un ruido, una parte del efecto es absorbido, otra rebota al ambiente de origen, y una última parte se transmite a través del muro y es percibido en la otra habitación. Un bloque de hormigón de 20 cm de espesor puede presentar 50 dB como pérdida en la intensidad de las ondas acústicas.

Imagen No.92: Aislación del ruido.



Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.14.5 Resistencia al fuego. Para muros de mampostería reforzada es importante tomar en cuenta que, a pesar de que los bloques de concreto y el acero son incombustibles, este último presenta propiedades de deformación como ablandamiento y pérdida de resistencia cuando se encuentra expuesto al fuego.

Para que el investigador pueda determinar la capacidad de resistencia al fuego, es necesario observar su comportamiento bajo las cargas de diseño en exposición a elevadas temperaturas.

Con fines de comparativos entre varios materiales, se debe tener un factor capaz de proporcionar dicha información. Es por ello la definición de un factor de “espesor equivalente”. Esta magnitud básicamente consiste en el recorrido del flujo calórico necesario para que la temperatura llegue a su máximo valor. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Tabla No. 23: Valores de resistencia al fuego de muros.

Resistencia al fuego (hr)	1	2	3	4
Espesor equivalente (cm)	8	10	13	17

Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Como se puede observar de la tabla, la resistencia al fuego en horas para un bloque hueco de concreto sería de aproximadamente una hora. Este valor puede aumentarse si se rellena los espacios huecos. En dicho caso la siguiente tabla muestra los valores capaces de resistir.

Tabla No. 24: Valores de resistencia al fuego de bloques rellenos de grout.

Ancho del bloque (cm)	240	190	140
Resistencia al fuego (h)	5	4	3

Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Se puede observar entonces que a pesar de que en un principio un bloque hueco de concreto no presenta una gran resistencia al fuego, se cuenta con cierto tipo de seguridad para aquellos elementos los cuales se encuentran rellenos de grout. Si existiera el caso que se desea una especial protección contra el fuego en una habitación, se puede proceder a rellenar los huecos del bloque para asegurarse contra dichas condiciones. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.15 Propiedades mecánicas del bloque de concreto.

4.5.15.1 Resistencia a la compresión. Según COGUANOR (2011), los bloques huecos de concreto deben cumplir con las siguientes resistencias a compresión de acuerdo a la clasificación de la sección de “Clasificación, designación y uso” de este mismo trabajo.

Tabla No. 25: Resistencia mínima a compresión sobre área neta.

Clase	Resistencia mínima a compresión, calculada sobre área neta del bloque kg/cm^2. (Mpa)	
	Promedio de 5 bloques o más	Mínimo de bloque individual
A	133.0 (13.0)	113.0 (11.1)
B	100.0 (9.8)	85.0 (8.3)
C	66.0 (6.5)	56.0 (5.5)

Fuente: (COGUANOR, 2011)

De común acuerdo entre fabricante y comprador, se podrán despachar bloques los cuales tengan una resistencia a la compresión menor al 80% de la tabla 8. (COGUANOR, 2011)

Para el diseño estructural de mampostería, se debe obtener dicha propiedad a partir del área neta. Esta se calcula con la siguiente fórmula.

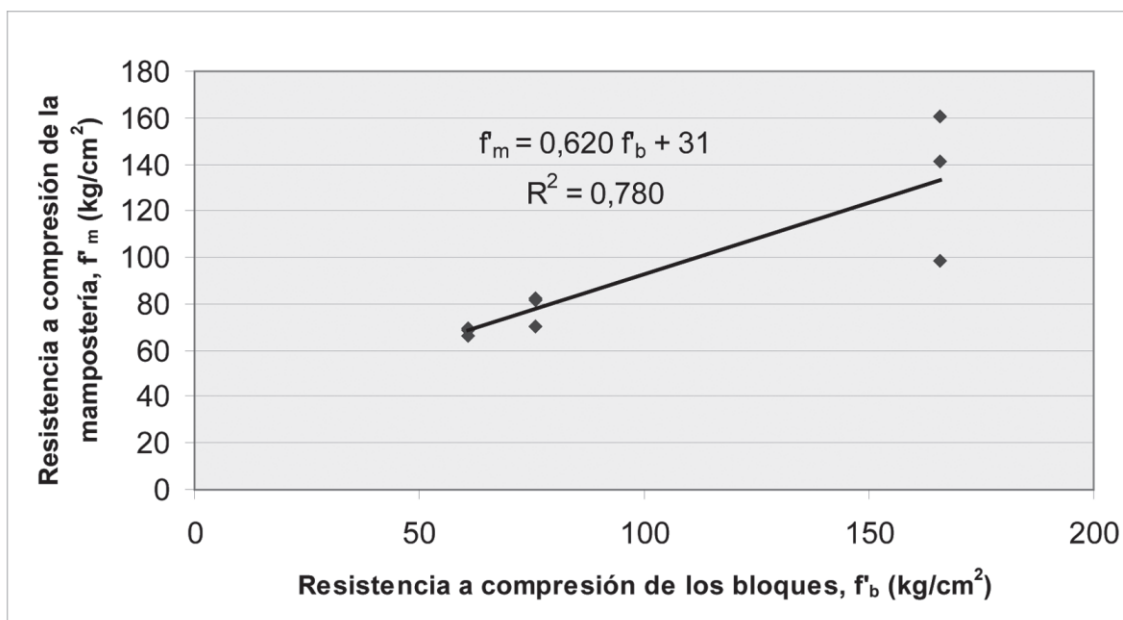
$$R_n = R_b \times A_b / A_n$$

Dónde:

- R_n : Resistencia a la compresión en base al área neta, kg/cm^2 (MPa)
- R_b : Resistencia a la compresión en base al área total o bruta, en kg/cm^2 (MPa)
- A_b : Área bruta, en centímetros cuadrados, calculada de acuerdo a la sección 3.3.1
- A_n : Área neta, en centímetros cuadrados, calculada según sección 3.3.1

La resistencia a compresión de los bloques huecos de concreto es directamente proporcional con la mampostería. Así, si el diseñador estructural necesita aumentar la resistencia a compresión de algún elemento, como un muro, el método más sencillo es aumentar la resistencia a compresión de los bloques. (Navas, 2007)

Imagen No.93: Relación de resistencia a compresión de prismas de mampostería y bloques huecos.

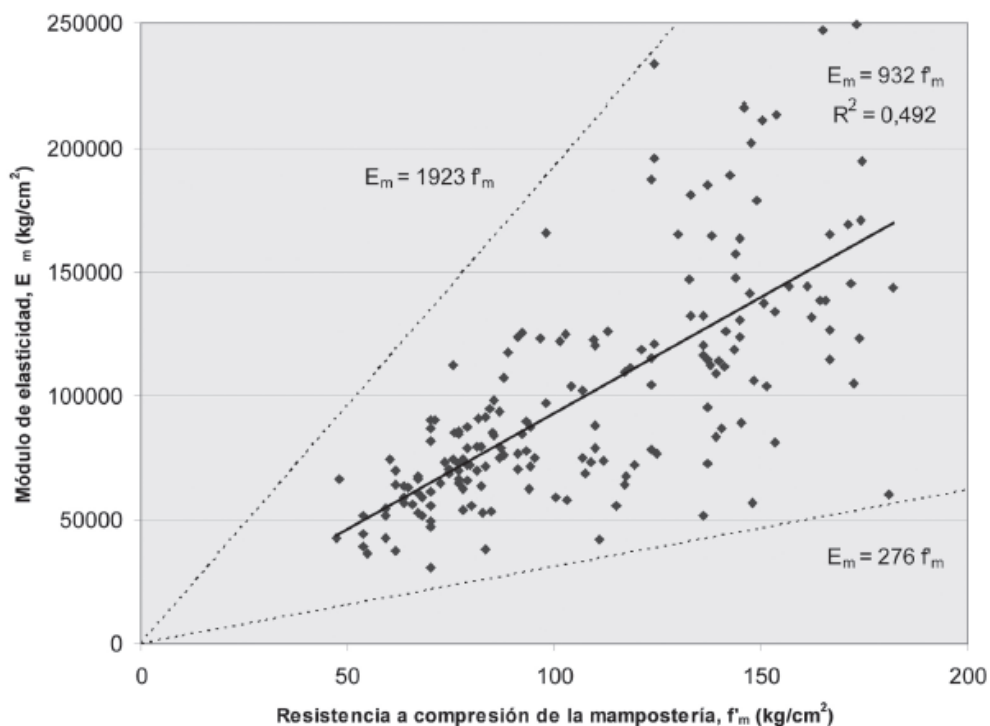


Fuente: (Navas, 2007)

La resistencia a compresión de la mampostería está principalmente regida a la resistencia de los bloques de concreto, sin embargo se puede aumentar la resistencia del elemento prismático aumentando la resistencia del concreto de relleno. Cabe mencionar que esta no aumentará de una manera considerada de gran magnitud (Navas, 2007).

El módulo de elasticidad de la mampostería aumenta en forma que la resistencia a compresión también incrementa su magnitud.

Imagen No.94: Módulo de elasticidad vs resistencia a la compresión de prismas de mampostería.



Fuente: (Navas, 2007)

4.5.16 Tipos de sistemas constructivos con la utilización de los bloques de concreto. Según el Instituto Boliviano del cemento y el hormigón (2010), en la actualidad existen distintos tipos de sistema constructivos que hacen uso del bloque de concreto como material principal en la elaboración de viviendas.

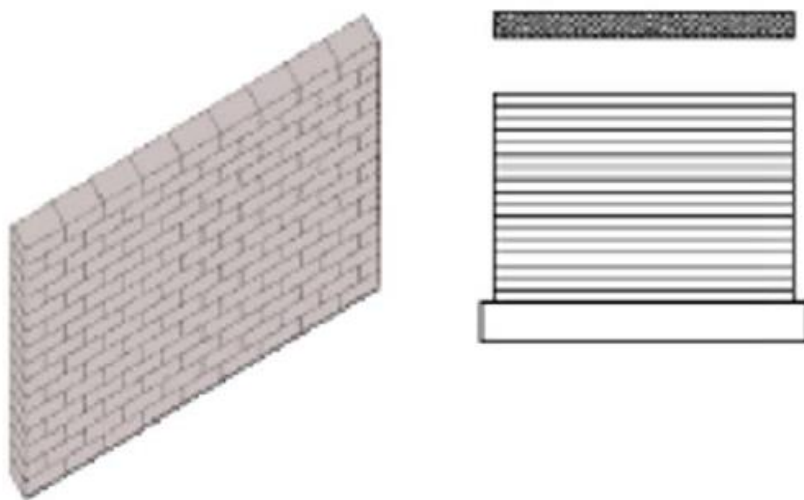
4.5.16.1 Mampostería simple. Consiste en bloques de concreto, adheridos entre sí, utilizando un material de pega de tipo mortero. Estos elementos pueden ser estructurales o no, es decir, puede que estén ligados a la capacidad de soportar cargas adicionales a su peso o simplemente sean elementos de división.

Al ser un elemento diseñado para soportar cargas además de su peso propio, debe contar con ciertas características o propiedades que le permitan realizar tal función dentro de la edificación. Una de estas propiedades puede referirse al incremento de su resistencia a compresión, o contar con un muro de dimensiones mayores.

Este método, el cual ha sido sustituido hoy en día por mampostería armada o confinada, consiste en el levantado de muros buscando que los bloques “traben” entre sí. Esto con el fin de evitar juntas verticales continuas. Básicamente el constructor debe modular el levantado de tal forma que cada pieza descansa sobre dos de la hilada inferior.

El gran reto de este tipo de construcción es la capacidad que tenga para soportar los esfuerzos por corte, es decir mejorar la baja resistencia a tracción. Ésta es controlada por la adherencia entre la unidad de construcción (bloque de concreto) y por el mortero (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010).

Imagen No.95: Esquema de mampostería simple.



Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.16.2 Mampostería armada. Este sistema constructivo consiste en mampostería simple, con refuerzo horizontal y/o vertical, ubicado en los huecos de los bloques de concreto adheridas al mismo mediante un mortero u hormigón de relleno.

Este método tiene como objetivo resistir de una manera más eficiente las fuerzas que pueden provocar volteo en la estructura. Algunas de ellas pueden ser de viento, sismo o empuje de suelo. En un principio los diseñadores estructurales compensaban esta falta de resistencia a las fuerzas de corte y de tensiones haciendo los muros de mampostería de espesores mucho mayores a los actuales. Un ejemplo de este último punto, es la edificación ubicada en Monadnock en Chicago, edificio de 16 plantas, el cual para compensar la resistencia a las fuerzas descritas con anterioridad, se elaboró con paredes de espesores de hasta 1.90 metros. Resultado que pareció poco eficiente en el aprovechamiento del área, debido a que llegan a ocupar un 25% de la misma.

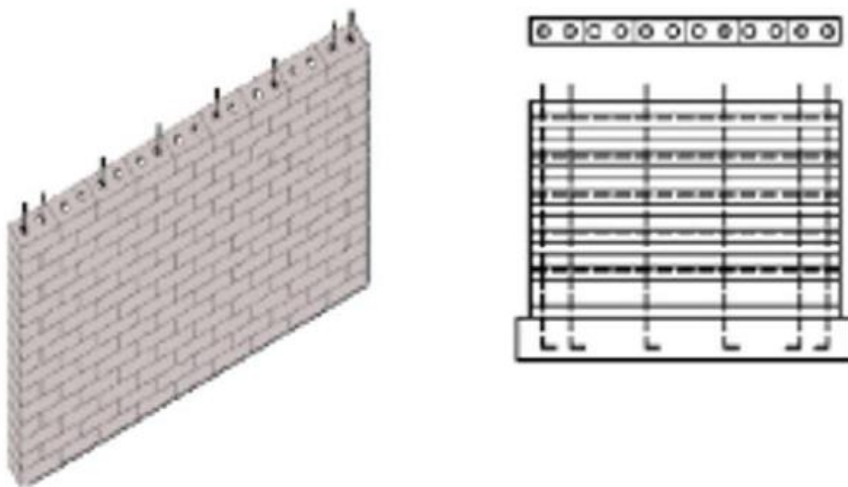
Los muros elaborados principalmente por bloques de concreto, están sujetos a cargas laterales como las mencionadas con anterioridad (ej. Sismo), muestran dos fallas principales: flexión y corte. Una de las consecuencias debida a estas fallas, es la acumulación de grietas, lo cual da origen a una disminución en la resistencia y en la rigidez de los muros. (Arrieta, 2001)

Es por ello que en la construcción de mampostería armada, se busca evitar las fallas por esfuerzos de corte con refuerzo horizontal y el vertical es utilizado para prevenir las fallas por flexión.

Uno de los alcances de este tipo de sistema constructivo, es la elaboración de estructuras de muros con espesores mucho menores a los de edificaciones como la de

Monadnock en Chicago. Con alturas de hasta 20 pisos. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

Imagen No.96: Esquema de mampostería armada

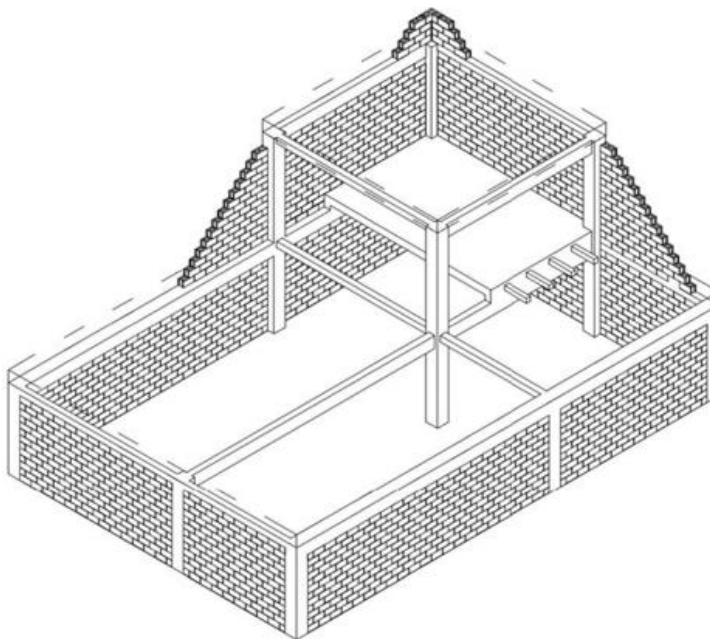


Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.16.3 Mampostería confinada. Es una combinación entre un sistema de mampostería simple o armada, con elementos armados de concreto, siendo estos vigas y columnas.

Detrás de este sistema se busca que los elementos que soporten cargas, además de su peso propio, trabajen en conjunto los elementos armados de hormigón y los muros de mampostería. Esto se logra edificando este conjunto de elementos y posterior a esto colocando cualquier muro de división en la construcción. Los elementos de confinamiento proporcionarán un aumento en la capacidad de deformación de la estructura luego de estos se agrieten, la estructura entonces gana ductilidad. Además estos elementos de concreto reforzado proporcionan a la estructura estabilidad ante acciones sísmicas.

Imagen No.97: Mampostería confinada.



Fuente: (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.16.4 Mampostería pre-tensada y post-tensada. La mampostería pre-tensada consiste en la aplicación de una fuerza por medio de tendones de acero colocados dentro de los huecos del bloque de mampostería, aplicando así una fuerza de compresión a través de estos elementos. Esta fuerza se opone a los esfuerzos de tensión que surgen de las cargas laterales como las de viento o sismo.

El post-tensado en la mampostería se logra tensando los tendones contra la mampostería luego de que esta es colocada. Esto permite una facilidad de construcción y se evita la reducción de la deformación elástica como sucedería en el proceso de pre-tensado.

Los sistemas de pre-tensado y post-tensado son utilizados con éxito en lugares como Europa, Australia y Canadá. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.16.5 Mampostería sin mortero. Este sistema de construcción con mampostería consiste en bloques de concreto «machihembrados». En otras palabras consiste en la colocación de bloques de mampostería que permiten que estos traben entre sí y exista un ahorro en su colocación debido a la falta de necesidad de un mortero.

Algunas de las ventajas de este tipo de construcción es que no requiere mano de obra calificada y su levantado es eficiente en cuanto al tiempo de elaboración de la edificación. Sin embargo, no es comprobable que la eliminación de los morteros resulte de beneficio para la estructura, debido a que esta mezcla ayuda en el sellado de juntas y la resistencia a la flexión. (Instituto Boliviano del cemento y el hormigón, 2010)

4.5.17 Morteros de pega.

4.5.17.1 Generalidades. Los primeros morteros de pega consistieron en yeso calcinado y arena utilizados en Egipto alrededor del año 2690 A.C., luego en Grecia y Roma se creó una combinación de cal viva, toba volcánica y arena. Las pruebas fueron variadas, e incluso se tienen registros que se utilizaron en los primeros asentamientos humanos en América del Norte en mezclas que consistían en un producto a base de arena y cal. (COGUANOR, 2012)

Los morteros no presentaron un gran avance sino hasta que se realizaron a base de cemento portland en el siglo XX, mezcla la cual presentó propiedades mucho más favorables para el constructor. (COGUANOR, 2012)

El mortero de pega en la mampostería, es una mezcla la cual tiene por propósito unir los bloques de mampostería de tal forma que el elemento, ya sea estructural o no, actúe como uno mismo, y se puedan asumir sus características como tal. Es capaz de

influir en propiedades estructurales y a la vez reducir la permeabilidad de la mampostería. (COGUANOR, 2012)

Un error muy común en la práctica constructiva es confundir que un buen concreto implica un buen mortero de pega, esto puede darse debido a que los componentes principales de ambos elementos fluidos son los mismos. Sin embargo, los morteros están direccionados para realizarse con características como presentar una mayor capacidad de trabajabilidad. Los métodos de colocación entre ambos también difieren. La persona involucrada en el ámbito constructivo debe tener en mente que el concreto hidráulico de por sí es un elemento estructural, mientras que el mortero de pega solamente está destinado a proporcionar unión entre elementos de mampostería. (COGUANOR, 2012)

4.5.17.2 Propiedades del mortero de pega. Las propiedades de los morteros de pega se dividen en dos grupos, el primer grupo se refiere a las propiedades en estado plástico, el segundo grupo en estado endurecido. Para el primer grupo se hace referencia a su trabajabilidad o consistencia y a su facilidad de retención de agua. Las propiedades en estado endurecido se enfocan en el comportamiento en un estado final, como lo pueden ser la adherencia, durabilidad, elasticidad y resistencia a los esfuerzos de compresión. (COGUANOR, 2012)

4.5.17.2.1 Propiedades en estado plástico.

Trabajabilidad.

Para un mortero en estado plástico es de gran importancia, debido a que un mortero que presente una buena trabajabilidad será más fácil de extender con una paleta o cuchara de albañil al momento de colocarlo en la mampostería. Un mortero

con esta característica, soporta el peso de los bloques, permite su alineamiento, se adhiere a las superficies y se escurre fácilmente para las juntas. (COGUANOR, 2012)

La trabajabilidad realmente es la unión de varias propiedades como la consistencia, adhesión, cohesión y plasticidad. Debido a que se cuenta con pocos estudios capaces de medir la trabajabilidad y las propiedades que se compone, es más accesible dejar su medición en campo a la experiencia constructiva de un trabajador. (COGUANOR, 2012)

Retención de agua.

Es la habilidad de un mortero de retener el agua bajo un efecto de succión. Básicamente es una propiedad que permite por un tiempo limitado, colocar el mortero de pega al bloque de concreto sin que esta se endurezca. Esta capacidad es posible aumentarla mediante varios factores, como lo son la utilización de aditivos, contenido de cal, adición de agregados finos o materiales retenedores de agua. (COGUANOR, 2012)

Endurecimiento.

Es la propiedad relacionada con el fraguado del mortero de pega. A medida que este pierde contenido de agua en su mezcla, se endurece, efecto el cual se relaciona con cualquier elemento cementante. Es una acción que puede ser acelerada con el calor o retardada con el frío.

4.5.17.2.2 Propiedades en estado endurecido.

Adherencia.

Para su correcta elaboración es importante tomar en cuenta variables de contenido de aire, cohesión del mortero, tiempo de aplicación del mortero y colocación de unidad de mampostería, capacidad de succión de unidad de mampostería, retención de líquidos, presión aplicada al momento de colocación sobre la mampostería, y el tipo de acabado realizado sobre su superficie. (COGUANOR, 2012)

Para poder obtener un buen mortero de pega en cuanto a su adherencia, se debe recordar que la adherencia consta de tres aspectos: resistencia, grado de adherencia y durabilidad. (COGUANOR, 2012)

Para la evaluación de la adherencia existen varios documentos y ensayos disponibles, algunos de ellos son: ASTM C952, ASTM C1072, ASTM C1357, ASTM E518 y ASTM E72. (COGUANOR, 2012)

Extensibilidad y flujo plástico.

Se refiere a la capacidad de deformación del mortero de pega. Si su módulo de elasticidad es bajo, este será capaz de pequeños movimientos sin abertura en las juntas, mientras que un mortero de un módulo de elasticidad alto tendrá un menor flujo plástico para una misma relación de pasta-agregados. (COGUANOR, 2012)

Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión de un mortero de pega está comúnmente relacionada con su relación agua-cemento. El método de ensayo para medir la resistencia es el NTG 41050h1 (ASTM C780), el cual hace uso de cubos de 50 milímetros.

Es importante que el constructor tome en cuenta que la selección de un mortero de pega no debe basarse únicamente en la resistencia a la compresión, algunas veces la adherencia, la trabajabilidad y la capacidad para retener agua pueden ser factores de mayor determinación. (COGUANOR, 2012)

4.5.17.2.3 Selección y uso. Para los morteros de pega utilizados en mampostería se debe cumplir con la norma ASTM C270 y con lo especificado en la Tabla 9, de clasificación de los morteros de pega por sus propiedades o proporción. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Si existiera un mortero de pega premezclado para unidades en la mampostería, debe cumplir con la norma ASTM C1142.

Tabla No. 26: Clasificación de los morteros de pega.

Mortero tipo	Especificación de los morteros por propiedad ⁽¹⁾			Especificación de los morteros por proporción				
	Resistencia mínima a la Compresión f'_{cp} MPa ⁽²⁾	Flujo en (%) ⁽³⁾	Retención Mínima de Agua	Cemento Portland	Cal hidratada ⁽⁴⁾	Cemento para Mampostería ⁽⁷⁾	Arena/Material Cementante ⁽⁵⁾	
							Min.	Máx.
H	22.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.00	2.5
M	17.5	115-125	75%	1	0.25	no aplica	2.25	3.0
				1	no aplica	1	2.25	2.5
S	12.5	110-120	75%	1	0.25 a 0.50	no aplica	2.50	3.5
				0.5	no aplica	1	2.50	3.0
N ⁽⁶⁾	7.5	105-115	75%	1	0.50 a 1.25	no aplica	3.00	4.5
				0	no aplica	1	3.00	4.0

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Según la Asociación Colombiana de ingeniería sísmica (2010), se deben tomar en cuenta las siguientes notas.

1. Solo para el diseño de mezclas de morteros en laboratorio, con base en los materiales que van a ser utilizados en obra. El control de morteros en obra se debe realizar de acuerdo con la norma NTC 3546 (ASTM C780).
2. Ensayo de resistencia a la compresión a 28 días en cubos de 50 milímetros de lado.
3. Ensayo realizado según NTC 4050 (ASTM C91)
4. Se puede utilizar cal hidratada en polvo tipo N o S.
5. Para este cálculo no se incluye como cementante la cal.
6. El mortero tipo N solo se permite en sistemas con capacidad mínima de disipación de energía en el rango inelástico.
7. El tipo de cemento para mampostería (M, S o N) será el mismo que el tipo de mortero de pega.

4.5.17.2.4 Dosificación del mortero de pega. Para poder clasificar el tipo de mortero ya sea H, M, S o N se debe cumplir con la dosificación mínima de sus componentes y con la resistencia a compresión medida a los 28 días. Para una correcta elaboración los componentes de los morteros de pega deben basarse en experiencia en campo para obras similares o en ensayos previos de laboratorio.

El investigador, diseñador y constructor deben tomar en cuenta que la denominación H, M, S o N es exclusiva para morteros de pega de mampostería.

Para medir la resistencia a compresión del mortero se deben tomar muestras en cubos de 50 milímetros por lado, o cilindros de 75 milímetros de diámetro por 150 milímetros de altura.

Se debe cumplir además, con los valores de condiciones mínimas de flujo inicial y retención de agua.

Debido a que en las especificaciones de los morteros por proporción presentados en la tabla, hacen mención a dos tipos de dosificaciones utilizando en una cemento portland y cal hidratada, y para la otra cemento portland y cemento para mampostería, es importante aclarar que es permitido tomar una de las dos combinaciones, pero es inaceptable mezclar para el mortero de pega cal hidratada y cemento de mampostería. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

4.5.17.2.5 Especificaciones de los componentes. Las siguientes son especificaciones según los materiales de los cuales se compone un mortero de pega, la Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica (2010) hace mención de ciertos cuidados y revisiones que deben realizarse para dichos componentes y asegurar la calidad y cumplimiento de las normas. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Cal hidratada.

La cal utilizada en el mortero de pega debe ser de tipo hidratada y se debe comprobar que esta no puede causar ningún efecto perjudicial a la mezcla. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Agregados.

Se deben atener a la norma NTC 2240 (ASTM C144) la selección de agregados para el mortero de pega y cumplir con la verificación que los mismos no se encuentran en conjunto con contaminantes que afecten las propiedades del mortero de pega. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Agua.

Se debe asegurar que el agua utilizada para el mortero de pega no contenga ningún contaminante en cantidades perjudiciales, tales contaminantes son aceite, ácidos, alcoholes, sales, materiales orgánicas u otras sustancias de esta misma índole que puedan causar dicho efecto. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Colorantes y aditivos.

Al momento de utilizar colorantes y aditivos, es importante que estos queden aprobados por el supervisor técnico. El cual deberá hacer uso de ensayos de laboratorio que las propiedades del mortero de unión están siendo afectadas. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Preparación en obra.

Al momento de preparar un mortero en obra se debe tomar en cuenta todas las consideraciones previamente descritas en este capítulo. Se debe hacer uso de mezcladoras mecánicas, independientemente si esta se está preparando en seco o con agua de amasado. En todo momento debe buscarse una plasticidad y consistencia aceptables para su trabajabilidad adecuada. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Para morteros mezclados en seco en obra, deben mezclarse previos al contacto con el agua de la arena y el cemento. Bajo ninguna circunstancia esta mezcla es permitida usarla después de dos horas y media de realizada. La única excepción es un mortero de premezclado de larga vida. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Los morteros premezclados de larga vida se deben utilizar de acuerdo a las especificaciones por el fabricante. Adicional a esto, se deben realizar ensayos de prueba para el aseguramiento de la calidad de los premezclados y ningún deterioro en las propiedades. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

4.6 Bloque de ladrillo

4.6.1 Breve reseña histórica.

El ladrillo es una pieza cerámica que simboliza la vida sedentaria y urbana; el deseo de integrarse; la esperanza de afincarse.

Es el más antiguo de los materiales de la construcción empleado por el hombre. La idea de su creación nació en forma espontánea, por la simple observación de la naturaleza a través de la mirada de unos pastores que al apagar su fogata encendida sobre suelo arcilloso, observaron que la tierra enrojecía y quedaba tan rígida y resistente, que soportaba el impacto del agua de lluvia.

Su descubrimiento modificó y generó cambios en la sociedad que los produjo. El hombre lo fabricó para salir de la cueva, levantar la ciudad e imponer el concepto de lo urbano impulsando las antiguas primeras civilizaciones de Mesopotamia y Palestina, donde apenas se disponía de madera y piedras.

Los constructores sumerios y babilonios levantaron zigurats, palacios y ciudades amuralladas con ladrillos secados al sol, que recubrían con otros ladrillos más resistentes cocidos en hornos. En sus últimos años los persas usaron el ladrillo al igual que los chinos, que levantaron la gran muralla. Los romanos construyeron con ladrillos, arcos de medio punto y con ellos edificios de grandes dimensiones como templos, arcos de triunfo, termas, anfiteatros y acueductos. (Inmaco, s.f.)

En el curso de la Edad Media, el Imperio Bizantino, heredero de los saberes romanos y el occidente cristiano, con el Románico y el Gótico del norte de Italia, los Países Bajos y Alemania, así como en cualquier otro lugar donde escasea la piedra, los constructores utilizaron el ladrillo por sus cualidades funcionales y decorativas. Realizaron construcciones con ladrillos templados, rojos con y sin brillo, creando una amplia variedad de formas, cuadros, figuras de punto de espina, tejido de esterilla o lazos flamencos. Pero fue en España donde, por influencia musulmana, el uso del ladrillo alcanzó más difusión, sobre todo en Castilla, Aragón y Andalucía. (Inmaco, s.f.)

En América, el ladrillo era conocido por los indígenas americanos de las civilizaciones prehispánicas que, en regiones secas, erigieron casas de adobe secado al sol. Las grandes pirámides de los Olmecas, Mayas y otros pueblos fueron levantadas con ladrillos revestidos de piedra. Con la llegada de Colón en el siglo XV, la tradición musulmana se difundió en la América hispana. (Inmaco, s.f.)

En América del Norte, la influencia de la arquitectura georgiana británica, introducida por los colonos, impulsó las construcciones ladrilleras. Más adelante, la inmigración europea de los siglos XIX y XX consolidó su uso a través de italianos y españoles. Tradición que perdura hasta la actualidad.

4.6.2 Generalidades del ladrillo.

4.6.2.1 Definición. Pieza de cerámica de forma ortoédrica y de poco grosor, formada a partir de arcilla amasada secada y cocida, que se utiliza para construir muros, pavimentos, etc. (Construpedia, 2010)

4.6.2.2 Descripción ampliada. Los ladrillos son piezas de forma de paralelepípedo resultantes de la cocción de tierras arcillosas.

Por su fabricación se clasifican en:

Ladrillos de tejar: Son hechos a mano, toscos, de caras rugosas y no muy planas.

Ladrillos mecánicos o cerámicos: Se obtienen con arcillas seleccionadas, moldeadas con máquinas o prensas, cocidos en hornos de fábrica, lo que se traduce en uniformidad de tamaño y cocción.

Los ladrillos mecánicos o cerámicos pueden ser de varios tipos:

Ladrillo macizo: Se le define como ladrillo macizo a aquel ladrillo que no tiene orificios o, si los tiene, estos están en su cara mayor.

Ladrillo hueco: Ladrillo cuyo interior presenta más del 33% de volumen de huecos, que tienen forma cilíndrica y longitudinales. Los agujeros se encuentran en las caras laterales de la pieza. Son piezas de utilización muy frecuente, de diferentes dimensiones y cantidad variable de agujeros.

Ladrillo perforado: Ladrillo cuyo interior presenta entre un 10 y un 33% de volumen de huecos. Estos ladrillos presentan su masa agujereada, generalmente con perforaciones circulares o en forma de rombos.

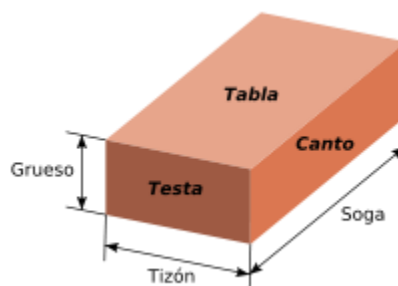
Ladrillo refractario: Ladrillo usado para soportar temperaturas altas y cambios de temperatura bruscos; se les emplea en chimeneas y hornos debido a su resistencia a las altas temperaturas. Los más utilizados son de dos tipos, según su contenido de arcillas con sílices o alúminas. (Construpedia, 2010)

Ladrillo Refractario con alto contenido en alúmina: Estos ladrillos tienen un coeficiente de dilatación térmica muy bajo, por lo cual están preparados para soportar altas temperaturas y luego se enfrían sin llegar a presentar dilataciones o deformaciones significativas que lo afecten. Son ladrillos de alto coste porque son escasas las arcillas con que se fabrican. (Construpedia, 2010)

Ladrillos Refractarios con Alto Contenido de Sílice: Estos ladrillos pueden soportar altas temperaturas, y a diferencia de los anteriores, se dilatan de manera considerable cuando son sometidos a fases alternativas y continuas de calor y frío. Dichos cambios bruscos de temperatura los afecta de tal modo, que finalmente los desintegra. Se les emplea en aquellos sitios donde las temperaturas altas son continuas. (Construpedia, 2010)

4.6.2.3 Geometría. La forma de un ladrillo es la de un prisma rectangular, en el que sus diferentes dimensiones reciben el nombre de *soga*, *tizón* y *grueso*, siendo la *soga* su mayor dimensión. Así mismo, las diferentes caras del ladrillo reciben el nombre de *tabla*, *canto* y *testa*. (Construpedia, 2010)

Imagen No.98: Partes del ladrillo.



Fuente: Construpedia.

4.6.2.4 Características, propiedades y condiciones que debe reunir los ladrillos. Los ladrillos de buena fabricación tienen que ser sólidos, resistentes, sin fisuras y que se puedan cortar de un simple golpe de cuchara de albañil. La forma debe ser homogénea, compacta, luciente y extenta de caliches; no deben estar demasiado cocidos ni poco cocidos o blandos, por desmoronarse fácilmente. En resumen, el ladrillo tiene que tener una buena cocción, color uniforme, sonido claro y seco cuando se golpea.

4.6.2.5 Tierras convenientes para la fabricación de los ladrillos. Las mejores tierras para la fabricación de ladrillos son las arcillosas, en las cuales la arcilla (silicato de alúmina hidratado) es el compuesto predominante, conteniendo además carbonato de calcio, arena y óxido de hierro. Esta arcilla es proveniente de la descomposición de rocas feldespáticas, provocada por la acción corrosiva del aire y la disolución mecánica del agua. Se presentan formando extensos depósitos en los terrenos de alusión. La arcilla pura se llama caolín y proviene de los feldespatos más puros, es llana y se emplea en la fabricación de porcelana. La experiencia demuestra que los mejores ladrillos se fabrican de la arcilla que contiene asociada la cal, el óxido de hierro y la arena; estas tres sustancias, cuando no son excesivas, provocan durante la cocción una vitrificación haciendo los ladrillos más duros y resistentes. La arena, que es el material desengrasante para la mezcla de arcilla, debe ser silícea y de grano fino. (Inmaco, s.f.)

4.6.3 Proceso de elaboración de ladrillo. El proceso de fabricación del ladrillo ha variado poco con el transcurrir del tiempo, y cada empresa o entidad que fabrica ladrillos lleva a cabo este proceso en seis etapas bien diferenciadas.

4.6.3.1 Extracción de materia prima. La arcilla se obtiene de materiales cuyo contenido de feldespatos, sílice y otros metales garanticen la resistencia del material una vez terminado. Las distintas mezclas de barro son humectadas para darle plasticidad al producto durante la formación de las piezas y le da resistencia durante el quemado. Dependiendo del producto final que se desea realizar, se añaden arcillas menos plásticas que ayudan a disminuir la plasticidad del barro y así lograr una formación óptima de las piezas de arcilla.

4.6.3.2 Preparación de barro. El barro se muele, y una vez se ha reducido el tamaño de las partículas del material por ese proceso, se agrega agua para lograr su plasticidad y obtener la consistencia de una pasta. La humedad en el material facilita su moldeo. La mezcla así trabajada es transportada, refinada y homogenizada.

4.6.3.3 Formación del ladrillo. La mezcla húmeda se extrae al vacío, es decir se fuerza a través de un molde que le da la forma final al producto. En la extrusión se extrae todo el aire a la pasta para lograr mayor resistencia y menor porosidad. El producto sale del molde en un bloque continuo, el cual luego es cortado con las especificaciones necesarias de la pieza trabajada para luego ser colocados en tarimas que son utilizadas para secar el material.

4.6.3.4 Secado. El proceso de secado puede variar dependiendo de las instalaciones que se tengan. Usualmente el secado se realiza en cámaras donde se hace circular aire caliente. La combinación de la temperatura y el aire en circulación logran secar el ladrillo, ya que el aire caliente tiene una mayor capacidad de retención de humedad. El tiempo de secado varía dependiendo de varios factores entre los cuales cabe mencionar el tipo de material, el grosor de las paredes del mismo, la temperatura ambiente y la humedad relativa.

4.6.3.5 Almacenamiento. Cuando el producto se ha cocido y es resistente y llena las exigencias de calidad, se coloca en formaciones de paquetes que hacen fácil su traslado de un lugar a otro. Usualmente se van atando o protegiendo los paquetes utilizando cinta plástica para evitar los riesgos de caer y dañarse.

El almacenamiento es un punto importante dentro del proceso de fabricación porque debe ser un lugar que los proteja de los elementos como el agua, el sol excesivo o la humedad extrema que podrían en alguna manera afectar su calidad. Además de que permita que los mismo puedan manipularse fácilmente, o sea trasladarse cuando hay que despacharlos o mover de lugar para inventariar y otras tareas que se deban realizar.

4.6.4 Clasificación de los ladrillos. Los ladrillos pueden ser clasificados por tres características: su fabricación, cocción y forma.

Clasificación de los ladrillos por su fabricación:

- Ladrillo de tejar fabricados a mano, secados en horno hormiguero
- Ladrillo de mesa fabricado a mano, cocido en hornos fijos
- Ladrillos prensados, de cara fina, fabricados con prensa de estampa y cocidos en horno fijo.

Clasificación de los ladrillos por su cocción:

- Adobes secados al sol, no sometidos a acción del fuego.
- Ladrillos santos, son los que por un exceso de cocción se le ha producido una vitrificación
- Ladrillos recochos, son los que han estado sometidos a una cocción dispareja, presentan manchas pardas y rojizas.
- Ladrillos pardos, son los que han sufrido una cocción insuficiente.

Clasificación de ladrillos por su forma:

- Ladrillos macizos, de forma paralelepípedos.
- Ladrillos perforados, son los que presentan perforaciones en cualquiera de las aristas
- Ladrillos huecos, son los que presentan perforaciones paralelas en cualquiera de las aristas.
- Ladrillos aplantillados, son los que tienen forma geométrica diferente a la de los paralelepípedos.
- Ladrillos de mocheta, tienen un corte cuadrado en uno de sus ángulos para adaptarlos a uno de sus huecos.

4.6.5 Tipos de ladrillos disponibles en Guatemala. En Guatemala existen variedad de ladrillos que fabrican las distintas empresas que se dedican a esta industria, sin embargo, por los motivos de estudio se le dará únicamente un enfoque a los ladrillos estructurales.

4.6.5.1 Ladrillos tipo bloque.

Tabla No. 27: Superblock.

Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	19 – 14 – 39
Peso/Unidad (Lbs)	21.11
Unidades/m²	12.5
Aplicación	Mampostería confinada, muros divisorios, muros a la vista
Resistencia (kg/cm²)	95

Tabla No. 28: Superblock liviano.

Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	19 – 14 – 39
Peso/Unidad (Lbs)	17
Unidades/m²	12.5
Aplicación	Mampostería confinada, muros divisorios, muros a la vista
Resistencia (kg/cm²)	60

Tabla No. 29: Blockon.

Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	19 – 19 – 39
Peso/Unidad (Lbs)	28
Unidades/m²	12.5
Aplicación	Mampostería confinada, muros divisorios, muros a la vista
Resistencia (kg/cm²)	desconocida

Tabla No. 30: Supertabique.

Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	Peso/Unidad (Lbs)	Unidades/m²	Resistencia (kg/cm²)
19-9-39	14	12.5	50
19-11-39	15.30	12.5	50

Tabla No. 31: Tolete.

Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	Peso/Unidad (Lbs)	Unidades/m²	Resistencia (kg/cm²)
20-10-40	14	12	70
20-15-40	21.2	12	80

4.6.5.2 Ladrillos tipo tubular.

Tubular.

Los ladrillos tipo tubular se utilizan para mampostería confinada, muros divisorios y muros a la vista. Son clasificados de poder utilizarse para paredes de carga “tipo A”.

Tabla No. 32: Ladrillo tubular.

Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	Peso/Unidad (Lbs)	Unidades/m²	Resistencia (kg/cm²)
6.5-11-23	4	55.6	80
6.5-11-23	4.2	56	116
6.5-14-29	6.4	45	110
11-11-23	6.50	34.7	80
14-11-29	10	22.2	80
6.5-14-29	5.75	44.4	80
9-14-29	8	33.3	80
9-14-29	7.94	33.5	100
9-14-39	11	25	80
9-14-39	11.79	25	100
9-19-39	14	25	-
14-14-29	12.25	22.2	80
19-14-29	17	16.7	80

4.6.5.3 Ladrillos tipo perforado. La utilización de ladrillo tipo perforado se da para muros de carga tipo “A”, pozos de visita y encaminamientos.

Tabla No. 33: Ladrillo tipo perforado.

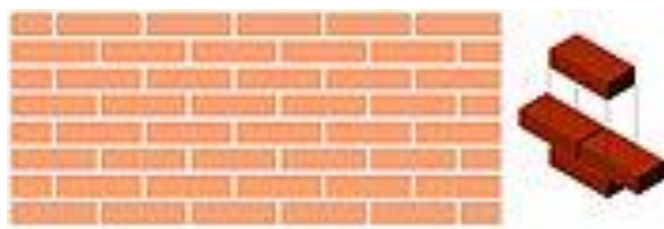
Dimensiones (cms) Alto-ancho-largo	Peso/Unidad (Lbs)	Unidades/m ²	Resistencia (kg/cm ²)
6.5-11-23	4.50	56	100
11-11-23	8	35	100

Fuente: Inmaco

4.6.6 Aparejos. Aparejo es la ley de traba o disposición de los ladrillos en un muro, que estipula desde las dimensiones del muro de manera que el muro suba de forma homogénea en toda la altura del edificio o estructura a levantar. Algunos tipos comunes de aparejo para estructuras de ladrillo son los siguientes:

4.6.6.1 Aparejo a sogas. En este tipo de aparejo los costados del muro se forman por las sogas del ladrillo, tiene un espesor de medio pie y es muy utilizado para fachadas de ladrillo de cara vista.

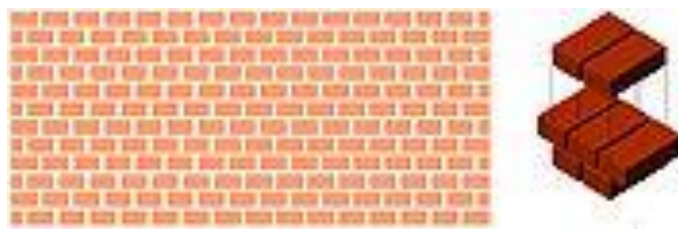
Imagen No.99: Aparejo a sogas.



Fuente: Construpedia.

4.6.6.2 Aparejo a tizones o a la española. En este caso los tizones forman los costados del muro y su espesor es de un pie. Muy utilizado en muros que soportan cargas estructurales que pueden tener entre 12.5 cm y 24 cm colocados a media asta.

Imagen No.100: Aparejo a tizones.

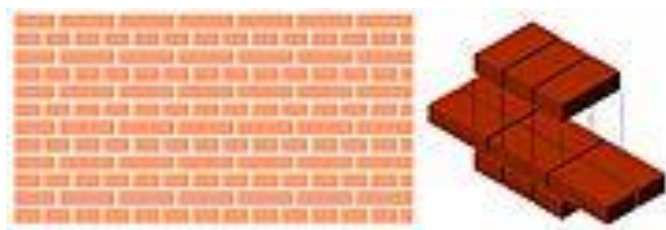


Fuente: Construpedia.

4.6.6.3 Aparejo a sardinel. Este tipo de aparejo es formado por piezas dispuestas a sardinel, es decir, de canto, de manera que se ven los tizones.

4.6.6.4 Aparejo inglés. En este caso se alternan ladrillo a soga y tizón, trabando la llaga a ladrillo terciado, dando un espesor de 1 pie. Se emplea mucho para muros portantes en fachadas de ladrillo de cara vista. Su traba es mejor que el muro a tizones pero su puesta en obra es más complicada y requiere mano de obra más experimentada.

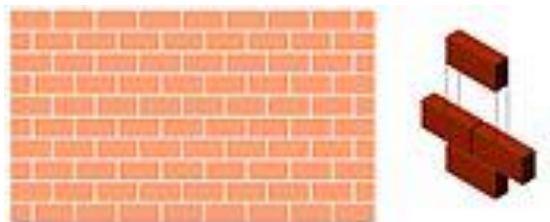
Imagen No.101: Aparejo inglés.



Fuente: Constupedia.

4.6.6.5 Aparejo en panderete. Este tipo de aparejo es el empleado para la ejecución de tabiques, su espesor es el del grueso de la pieza y no está preparado para absorber cargas excepto su propio peso.

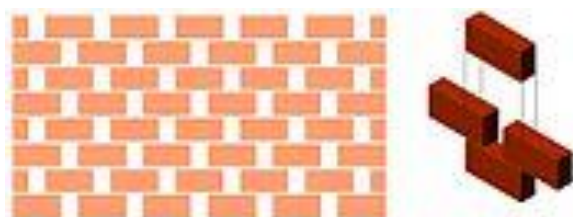
Imagen No.102: Aparejo en panderete.



Fuente: Constupedia.

4.6.6.6 Aparejo palomero. Este aparejo es como el aparejo en panderete pero dejando huecos entre las piezas horizontales. Se emplea en aquellos tabiques provisionales que deben dejar ventilar la estancia y en un determinado tipo de estructura de cubierta.

Imagen No.103: Aparejo palomero.



Fuente: Construpedia.

4.6.7 Exigencias para la colocación de ladrillos. La colocación de ladrillos tiene varias exigencias para su colocado dentro de las cuales se mencionan las más importantes a continuación:

- Colocar las piezas cerámicas perfectamente mojados
- Colocar los ladrillos apretándolos de manera de asegurar una correcta adherencia del mortero
- Hiladas horizontales y alineadas
- Las juntas verticales deberán ir alternadas sin continuidad con espesor de 1.5 cm.
- Los muros que se crucen o empalmen deberán ser perfectamente trabados.
- Siempre se debe controlar el plomo y nivel de las hiladas
- No se permite el empleo de clavos, alambres o hierros para la traba de paredes.
- Las paredes irán unidas a las estructuras por armaduras auxiliares.

4.6.8 Propiedades físicas del ladrillo.

4.6.8.1 Geología. Los ladrillos se forman de arcilla, un material sedimentario. Se encuentra en casi todos los países del mundo.

4.6.8.2 Química. Las arcillas consisten en un 65% óxido de sílice y un 20% óxido de aluminio. Pueden también contener otros óxidos metálicos (calcio, magnesio, sodio, potasio, vanadio). Tales óxidos imparten colores, bajan la temperatura de vitrificación, y afectan la apariencia y durabilidad.

4.6.8.3 Características visuales y de servicio.

- *Color:* este varía según los óxidos metálicos que tenga la arcilla.
- *Tolerancias dimensionales:* Las tolerancias dimensionales van de acuerdo a la norma ASTM C34, la cual corresponde para unidades de mampostería tipo bloque de perforación vertical de arcilla cocida, pero normalmente son de $\pm \frac{1}{4}$ de pulgada. (Klingner, 2011)

- *Durabilidad*: esta se expresa en términos de la cantidad de agua hirviendo que absorba la unidad.
- *Eflorescencia*: esta es un residuo químico, blanco o a colores, que se deja cuando sales metálicas se cristalizan en la superficie de la mampostería. Se produce cuando agua que lleva iones negativos disueltos (sulfatos, carbonatos, etc) pasa por la mampostería, y los combina con iones positivos (iones metálicos), o los adquiere de las unidades. La formación de la eflorescencia no tiene efectos estructurales, pero es desagradable desde el punto de vista estético. Para prevenirla, es más útil minimizar el flujo de agua por la mampostería. (Klingner, 2011)
- *Absorción de agua*: la absorción del agua de la unidad de mampostería depende en gran parte del tipo de fabricación de la unidad, sin embargo, la absorción presentada en las unidades de arcilla cocida no presenta una absorción mayor a 17%.

4.6.9 Propiedades mecánicas del ladrillo.

Resistencia a la compresión

La principal característica mecánica de las unidades de mampostería de arcilla cocida es su resistencia compresiva. El valor $f'm$, como se le denomina, se puede determinar mediante tres procedimientos:

- Por medio de registros históricos
- Por determinación experimental sobre muretes de prueba
- Por medio de ensayos sobre materiales individuales

Cuando el $f'm$ se determine mediante registros históricos, se debe considerar la validez y confiabilidad de los experimentos realizados, y seleccionar el $f'm$ de acuerdo con:

- Más de 30 ensayos históricos: Cuando existan más de 30 ensayos históricos, el valor de $f'm$ se podrá seleccionar como el 75% del promedio de los resultados del registro.
- Entre 10 y 30 ensayos históricos: El valor de $f'm$ se seleccionará como el 70% del promedio de los resultados del registro.
- Menos de 10 ensayos históricos: Cuando existan menos de 10 ensayos históricos, no se pueden utilizar los registros para determinar el $f'm$. (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1998)

La elaboración y ensayo de los muretes para la determinación de la resistencia compresiva de las unidades de mampostería se puede realizar cumpliendo la norma ASTM E447.

Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad para mampostería de arcilla cocida va en función de su $f'm$, y se toma como 750 veces el $f'm$.

Resistencia cortante

Esta se puede medir usando una prueba de compresión diagonal según la norma ASTM E519. Este ensayo se asemeja al ensayo en el cual se carga un cilindro de concreto

en el sentido transversal, creando así un campo de esfuerzos de tracción en el espécimen. Es una medida indirecta de resistencia en tracción diagonal.

4.6.10 Otras propiedades (No consideradas por ASTM). Además de la resistencia a la compresión y al corte, así como el módulo de elasticidad, se tienen otras propiedades que se presentan a continuación:

Resistencia en tracción

Típicamente 10% a 30% de la resistencia compresiva correspondiente (depende del grano, es decir, la dirección de extrusión de los ladrillos) (Klingner, 2011)

Taza inicial de absorción (IRA)

Esta se define como el número de gramos de agua absorbida en 1 minuto por 30 pulgadas cuadradas de área de cara. El rango ideal es de 10 a 30. (Klingner, 2011)

Adherencia (resistencia de la unión entre mortero y unidades)

Esta normalmente se mide según el “módulo de ruptura” y es típicamente unas 100 libras por pulgada cuadrada (7 kg/cm^2) para mortero de cemento y cal, y unas 50 libras por pulgada cuadrada (3.5 kg/cm^2) o menos para mortero de cemento para mampostería. La adherencia aumenta según la compatibilidad entre mortero y unidades; unidades con alta taza inicial de absorción deben usarse con mortero de alta retención de agua. (Klingner, 2011)

Expansión por humedad

Ladrillos de arcilla cocida, expuestos a la intemperie, experimentan una expansión permanente debido a la absorción de agua dentro de las partículas de arcilla no vitrificada. Este coeficiente es $k = 3 \times 10^{-4}$ pulg/pulg (3×10^{-4} mm/mm). (Masonry Standards Joint Committee (MSJC), 2005)

Coeficiente de expansión térmica

El coeficiente de expansión térmica es de $3 - 4 \mu\epsilon / ^\circ\text{F}$ ($5.4 - 7.2 \mu\epsilon / ^\circ\text{C}$) (Klingner, 2011)

4.6.11 Mortero de pega.

4.6.11.1 Importancia del mortero de pega. El mortero es una mezcla plástica de materiales que se utiliza para unir las unidades de mampostería en una masa estructural. El mortero tiene los siguientes propósitos:

- Funciona como un material base o cama para asentar las unidades de mampostería.
- Permite que las unidades se puedan nivelar y colocar correctamente en su lugar.
- Funciona como material de pega para las unidades.
- Provee capacidad de esfuerzo a compresión.
- Provee capacidad de esfuerzo a corte, particularmente paralelo al muro.
- Permite cierto movimiento y elasticidad entre las unidades de mampostería.
- Sella las irregularidades de la unidad de mampostería.
- Puede proveer color a la pared utilizando aditivos para darle color.

Históricamente, los morteros han sido fabricados con variedades de materiales, desde lodo, arcilla, tierra con cenizas, sangre de animal con tierra y arenas con cal. Hoy en día, los morteros consisten de una mezcla de materiales cementantes y arenas bien graduadas.

4.6.11.2 Especificaciones aplicables para mortero. Como todos los materiales de construcción y los procesos para realizar estos, la certificación de calidad de los morteros también se ve regida por una norma ASTM.

La norma ASTM C270: Especificaciones del Mortero para Mampostería, la cual también hace referencia a la norma ASTM C91: Especificación para “Cemento para Mampostería”.

Es importante mencionar que el mortero para mampostería puede especificarse por proporción o por propiedad, pero no por los dos métodos a la vez.

4.6.11.3 Materiales. Los principales componentes de un mortero son cemento, cal, arena y agua.

Función de cada material:

- *Cemento:* Este material es el encargado de darle al mortero la resistencia y durabilidad que se desea.
- *Cal:* La cal es un material que mejora las propiedades de adherencia de la mezcla. Este no reemplaza al cemento pero le da mejor trabajabilidad, mayor retención de agua, plasticidad y elasticidad. Al darle mayor retención de agua permite que las unidades de mampostería resistan la absorción del agua. La cal

también ayuda a la calidad del flujo plástico de mortero, facilitando el relleno de las cavidades y poros creando una adhesión fuerte.

- *Arena:* Actúa como material de relleno y también contribuye a la resistencia de la mezcla. Este material debe estar bien graduado y limpio ya que si existiera alguna materia o sustancia orgánica en la arena, el mortero perdería resistencia y podría llegar a adquirir manchas en la mezcla. La graduación de la arena es algo vital para lograr una buena mezcla para mortero ya que si esta es muy fina, la mezcla resulta débil y porosa. Por otro lado, si la arena tiene partículas muy grandes, se crean vacíos entre las partículas, lo que resulta en poca trabajabilidad de la mezcla y mucha permeabilidad.
- *Agua:* Este material es el que inicia la reacción del cemento a unirse a las demás partículas, por lo que se puede decir que el agua es el material que le da la plasticidad a la mezcla. Debe ser agua potable, libre de sustancias químicas o impurezas que puedan afectar químicamente la mezcla y por ende su resistencia y capacidad.

(Masonry Institute of America, 2012)

4.6.11.4 Tipos de mortero. Los tipos de mortero para mampostería se identifican según una nomenclatura que fue desarrollada para que no se atribuyera mejor calidad a ciertos tipos de mortero. En vez de utilizar una simbología como “A, B, C,”, se utilizó esta simbología: M, S, N, O. Estas letras provienen de la frase en inglés “M A S O N W O R K”, la cual traducida al español significa “Trabajo de albañil”. (Klingner, 2011)

4.6.11.5 Características de los distintos tipos de mortero.

Tipo M: Alta resistencia en compresión y adherencia con unidades.

Tipo S: Moderada resistencia en compresión y adherencia con unidades.

Tipo N: Baja resistencia en compresión y adherencia con unidades.

Tipo O: Muy baja resistencia en compresión y adherencia con unidades

Tipo K: Ya no se utiliza. (Klingner, 2011)

Tabla No. 34: Tipo de mortero para distintas clases de construcción.

Tipo de mortero ASTM	Clase de construcción
M	Mampostería sujeta a altos esfuerzos de compresión o altas cargas laterales debido a fuerzas de la tierra como sismos o viento. Para estructuras debajo o contra la tierra como muros de contención.
S	Para estructuras que requieran una buena unión para resistir los esfuerzos de flexión, y sujeto a fuerzas compresivas y laterales.
N	Uso general para estructuras sobre el nivel de tierra. Paredes internas y particiones.
O	Para muros y particiones no portantes.

Fuente: Reinforced Masonry Engineering Handbook.

4.6.11.6 Dosificación para distintos morteros. La dosificación para realizar el mortero dependerá del tipo de mortero que se desee. A continuación, una tabla con las proporciones del mortero por volumen para lograr cada tipo de mortero.

Tabla No. 35: Proporciones por volumen para mortero.

Tipo de mortero	Partes de cemento por volumen	Partes de cal por volumen	Resistencia mínima promedio a compresión a 28 días MPa kg/cm ²	Retención mínima de agua (%)	Arena
M	1	¼	17.5 175.0	75	No menor que 2.25 y no mayor que 3.5 veces la suma de los volúmenes de cemento y cal
S	1	de ¼ a ½	12.5 125.0	75	
Sa	1	1	7.0 70.0	75	
N	1	de ½ a 1 ¼	5.3 53.0	75	

* Cuando se coloca acero estructural en el mortero de cemento y cal, el contenido máximo de aire deber ser del 12 %.

Fuente: AGIES, Doc 7 NSE 4, página 39.

4.6.11.7 Mezclado del mortero. Lograr una homogeneidad en la mezcla del mortero es un aspecto muy importante para alcanzar la capacidad del 100% de la resistencia, elasticidad y demás características que clasifican a cada tipo de mortero como eficiente.

Existen distintas maneras de mezclar el mortero utilizado en la construcción. En el caso de Guatemala, la manera más común de realizarlo es en obra. Para realizar este procedimiento de la mejor manera se deben utilizar máquinas especiales para realizar la mezcla. La máquina por preferencia en el sector construcción en Guatemala es la concretera de barril o tambor (ver Imagen 7).

Primero, se debe agregar la mitad del agua y un cuarto de la arena a utilizar. Luego se agrega el cemento, la cal, cualquier aditivo a utilizar, el resto de arena y de agua. Todos los materiales se deben mezclar en la máquina durante tres a cinco minutos, agregando el agua suficiente para darle a la mezcla la trabajabilidad que se desea. Pequeñas cantidades de mortero podrán ser mezcladas a mano cuando esto sea aceptable. (Masonry Institute of America, 2012)

También existen morteros premezclados de fábrica, los cuales se pueden almacenar en obra a través de silos. Estos silos dispensan la mezcla de mortero seco directamente a una mezcladora mecánica, en la cual se le agrega el agua deseada y se mezcla por no más de cinco minutos. (James E. Amrhein, 2009)

Imagen No.104: Concretera de barril o tambor.



Fuente: Masonry Handbook.

4.6.12 Concreto líquido para mampostería (grout)

4.6.12.1 Importancia del concreto líquido de relleno para mampostería. El concreto líquido para mampostería se compone de cemento, arena y gravilla. Puede también tener cal hidratada, pero normalmente no la tiene. El concreto líquido, o grout como se le suele denominar, es colocado en las celdas vacías de las unidades de mampostería con el fin de confinar el acero de refuerzo del sistema estructural utilizado. Adicional a esto, el grout provee:

- Más área transversal del muro, dándole la capacidad al muro de soportar mayores fuerzas cortantes verticales y laterales que un muro sin grout.
- Agrega resistencia a la transmisión de sonido a través del muro.
- Incrementa la resistencia al fuego del muro.

- Al incrementar el peso del muro mejora la resistencia a volteo del muro.
(James E. Amrhein, 2009)

4.6.12.2 Especificaciones aplicables para concreto líquido de relleno. La especificación ASTM que aplica para los requisitos de concreto líquido para mampostería es la ASTM C476 (Grout for Masonry).

El revenimiento requerido para el concreto líquido para mampostería es de por lo menos 8 pulgadas (20 cm), esto es debido a que se desea que el concreto pueda fluir libremente por los vacíos de la mampostería. El alto revenimiento requerido forzará al concreto a llenar todos los espacios vacíos en la celda a llenar y así de esta manera, confinar completamente el acero de refuerzo. (Masonry Institute of America, 2012)

4.6.12.3 Tipos de concreto líquido o grout. El IBC (International Building Code) y el MSJC (Masonry Standards Joint Committee) identifican dos tipos de grout para las construcciones de mampostería: Fino y grueso. Como sus nombres lo implican, estos dos tipos de grout se diferencian principalmente por el tamaño permisible de agregados que se puede utilizar en su mezcla. (James E. Amrhein, 2009)

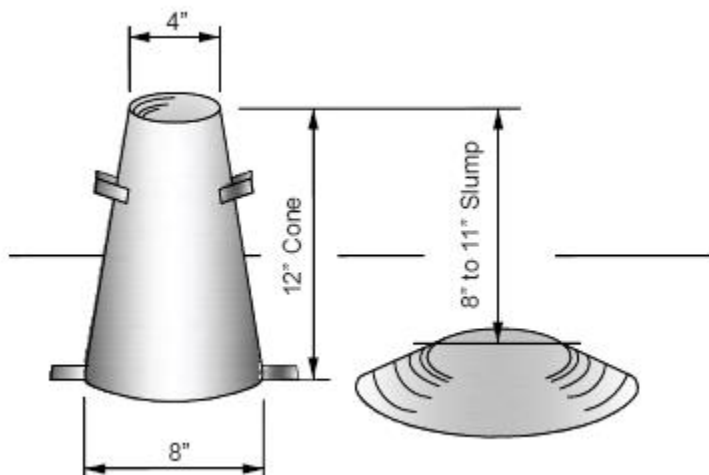
4.6.12.3.1 Grout fino. Este tipo de grout se utiliza cuando el espacio para el vaciado es pequeño, angosto o congestionado con refuerzo. Entre el acero de refuerzo y la unidad prefabricada de mampostería para levantado deberá existir un espacio libre mínimo de 6.5 mm. La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento y de 2.5 a 3 partes de arena con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 200 a 250 mm. (Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala, 2010)

4.6.12.3.2 Grout grueso. El grout grueso se utilizará cuando el espacio entre el acero de refuerzo y la unidad prefabricada de mampostería para levantado sea por lo menos 13 mm o cuando las dimensiones mínimas de las celdas en la pieza para levantado sean de 38 mm de ancho y 75 mm de largo. La proporción por volumen para esta mezcla deberá ser de 1 parte de cemento, 2.25 a 3 partes de arena, y de 1 a 2 partes de grava fina con una cantidad de agua suficiente que garantice un revenimiento de 200 a 250 mm. (Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala, 2010)

4.6.12.4 Revenimiento del grout. El contenido de agua en el grout es ajustado para proveer una fluidez y trabajabilidad de la mezcla. Esto le permite al grout ser colocado exitosamente en las celdas bajo varias condiciones de trabajo. El exceso de agua el grout es absorbido por las unidades de mampostería, reduciendo la aparente alta relación de agua/cemento. Adicional a esto, cuando la mampostería absorbe el agua de la mezcla de concreto líquido ayuda al curado del grout.

La fluidez de una mezcla es medida mediante la prueba del cono de revenimiento. Esta prueba consiste en utilizar un cono de 12 pulgadas de alto, con aberturas en ambos lados. La muestra de grout a utilizar no debe pertenecer ni al 10% inicial ni al 10% final de la descarga de la mezcla. El cono se debe colocar en una superficie horizontal y debe ser llenado en capas. Cada capa se debe compactar de manera circular, entendiéndose esto que se haga de afuera hacia adentro del círculo. Luego se debe levantar el cono de manera vertical, permitiéndole al grout llegar a un estado de descanso. La diferencia de altura desde la parte alta del cono hacia la parte alta del grout será el revenimiento. Para ambos tipos de grout, el revenimiento obtenido deberá estar entre 8 a 11 pulgadas. (James E. Amrhein, 2009)

Imagen No.105: Cono de revenimiento y medición de revenimiento de grout.



Fuente: Reinforced Masonry Engineering Handbook.

A continuación, se presenta una tabla en donde se expresan los revenimientos nominales recomendados para concretos de relleno según la absorción de las unidades de mampostería que se estén utilizando.

Tabla No. 36: Revenimiento permisible para los morteros y concretos de relleno, en función de la absorción de las unidades de mampostería utilizadas.

Absorción de la pieza, %	Revenimiento nominal ¹ , mm
8 a 10	150
10 a 15	175
15 a 20	200

¹ Se aceptan los revenimientos con una tolerancia de ± 25 mm.

Fuente: Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

4.6.12.5 Inyección del grout. Cuando la inyección del grout se deba realizar en celdas de más de 1.40 metros de altura, se deberá hacer una ventana de limpieza en parte baja del muro, la cual se cerrará después de haber hecho la limpieza y antes de colocar el grout. El grout luego se debe consolidar mediante el uso de un vibrador o de una barra y se compactará poco tiempo después de haber sido inyectado y consolidado. Ninguna celda donde se coloque refuerzo podrá tener una dimensión menor que 50 mm ni un área menor que 3,000 mm². (Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala, 2010)

4.6.12.6 Mezclado del grout. El mezclado del grout preparado en el sitio de la construcción debe ser mezclado por un mínimo de cinco minutos con el fin de asegurarse lograr una mezcla homogénea de los ingredientes. Los grout premezclados en fábrica también deben ser mezclados mecánicamente durante cinco minutos para lograr obtener la consistencia deseada. (James E. Amrhein, 2009)

4.6.12.7 Aditivos comunes para la mezcla de grout. Los aditivos son aquellos materiales diferentes al agua, cemento y agregados finos o gruesos que son agregados al grout, ya sea antes de o durante el mezclado con el fin de mejorar las propiedades del grout fresco o endurecido. También existen aquellos aditivos que decrementan su costo. (James E. Amrhein, 2009)

Los cuatro aditivos más comunes utilizados en mezclas de grout son:

- *Aditivos para compensar el encogimiento de la mezcla:* Estos aditivos son utilizados para compensar la pérdida de agua y el encogimiento del cemento creando gases expansivos en el grout.
- *Aditivos plastificantes:* Son utilizados para obtener el alto revenimiento requerido del grout, evitando el uso excesivo de agua. Por ejemplo, al agregar un

aditivo plastificante a una mezcla cuyo revenimiento es de 4 pulgadas se puede llegar a obtener un revenimiento en la mezcla de 8 a 11 pulgadas.

- *Aditivos reemplazantes de cemento:* Este tipo de aditivos son utilizados para disminuir la cantidad de cemento utilizada en la mezcla del grout sin afectar los enlaces y el esfuerzo a compresión que proporciona el cemento.
- *Aditivos acelerantes:* Los aditivos acelerantes reducen el tiempo de fraguado del grout, dándole de esta manera su esfuerzo máximo en menor tiempo. (James E. Amrhein, 2009)

Los aditivos se deben utilizar de una manera controlada ya que un uso no adecuado causa efectos negativos en la mezcla, reduciendo su capacidad de esfuerzo a compresión. De la misma manera se debe prestar atención al momento de utilizar dos distintos aditivos en la misma mezcla ya que la combinación de estos puede presentar resultados inesperados.

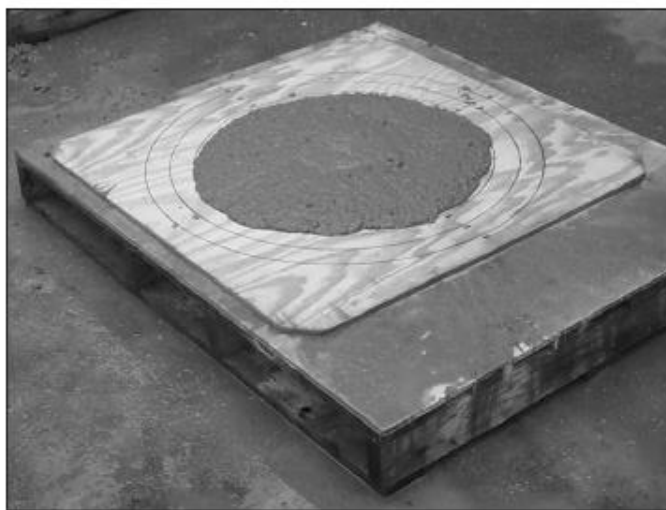
4.6.12.8 Consolidación del grout. El grout debe ser consolidado de la misma manera que el concreto. La consolidación elimina los vacíos de aire que puedan existir y causa que el grout pueda fluir libremente a los alrededores del refuerzo y a pequeños agujeros que puedan existir.

La consolidación puede realizarse utilizando una varilla de 3/8" cuando la altura de grout a consolidar sea menor a 12 pulgadas (30 cm). Cuando se deba consolidar grout que tiene una altura mayor a 30 cm, este proceso se debe realizar mediante el uso de vibradores. Debido a que el volumen de grout a consolidar será únicamente aquel que esté concentrado en una celda, el vibrador mecánico deberá ser utilizado únicamente durante unos segundos en cualquier punto de la celda. El uso excesivo del vibrador para

la consolidación incrementa la posibilidad de desalinear las unidades de mampostería ya colocadas. (James E. Amrhein, 2009)

Existe también un grout auto consolidante. Este tipo de grout tiene la propiedad que no necesita ser vibrado mecánicamente para consolidarse ya que lo hace por sí solo. Esta propiedad crea un ahorro en tiempo, mano de obra y equipo a utilizar, por lo cual representa un ahorro en el costo del proyecto. La alta fluidez del grout auto consolidante permite que la altura de relleno pueda ser mayor a 1.20 m. Este material tiene la principal característica que contiene aditivos plastificantes, por lo que a este tipo de grout no se le mide el revenimiento sino el esparcimiento.

Imagen No.106: Prueba de esparcimiento de grout auto consolidante.



Fuente: Reinforced Masonry Engineering Handbook.

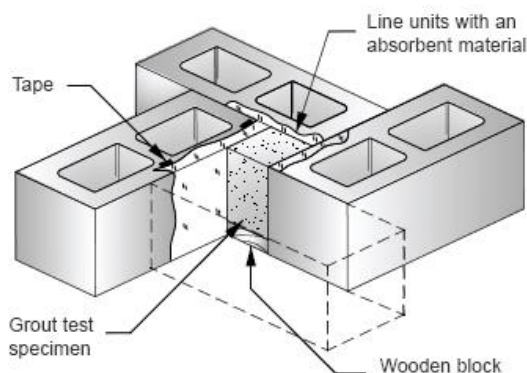
4.6.12.9 Propiedades del grout endurecido. La propiedad más importante del grout endurecido es su resistencia compresiva. En orden de alcanzar un confinamiento adecuado del acero de refuerzo y una unión resistente a las unidades de mampostería, la resistencia compresiva mínima requerida es de 2,000 psi a los 28 días, en concordancia con ASTM C1019 (“Resistencia Compresiva del Grout” o “Compressive Strength of Grout”). Sus valores máximos y mínimos a los 28 días, como lo dicta la norma NSE 7.4 AGIES, deberán ser de 1.5 y 1.2 veces la resistencia a compresión de la mampostería respectivamente. El módulo de elasticidad del grout, “ E_g ” en kg/cm^2 , se podrá estimar como una función de su resistencia a compresión de acuerdo con:

$$E_g = 15100 \sqrt{f_g}$$

Debido a su alta razón agua / cemento al vaciarse, el grout en moldes impermeables tiene una resistencia compresiva muy baja, la cual no representa su resistencia en condiciones reales, cuando las unidades que lo rodean le absorben el agua. (Klingner, 2011)

Por esta razón, en la norma ASTM C1019, se prescribe el uso de moldes permeables para comprobar la resistencia real del grout. La manera más común de hacerlo es arreglar unidades de la mampostería a utilizar para que envuelvan un cuadrado cuya base mide 2 pulgadas (5 cm) en cada lado, y cuya altura iguale la altura de las unidades. El cuadrado se rodea por toallas de papel o papel tipo filtro, para que la razón agua / cemento del espécimen creado se semeje a la del concreto líquido en la obra. (Klingner, 2011)

Imagen No.107: Espécimen de prueba a compresión para grout.



Fuente: Reinforced Masonry Engineering Handbook.

4.6.13 Refuerzo de acero.

4.6.13.1 Generalidades del refuerzo de acero. El refuerzo de acero en la mampostería ha sido extensivamente utilizado desde los años de 1930, revitalizando la industria de la mampostería en áreas sísmicas. El refuerzo de acero extiende las características de ductilidad, dureza y absorción de energía necesarias en estructuras sujetas a fuerzas laterales como la es la del sismo. (James E. Amrhein, 2009)

El refuerzo de acero funciona bien debido a los materiales; acero, unidades de mampostería, grout y el mortero, funcionan todos juntos como una sola unidad estructural. Debido a que el coeficiente de temperatura del acero, el mortero, el grout y las unidades de mampostería es muy similar, los distintos componentes de los materiales pueden actuar conjuntamente en rangos de temperatura normales.

Estructuras sujetas a altas cargas dinámicas laterales como lo son los sismos deben ser capaces de proveer el esfuerzo suficiente o la capacidad de absorber energía y la ductilidad suficiente para poder resistir estas fuerzas. El acero de refuerzo sirve para

resistir las fuerzas cortantes y de tensión que generan estas cargas dinámicas. También proporciona la suficiente ductilidad a las estructuras de mampostería para que la estructura pueda resistir las cargas de una mejor manera que las estructuras de mampostería no reforzada. (James E. Amrhein, 2009)

De manera que el acero de refuerzo puede proveer la ductilidad y esfuerzos adecuados, su colocación es de suma importancia para transmitir las cargas a través de la estructura. El ingeniero debe prestar atención especial a los detalles de refuerzo para garantizar una continuidad. Los siguientes incisos se deben cumplir:

- El tamaño y cantidad de refuerzo para la estructura debe ser el apropiado, de manera que se cumplan con los porcentajes máximos y mínimos de refuerzo que dictan los códigos utilizados.
- Se debe cumplir con el recubrimiento mínimo del refuerzo para garantizar su integridad y función dentro de la estructura.
- El espaciado longitudinal y transversal del refuerzo se debe cumplir.
- El anclaje de las barras a flexión y corte debe ser suficiente.
- Un traslape entre barras adecuado.
- Se deben proveer suficientes estribos, eslabones, etc., de manera que se provea suficiente confinamiento. (James E. Amrhein, 2009)

4.6.13.2 Requisitos del refuerzo de acero para estructuras de mampostería. A manera de cumplir con los requisitos que dictan los códigos sobre el refuerzo de acero, los siguientes incisos deben cumplirse al momento de utilizar un refuerzo de acero para una estructura de mampostería reforzada. Los siguientes requerimientos fueron tomados de la norma AGIES NSE 4-10, Requisitos prescriptivos para vivienda y edificaciones menores de uno y dos niveles.

- Las barras de refuerzo deben cumplir con la norma NTG 36011 (ASTM C915). Se prefieren corrugadas porque mejora la adherencia entre el concreto y el acero.
- La resistencia del refuerzo puede ser de 280 MPa (2,800 kg/cm² ó grado 40), 420 MPa (4,200 kg/cm² ó grado 60) ó 500 MPa (5,000 kg/cm² ó grado 70), alta resistencia, de conformidad con norma NTG 36011.
- El refuerzo denominado localmente como de grado 33 o comercial no debe usarse en vista que no posee ductilidad ni uniformidad y el por alto grado de variabilidad en resistencia, y dimensiones.
- Las barras de refuerzo de 280 MPa (2,800 kg/cm² ó grado 40) y/o 420 MPa (4,200 kg/cm² ó grado 60) se identifican por números, los más usados en la construcción de vivienda y edificaciones pequeñas son:

Tabla No. 37: Número y diámetro de barras mas usadas.

**NÚMERO Y DIÁMETRO DE BARRAS MAS USADAS
EN LA CONTRUCCIÓN DE VIVIENDAS**

Número	Diámetro (pulg) (mm)		Observaciones
2	1/4	6.4	Usado para los estribos de soleras, mochetas y cimientos trapezoidales
3	3/8	9.5	Usado para el refuerzo longitudinal de cimientos, soleras, mochetas, y para estribos de vigas y columnas
4	1/2	12.7	Usado para refuerzo longitudinal de vigas, columnas, soleras, mochetas, cimientos y zapatas

Fuente: AGIES NSE 4-10.

- Las de barras de 500 MPa (5,000 kg/cm² ó grado 70) normalmente se usan en diámetros milimétricos. La disponibilidad de los diámetros dependerá de los fabricantes o importadores, pero usualmente se manejan diámetros desde 3.80 mm hasta 6.41 mm en la versión corrugada.
- En algunas situaciones particulares será necesario cambiar de tipo de refuerzo. Para ello deberá tomarse en cuenta el tipo de elemento estructural donde se empleará para obtener los diámetros equivalentes. Por ejemplo, para soleras, mochetas y cimientos, el cambio de refuerzo longitudinal se basará en una equivalencia de fuerzas (multiplicación de áreas por esfuerzos), mientras que para estribos se modificará el espaciamiento acordemente.
- No emplear barras usadas anteriormente o rescatadas de escombros, porque pueden tener fallas que debilitan su resistencia.
- Se permite cierta cantidad de oxidación en los refuerzos si no está floja o suelta y no hay pérdida apreciable de área transversal.
- Antes de vaciar el concreto se debe revisar que el refuerzo esté limpio de óxido ó herrumbre suelta, incrustaciones y escamas, grasa, aceite, rebabas, mortero seco u otro recubrimiento que pueda afectar la adherencia.
- El refuerzo debe ser firmemente sostenido durante la colocación y fraguado del concreto. Las barras deben amarrarse en todas las intersecciones, excepto en el caso de espaciamientos menores de 300 mm, en el cual se amarrarán las intersecciones alternas.

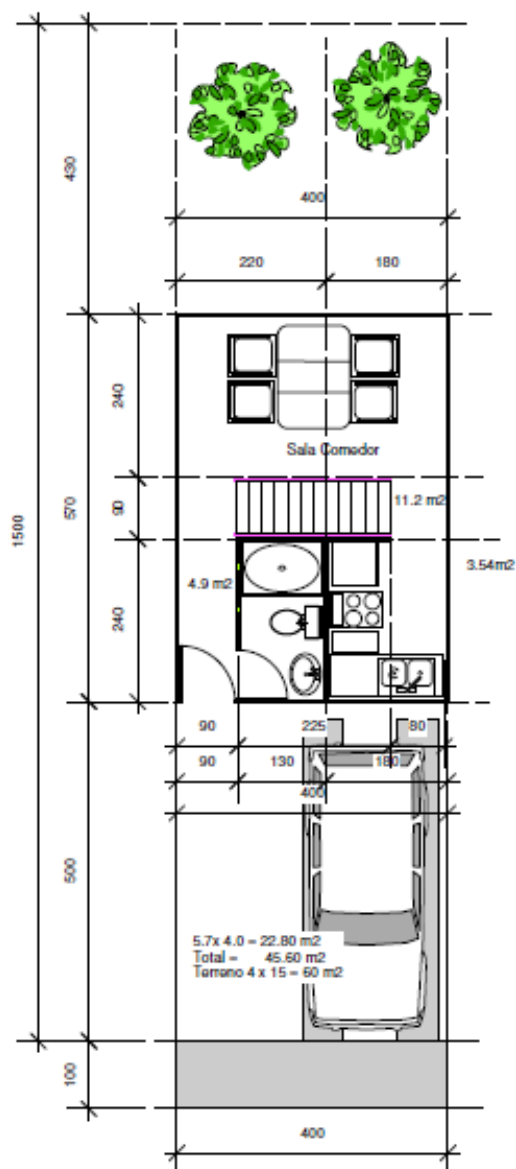
- El alambre usado para amarre debe tener un diámetro de 0.0625 ó 0.0800 pulgadas (1.59 a 2.03 mm), o calibre equivalente. No se permite el soldado de las intersecciones de barras de refuerzo.
- Además, la posición del refuerzo dentro de las formaletas debe mantenerse por medio de tirantes, bloques, ataduras, suspensiones y otros soportes aprobados. Los bloques deben ser de mortero de cemento prefabricado, de calidad, forma y dimensiones aprobadas. Las silletas de metal que entren en contacto con la superficie exterior del concreto, deben ser galvanizadas. Las camas de las barras deben separarse por bloques de mortero de cemento u otros medios igualmente adecuados. No es permitido el uso de guijarros, pedazos de piedra o ladrillos quebrados, tubería de metal o bloques de madera. Los estribos verticales deben estar siempre alrededor del refuerzo principal de tensión y adheridos adecuadamente a él.
- El empalme de las barras será permitido donde lo indiquen los planos. Hasta donde sea factible, los empalmes en tensión deben localizarse alejados de los puntos de momento máximo o de las zonas de altos esfuerzos de tensión.
- A menos que se indique de otra forma en los planos, la longitud del traslape en tensión, debe ser no menor de 24 y 36 diámetros de barra para barras de 280 MPa (2,800 kg/cm² o grado 40) o menos, ni menor de 200 mm.
- Los empalmes en zonas donde el esfuerzo crítico es de compresión y cuando se utilice concreto de 21 MPa (210 kg/cm² ó mayor, el traslape debe ser no menor de 20 y 25 diámetros de barra para barras 280 MPa (2,800 kg/cm² ó grado 40) ó menos y 420 MPa (4,200 kg/cm² ó grado 60) respectivamente, ni menor de 200 mm. En concreto de clase inferior a 21 MPa (210 kg/cm²), las longitudes de traslape anteriores deben incrementarse en 1/3.

- En los empalmes de traslape, las barras deben colocarse en contacto entre sí y amarrarse con alambre, de tal manera, que mantengan la alineación de las mismas y su espaciamiento, dentro de las distancias libres mínimas especificadas, con relación a las demás barras y a las superficies del concreto.
- Las barras no deben quedar torcidas ni tener curvaturas no especificadas al fundir el concreto.
- El acero de refuerzo debe almacenarse por encima del nivel del terreno, sobre plataformas, largueros, bloques u otros soportes de madera u otro material adecuado y debe ser protegido hasta donde sea posible contra daños mecánicos y deterioro superficial, incluyendo los efectos de la intemperie y ambientes corrosivos.
- Las barras de refuerzo deben ser dobladas en frío.
- A menos que los planos lo muestren en otra forma, los dobleces deben hacerse de acuerdo con los requisitos siguientes:
 - (a) Los estribos y las barras de amarre o sujeción del refuerzo deben doblarse alrededor de un pasador de un radio no menor del diámetro del estribo o barra
 - (b) Los dobleces para las otras barras No.3 (9.5mm) ó No.4 (12.7 mm), tendrán radios en el interior del pasador no menores de 2.5 veces el diámetro de la barra.

5. METODOLOGÍA DE DISEÑO

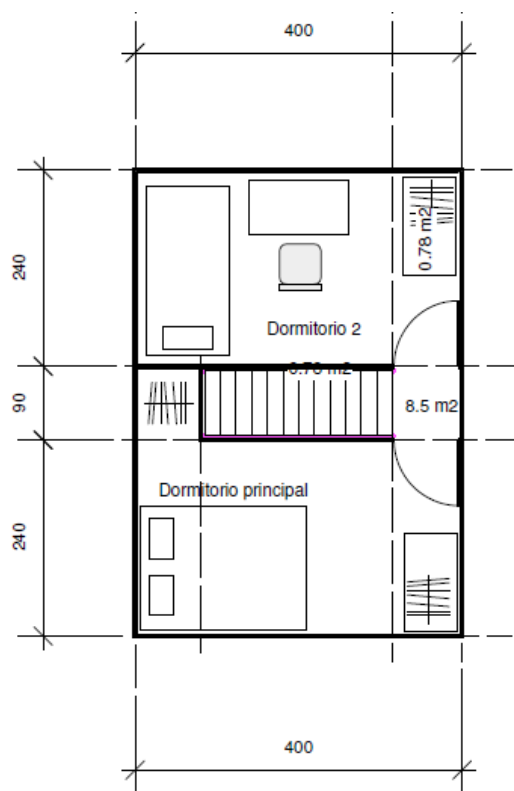
5.1 Bambú Guadua Angustifolia. En el presente trabajo se diseñó una vivienda de dos niveles. El material principal y de interés en esta sección del proyecto es el bambú Guadua Angustifolia. Se desarrolló principalmente con base en los reglamentos colombianos de construcción NSR 10 y el reglamento guatemalteco, AGIES, apoyado además de algunos otros reglamentos y normas. A continuación, se muestran planos de la vivienda que se diseñó.

Imagen No.108: Plano, planta de primer nivel.



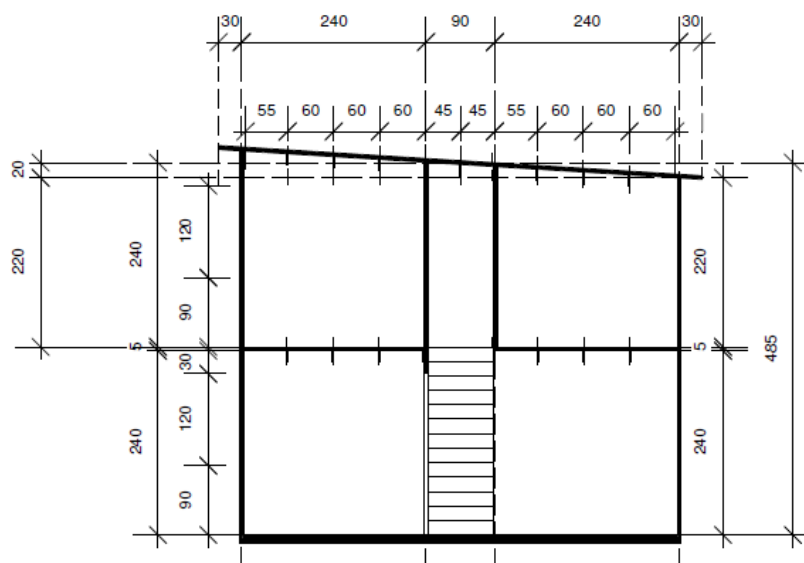
Fuente: Arquitecto Juan Pablo Blas.

Imagen No. 109: Planta de segundo nivel.



Fuente: Arquitecto Juan Pablo Blas.

Imagen No. 101: Elevación de vivienda.



Fuente: Arquitecto Juan Pablo Blas.

Los planos son para una edificación que se diseñará para la Ciudad de Guatemala, se usará para vivienda y la clasificación de obra es “ordinaria”. La dimensión de la estructura es de 45.60 metros cuadrados. La metodología de diseño para los elementos de bambú es el método por esfuerzos admisibles. A continuación, se describe el proceso de diseño. Si existen dudas sobre el proceso de diseño, en los apéndices se muestran los cálculos completos y planos para la vivienda.

5.1.1 Integración de cargas. Se obtuvieron las cargas de AGIES, norma guatemalteca. Se obtuvo la carga por peso propio de techo, carga muerta sobrepuesta de techo, carga viva de techo, carga de arena en el techo y carga de lluvia en el techo. Además, se calculó la carga de viento para la estructura, la cual depende del sector de Guatemala en que esté ubicada la obra, pues las velocidades del viento varían, además, depende de la altura de la estructura y de la exposición. A continuación, se muestran las cargas utilizadas:

- Peso propio de techo: $ppte = 40 \text{ kgf/m}^2$
- Carga muerta sobrepuesta de techo: $cmste = 50 \text{ kgf/m}^2$
- Carga viva de techo: $cvte = 50 \text{ kgf/m}^2$
- Carga de arena: $are = 36 \text{ kgf/m}^2$
- Carga de lluvia: $llte = 19.986 \text{ kgf/m}^2$
- Carga de viento: $Pw = 24.747 \text{ kgf/m}^2$

Teniendo las cargas, se realizan las combinaciones de cargas, para encontrar la carga crítica para la estructura. Las combinaciones de cargas se obtuvieron del reglamento colombiano NSR-10, título B. Esto se debe a que el reglamento con el que se diseñó la estructura de Guadua es el NSR-10. De cualquier forma, las combinaciones de carga son las mismas en AGIES y en NSR-10. La combinación de carga crítica fue la B.2.3.7.1, se muestra a continuación:

$$B.2.3.7.1 = (ppte + cmste) + 0.75 \cdot Pw + 0.75 \cdot cvte = 146.06 \text{ kgf/m}^2$$

Con esta carga se diseñarán los elementos de techo. Si se tiene dudas sobre las demás combinaciones o sobre las cargas, los cálculos se encuentran en el apéndice A.

5.1.2 Diseño de cubierta.

5.1.2.1 Diseño de costaneras. Se comenzó el diseño del techo, por diseñar las costaneras. Estos elementos son de Guadua. Los elementos se colocan con un espaciamiento de 1 metro. Esto porque la cubierta se hará de lámina galvanizada, y este material tiene como máximo, un espaciamiento de 1.20 metros. El área tributaria para estos elementos es de 1 metro, debido a que el espaciamiento es de 1 metro. Se colocaron en la dirección corta de la vivienda, para que la lámina tenga una pendiente paralela al lado largo de la vivienda. El espesor de pared para los elementos de Guadua, es aproximadamente la sexta parte que el diámetro. Por lo que se utilizó un diámetro de 10 centímetros y un espesor de pared promedio de 1.67 centímetros.

Seguidamente, se calculó la carga para cada elemento que fue de 146.06 kgf/m. Con esta carga se calculó el momento positivo y el momento negativo, del cual se toma el mayor. Los elementos tienen una longitud de 4 metros, pero para efectos de los momentos se utilizó 2 metros de longitud pues se tiene una viga que funciona como apoyo intermedio. Además se calculó el corte actuante. Las costaneras se calculan como vigas, por lo que se diseñan por flexión, por corte, por deflexión de carga viva y deflexión de carga muerta + viva. En cada una de las revisiones de cada elemento de Guadua, se utilizan esfuerzos admisibles, que se deben afectar con coeficientes de modificación. La fórmula del esfuerzo admisible modificado es la siguiente:

- $F'_i = F_i * C_D * C_m * C_t * C_L * C_F * C_r * C_p * C_C$

Dónde:

- F'_i = Esfuerzo admisible modificado por la sollicitación.

- F_i = Esfuerzo admisible en la sollicitación.
- C_D = Coeficiente de modificación por duración de carga.
- C_m = Coeficiente de modificación por contenido de humedad.
- C_t = Coeficiente de modificación por temperatura.
- C_L = Coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas.
- C_F = Coeficiente por modificación de forma.
- C_r = Coeficiente de modificación por redistribución de cargas.
- C_p = Coeficiente de modificación por estabilidad de columnas.
- C_c = Coeficiente de modificación por cortante.

Para el caso de esta vivienda, los coeficientes que se modifican son los de duración de carga, los de contenido de humedad, los de modificación por temperatura y los de cortante. Todos los demás serán 1, debido a que no aplican.

Al tener los esfuerzos admisibles, se realizan los cálculos pertinentes. A continuación, se muestran los resultados obtenidos de cálculos:

Tabla No. 38: Resultados de costaneras de techo.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexión (N/mm^2)	2.273	12.15	0.187
Corte (kgf)	146.06	480.53	0.304
Deflexión por carga viva (cm)	0.146	0.833	0.175
Deflexión por carga viva + muerta (cm)	0.46	1.111	0.414

Según la tabla anterior, el elemento está sobredimensionado, pero se puso de esta dimensión ya que es posible que sea difícil conseguir elementos de Guadua de un menor diámetro y por otro lado, un elemento de un menor diámetro, no será agradable a la

vista. Para conocer más detalles sobre los cálculos de las costaneras, referirse al Apéndice A.

5.1.2.2 Diseño de vigas de techo. Las vigas de techo se diseñaron de una manera similar a las costaneras de techo, pero con la diferencia que las vigas de techo soportan fuerza normal y paralela. Esto se debe a que las vigas de techo están inclinadas para producir la pendiente a la cubierta de lámina, que es de un siete por ciento.

Las vigas de techo tienen una longitud total de 6.10 metros. Estas tienen una mayor longitud que la vivienda para poder dejar voladizos de techo y de esta manera proteger los muros de Guadua del agua y de los rayos ultravioleta. Para efectos de diseño de los momentos, se utilizó una longitud de 2.40 metros, pues esta es la mayor luz que tienen que cubrir las vigas.

El área tributaria de las vigas es de 2 metros. Con esto se obtuvo una carga normal (perpendicular al elemento) de 175 kgf/m y una carga tangencial (paralela al elemento) de 14 kgf/m. La carga normal se utiliza para obtener los momentos y la fuerza de corte, y así revisar la viga por flexión, corte, deflexión de carga viva y deflexión de carga viva + muerta. La carga tangencial se utiliza para revisar la viga a compresión. Se utilizó un diámetro de viga de 15 centímetros y un espesor de pared de 2.5 centímetros. Para cada sección se calculan los esfuerzos admisibles con la ecuación mostrada en la sección de cálculo de costanera. A continuación, se muestran los resultados de los cálculos:

Tabla No. 39: Resultados de vigas de techo.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexión (N/mm ²)	12.9	13.5	0.96
Corte (kgf)	219.0	1081.0	0.20
Deflexión por carga viva (cm)	0.13	1.0	0.13
Deflexión por carga viva + muerta (cm)	0.38	1.33	0.28
Compresión (N/mm ²)	0.02	12.6	0.002

La revisión que controla el dimensionamiento, según la tabla anterior, es la flexión, pues el elemento está trabajando casi al límite de su capacidad. Para mayor detalle sobre los cálculos de la viga principal, referirse al Apéndice A.

5.1.3 Diseño de entrepiso. El entrepiso se plantea con tablones de madera, vigas secundarias de Guadua y vigas primarias de Guadua.

5.1.3.1 Integración de cargas de entrepiso. Se debe volver a realizar una integración de cargas debido a que las cargas son distintas que las de techo, pues el entrepiso no tiene carga de arena ni lluvia. Por otro lado, el entrepiso tiene una carga viva mayor a la de techo. Las cargas que se utilizaron son las siguientes:

- Carga viva de entrepiso: $c_{vent} = 200 \text{ kgf/m}^2$
- Peso propio entrepiso: $p_{pent} = 40 \text{ kgf/m}^2$
- Carga muerta sobrepuesta entrepiso: $c_{msent} = 100 \text{ kgf/m}^2$

Con estas cargas, se volvió a realizar las combinaciones de carga de NSR 10, Título B. Las combinaciones de carga usadas en este caso son distintas, ya que las cargas son

de distintos tipos. La combinación de carga crítica fue la B.2.3.2 que se muestra a continuación:

$$B.2.3.2 = p_{pent} + c_{msent} + c_{vent} = 340 \text{ kgf/m}^2$$

Donde:

- p_{pent} = peso propio entrepiso.
- c_{msent} = carga muerta sobrepuesta entrepiso.
- c_{vent} = carga viva de entrepiso.

Con esta combinación, se diseñaron los elementos de entrepiso. Para mayor detalle en los cálculos, referirse al Apéndice A.

5.1.3.2 Diseño de tablón de entrepiso. El primer elemento a diseñar en el entrepiso, es el tablón. Se escogió un tamaño estándar, el cual es un pie de ancho por una pulgada de espesor. Para este, el ancho tributario es de un pie, ya que el tablón tiene un pie de ancho. Se obtuvo una carga sobre el tablón que es de 103 kgf/m^2 . Para efectos de diseño y cálculo del momento, se utilizó una longitud de tablón de 1.2 metros, por ser la mayor luz. Este elemento se calculó solamente a flexión. A continuación, se muestran los resultados:

Tabla No. 40: Resultados de tablón de entrepiso.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexión (N/mm^2)	4.778	14	0.341

Con la tabla anterior se puede observar que el tablón está bastante sobrado, pero se escogió esta dimensión por ser la más común. Para un mayor detalle sobre cálculos del tablón, referirse al apéndice A.

5.1.3.3 Diseño de vigas secundarias de entrepiso. Las vigas secundarias de entrepiso son las que cargan al tablón de entrepiso. Estas vigas tienen distintas separaciones entre sí, ya que están dispuestas de forma que coincidan con la distribución de las columnas. El área tributaria de cálculo para estas vigas es de 1.05 metros, esto es basado en la viga que tiene mayor separación hacia las siguientes vigas. Con esta área tributaria y con la carga de entrepiso, se determinó que las vigas cargan 357 kgf/m. Nuevamente, se calcularon los momentos y el corte máximo. Para la longitud de diseño se utilizó 2.4 metros. Estas vigas se revisaron a flexión, corte, deflexión por carga viva y deflexión por carga muerta. Se utilizó un diámetro de elemento de 12 centímetros y un espesor de pared de 2 centímetros. A continuación, se muestran los resultados de los cálculos:

Tabla No. 41: Resultados de vigas secundarias de entrepiso.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexión (N/mm^2)	4.629	13.5	0.343
Corte (kgf)	428.4	691.963	0.619
Deflexión por carga viva (cm)	0.69	1	0.690
Deflexión por carga viva + muerta (cm)	1.173	1.333	0.880

Se puede observar de la tabla anterior, que la revisión que rige o controla el dimensionamiento del elemento es la revisión por carga viva + muerta. Para mayor detalle en cálculos de viga secundarias de entrepiso, referirse al Apéndice A.

5.1.3.4 Diseño de vigas principales de entrepiso. Las vigas principales de entrepiso son las de mayor diámetro en la vivienda. Estas vigas cargan las vigas secundarias de entrepiso. El área tributaria de estas vigas es de 0.81 metros. Esta área tributaria es pequeña ya que si se utiliza un área mayor, la dimensión de los elementos necesarios será muy grande y esto volvería el espesor total del entrepiso demasiado grande. Con esta área tributaria, se obtuvo una carga de 277.1 kgf/m. La longitud total de los elementos es de 4 metros, pues están puestos en la dirección corta.

Nuevamente, se calcularon los momentos y el corte en el elemento. La longitud para el cálculo fue de 4 metros, la luz total. Estos elementos se revisaron por flexión, corte, deflexión por carga viva y deflexión por carga muerta. El diámetro que se utilizó fue de 18 centímetros, con un espesor de pared de 3 centímetros. A continuación, se muestran los resultados de los cálculos realizados:

Tabla No. 42: Resultados de vigas principales de entrepiso.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexión (N/mm^2)	11.829	13.5	0.876
Corte (kgf)	642.6	1556.917	0.413
Deflexión por carga viva (cm)	0.816	1.667	0.490
Deflexión por carga viva + muerta (cm)	1.388	2.222	0.625

En la tabla anterior, se puede observar que la revisión de flexión fue la que controló el dimensionamiento de la viga principal. Para mayor información sobre cálculos, referirse al Apéndice A.

5.1.3.5 Diseño de vigas principales de entrepiso con dos elementos (opcional). En la construcción con elementos de Guadua, es posible utilizar un elemento de diámetro grande, o se pueden usar dos elementos o más de un menor diámetro unidos. En este caso, se contempló la posibilidad de utilizar una viga formada por dos elementos de Guadua. Los cálculos para este tipo de viga varían, pues el cálculo del módulo de sección, del área efectiva y de la inercia varían. Se tiene que usar el teorema de ejes paralelos para el cálculo de la inercia. Con esto calculado, el resto de los cálculos se hace de la misma forma que para un solo elemento.

Las longitudes utilizadas para este cálculo son las mismas que se utilizaron para el cálculo de la viga principal. Se hicieron las mismas revisiones que para la viga principal, además de diseñar el espaciamiento de los conectores entre elementos. El espaciamiento entre conectores, debe ser un metro como máximo. Se utilizó un diámetro de 12 centímetros y un espesor de pared de 2 centímetros. A continuación, se muestran los resultados:

Tabla No. 43: Resultados de vigas de dos elementos para entrepiso.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexión (N/mm^2)	10.592	13.5	0.785
Corte (kgf)	642.6	691.963	0.929
Deflexión por carga viva (cm)	0.27	1.667	0.162
Deflexión por carga viva + muerta (cm)	0.458	2.222	0.206

En el cuadro anterior, se puede observar que la revisión de corte es la que controla el diámetro. Debido a la poca capacidad a corte de los elementos, se obtuvo que los elementos son de 12 centímetros de diámetro, al ser dos elementos, se tiene un peralte total de 24 centímetros, mientras que con un solo elementos se tiene un

diámetro de 18 centímetros. Por lo presentado anteriormente, se debe utilizar solo un elemento como viga principal de entrepiso.

5.1.4 Diseño de sistema lateral. En Guatemala, se tienen tres placas tectónicas y variedad de fallas que causan sismos. Debido a esto, se debe calcular y diseñar un sistema de resistencia lateral para que las estructuras sean sismo resistentes.

Para la vivienda en cuestión, se utilizó un sistema de embreizamiento o arriostramiento tanto en la dirección corta como en la larga. La ubicación de construcción será Guatemala y la clasificación de la obra será ordinaria. El suelo se tomará como tipo D, o sea firme. Para el cálculo de las fuerzas producidas por sismo y los parámetros del mismo, se utilizó la norma guatemalteca AGIES.

5.1.4.1 Integración de carga sísmica. Para integrar la carga, se debe comenzar por buscar el índice de sismicidad, la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de un segundo. Luego de obtener estos valores, se debe hacer un ajuste por clase de sitio. Esto se debe a que los factores obtenidos anteriormente se deben ajustar dependiendo de las condiciones de la superficie, es decir, según el suelo del sitio de construcción. Como ya se mencionó, para este proyecto se usará un suelo tipo D.

Posterior a esto, se debe hacer un ajuste por la condición de obra. Esto quiere decir, hacer un ajuste por posibilidad de intensidades incrementadas de vibración del sitio. Se debe obtener un período de transición, el cual será el límite para graficar en el espectro de diseño, la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de un segundo, estas ya con sus dos ajustes.

Al tener un espectro de diseño, se decide qué método utilizar para cargar la estructura con el sismo. En este caso se utilizará el método de la carga sísmica estática

equivalente. Este método permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales. Estas fuerzas se aplican externamente. (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2010)

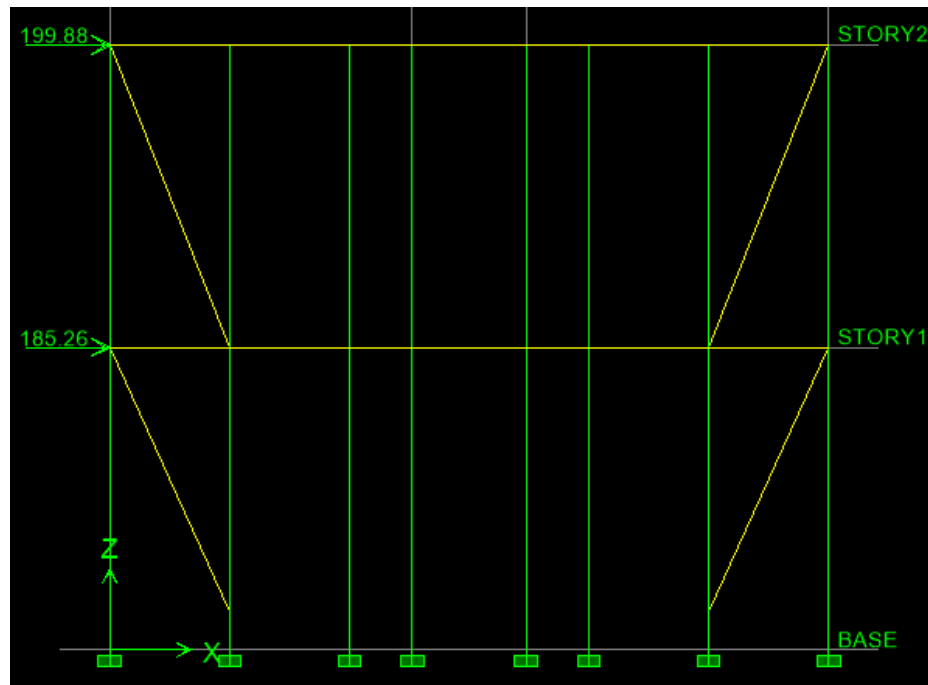
Se procede a buscar en la norma los factores para calcular el período de vibración empírico y el coeficiente sísmico por límite de cedencia.

Con la ayuda del programa de diseño Etabs, se modela la estructura. Se deben definir materiales, definir secciones, definir conexiones, definir condiciones de apoyo, etc. Se modela y construye la estructura con los diámetros calculados. Al finalizar, se puede obtener del programa el período de vibración de la estructura para la dirección corta y para la dirección larga. Es útil poder obtenerlas para las distintas direcciones ya que los elementos resistentes se calculan de forma diferente para las dos direcciones.

Teniendo el período de vibración fundamental de la estructura, se calcula el peso de la estructura. Este depende del área tributaria que recibe cada marco de resistencia lateral y además depende del peso propio de la estructura y las cargas. Se calcula un corte basal, que es la fuerza lateral de sismo que afecta a la estructura. Este corte basal debe convertirse en fuerzas puntuales que serán distintas para cada nivel y para cada marco. Dentro de más alto en la estructura, mayor la fuerza que se le aplica.

Al obtener estas fuerzas, se debe regresar a Etabs, el programa de diseño. En este se carga la estructura con las fuerzas laterales. Las fuerzas son puntuales, por lo que se pone una fuerza en la parte alta de cada uno de los marcos de resistencia lateral. A continuación, se muestra un ejemplo de cómo colocar las fuerzas:

Imagen No. 111: Distribución vertical de fuerzas sísmicas en Etabs.



Se corre el programa y se obtiene un desplazamiento lateral en cada punto de la estructura. Con estos desplazamientos se procede al diseño de los paneles.

5.1.4.2 Diseño de marcos embreizados. Los desplazamientos de Etabs son desplazamientos elásticos, estos se deben convertir en desplazamientos post elásticos. Esto se logra multiplicando el desplazamiento elástico por un factor de amplificación de desplazamiento post elástico. El límite último de deriva permisible se obtiene de multiplicar la altura de cada nivel por 0.025, o un 2.5 por ciento. La revisión se realiza comparando el límite último de deriva permisible y el desplazamiento post elástico. El límite último de deriva permisible debe ser mayor que el desplazamiento post elástico. A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

Tabla No. 44: Revisión de desplazamientos de marcos embreizados de eje 2 y 3.

Revisión	Desplazamiento post elástico	Límite último de deriva permisible	Relación Demanda/Capacidad
Primer nivel (cm)	0.138	6	0.023
Segundo nivel (cm)	-0.06	6	-0.01

Tabla No. 45: Revisión de desplazamientos de marcos embreizados de eje A y C.

Revisión	Desplazamiento post elástico	Límite último de deriva permisible	Relación Demanda/Capacidad
Primer nivel (cm)	0.0329	6	0.005
Segundo nivel (cm)	-0.014	6	-0.002

En las tablas anteriores se puede observar que la relación de solicitación contra la capacidad es mínima. Además se puede observar que hay relaciones que son negativas, esto se debe a que el segundo nivel se desplazó menos que el primero. Para mayor detalle en los cálculos, referirse al Apéndice A.

5.1.5 Diseño de columnas. Las columnas se deben diseñar a flexocompresión y a tensión. La mayoría de las columnas no actúa a tensión, pero se revisaron por tensión. Esto se debe a que al comprimir un elemento, este no se comprimirá solamente sobre su eje longitudinal, sino que tendrá una flexión, que en la mayoría de los casos es mínima. Las columnas se calculan en los últimos pasos pues es necesario tener el modelo en Etabs totalmente hecho para poder encontrar las fuerzas axiales y momentos que existen en cada columna.

5.1.5.1 Columnas de ejes 1 y 4. Se obtienen los momentos máximos y fuerzas axiales máximas de las columnas en Etabs. En este caso, entre los paneles 1 y 4, la columna de mayor fuerza axial presentó 990.64 kgf y el mayor momento fue 65.79 kgf*m.

Con los números obtenidos anteriormente, se calcula la flexocompresión. Para esta, se obtiene la flexión y la compresión por separado, según fórmulas de NSR 10, título G. Al tener los esfuerzos de compresión y flexión, se debe sumarlos y la suma debe ser menor que 1. Para estos elementos, se utilizó un diámetro de 10 centímetros y un espesor de pared de 1.667 centímetros. Además, se calculó la tensión para los elementos. La fuerza de tensión actuante también se obtiene de Etabs, el cuál en este caso es de 458.29 kgf. El esfuerzo de tensión se calcula simplemente dividiendo la tensión entre el área efectiva del elemento. Esto debe ser menor que el valor admisible del elemento. A continuación, se muestran los resultados para estas columnas:

Tabla No. 46: Revisión de columnas de ejes 1 y 4.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexocompresión	0.589	1	0.589
Tensión (kgf)	1.03	16.2	0.064

En la tabla anterior, se puede observar que las columnas están aproximadamente a la mitad de su capacidad. No se redujeron más para poder evitar elementos esbeltos y porque el menor diámetro que se uso fue 10 centímetros. Para un mayor detalle, referirse al Apéndice A.

5.1.5.2 Columnas de ejes 2 y 3. Estas columnas se calculan de la misma forma que las anteriores, solo que en este caso, no hay esfuerzo de tensión. Las fuerzas máximas fueron los siguientes: para la fuerza axial es 1187.18 kgf, mientras que el momento máximo es de 77.66 kgf*m. En este caso, se utilizaron columnas de 10 centímetros de diámetro y 1.667 centímetros de espesor de pared, al igual que en las columnas de ejes 1 y 4. A continuación, se muestran los resultados:

Tabla No. 47: Revisión de columnas de ejes 2 y 3.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexocompresión	0.686	1	0.686

Nuevamente, se puede observar que la relación de demanda/capacidad es baja. En este caso se utilizó diámetro de 10 centímetros, es el menor diámetro utilizado. Para un mayor detalle, referirse al Apéndice A.

5.1.5.3 Columnas de ejes A y B. Estas son las columnas de los ejes largos de la vivienda. De Etabs se obtuvo que la mayor fuerza axial fue de 590.75 kgf y el mayor momento fue de 28.53 kgf*m. Nuevamente, se utilizó un diámetro de 10 centímetros con un espesor de pared de 1.667 centímetros. A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

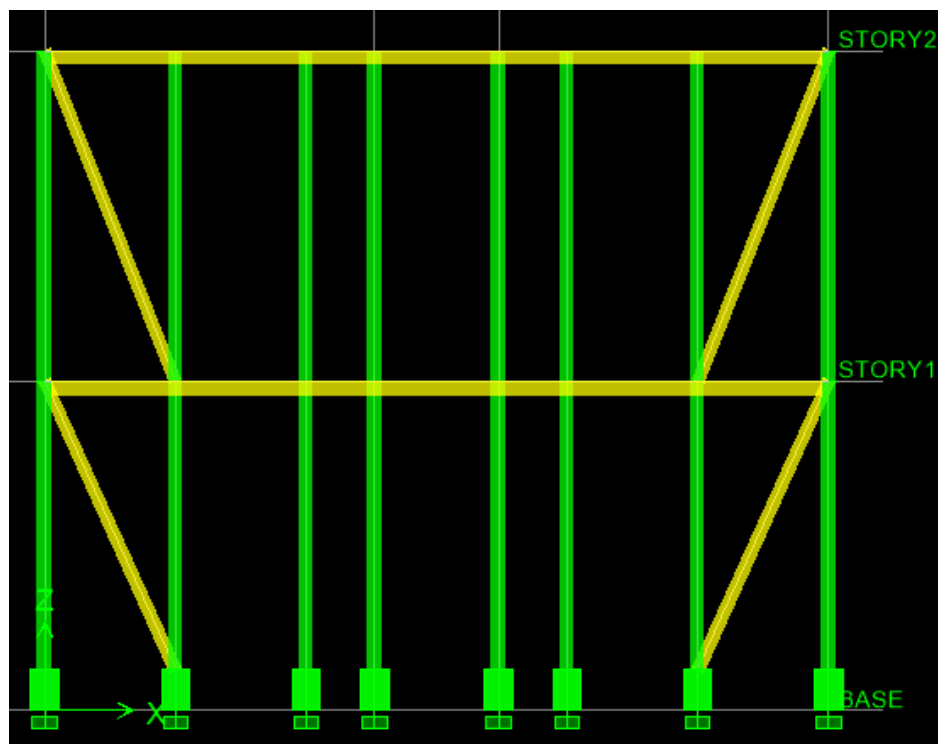
Tabla No. 48: Revisión de columnas de ejes A y B.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexo compresión	0.252	1	0.252

La relación demanda/capacidad nuevamente es baja, pero se utilizó este diámetro para que el diámetro tanto de las columnas como de las breizas sea el mismo. Para un mayor detalle, referirse al Apéndice A.

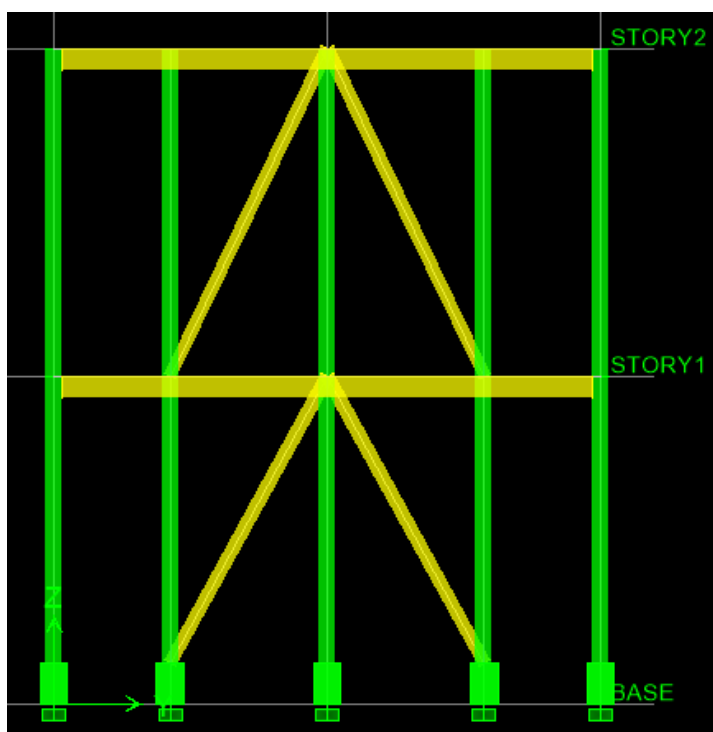
5.1.6 Diseño de breizas. Se utilizaron breizas, o riostras, en ambas direcciones para resistir las fuerzas laterales de viento y de sismo. Para la dirección larga, las breizas están dispuestas en los ejes A y C como se muestra a continuación:

Imagen No. 112: Embreizamiento en ejes A y C.



A continuación, se muestra la disposición de las breizas en el eje corto. Estas están en los ejes 2 y 3 ya que en esos ejes no se tienen ventanas, por lo que allí se pueden esconder entre los muros.

Imagen No. 113: Embreizamiento en ejes 2 y 3.



5.1.6.1 Breizas de ejes 2 y 3. A pesar de que los paneles de resistencia lateral si cumplen con la revisión, se deben revisar las breizas a flexo compresión y si existiera, a tensión. Esto se debe a que las fuerzas laterales viajan por el entrepiso y por la estructura de la cubierta hacia las breizas, las cuales lo transmiten a las columnas y estas a la cimentación.

Como en las columnas, se obtuvo la fuerza axial en cada elemento y el momento y de estos se escogió el mayor para poder hacer el cálculo. En este caso, entre las breizas de los paneles 2 y 3, se obtuvo una fuerza axial máxima de 231 kgf. Se utilizó un diámetro de 10 centímetros. A continuación, se muestran los resultados de los cálculos:

Tabla No. 49: Revisión de breizas de ejes 2 y 3.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexocompresión	0.252	1	0.252

En la tabla anterior se muestra la relación de fuerza actuante a fuerza admisible, es una relación baja, pero nuevamente se utilizó el elemento de menor diámetro. Para un mayor detalle, referirse al Apéndice A.

5.1.6.2 Breizas de ejes A y C. Estos elementos se calculan de la misma forma que las breizas de ejes 2 y 3. En este caso, las fuerzas fueron las siguientes: fuerza axial máxima: 371.57 kgf y el momento máximo fue de 0.81 kgf*m. Con estas fuerzas se hizo la revisión de flexo compresión y se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla No. 50: Revisión de breizas de ejes A y C.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Flexocompresión	0.308	1	0.308

La relación es pequeña nuevamente, pero con el diámetro mínimo se cumple con la solicitud de la estructura. Para mayor detalle en cálculos referirse al apéndice A.

5.1.7 Diseño de conexiones. Las conexiones entre elementos de bambú son pernadas. Se utilizarán varillas o barras roscadas por su longitud. La mayoría de conexiones de la vivienda son conexiones a corte, las conexiones entre la Guadua y los pedestales de concreto son a compresión y tensión, pero la varilla roscada solo funciona a tensión. Entre el concreto y el elemento de bambú se pondrá un círculo de neopreno para que la carga del elemento de bambú sea parejo en toda el área efectiva del mismo. A continuación, se presenta el cálculo de las dos conexiones que existen en la vivienda.

5.1.7.1 Conexión 1. Esta es una conexión que solo actúa a corte. Con esta conexión están unidos la mayoría de los elementos, es decir las vigas, columnas y breizas. Para encontrar el mayor corte en la estructura, se buscó la columna con mayor área tributaria y se calculó la carga que la viga le induce a la conexión. Se encontró que esta carga es de 808.22 kgf. El esfuerzo admisible de corte de la varilla es de 100 ksi. Se utilizó una varilla de 3/8 para todas las conexiones, pues es suficiente. A continuación, se muestra el resultado de los cálculos:

Tabla No. 51: Resultados de conexión 1.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Corte (kgf)	808.22	1502.932	0.538

En la tabla anterior se puede observar que la relación demanda/capacidad está en un cincuenta por ciento, pero no se puede optimizar ya que la barra o varilla roscada de menor diámetro es de 3/8 de pulgada. Para mayor detalle en cálculos referirse al Apéndice A.

5.1.7.2 Conexión 2. Esta es una conexión a tensión. Este cálculo es para la unión entre los pedestales y las columnas de Guadua. Por medio de Etabs, se encontró que la mayor fuerza de tensión en estos puntos es de 358.85 kgf. El esfuerzo admisible de este material para la tensión es de 65 ksi. Se utilizó nuevamente una varilla de 3/8 de pulgada. Esta varilla debe insertarse de forma longitudinal en el elemento de Guadua. Para esto, se barrena el elemento y la varilla debe pasar dos tabiques. Los cañutos que contengan la varilla en su interior, deben rellenarse de mortero para que los tabiques soporten la fuerza de tensión. Si no se desea insertar una distancia tan grande la varilla, puede hacerse un dobléz a la varilla, este dobléz debe tener seis veces su diámetro. Esto es para que cuando la varilla actúe en tensión, no se salga de ninguno de los elementos. De igual forma, debe insertarse 41.2 centímetros, o nuevamente, hacerse un dobléz. A continuación, se muestran los resultados de la revisión a tensión del elemento:

Tabla No. 52: Revisión a tensión de conexión 2.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Tensión (kgf)	358.85	6512.707	0.055

La sollicitación nuevamente es baja, pero es el diámetro mínimo, así que se usará este. Para mayor detalle en cálculos referirse al apéndice A.

5.1.7.3 Platina. Algunos elementos, por ejemplo las breizas o los marcos de las ventanas, utilizarán platinas para poder realizar la conexión. Esta se realiza con la misma varilla roscada que la conexión 1, de hecho, se coloca en la misma varilla roscada. Esta se revisó a tensión y a corte. Se utilizó una platina de 2 pulgadas de peralte y de 1/16 de espesor. A continuación, se muestran los resultados:

Tabla No. 53: Revisión de platina.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Corte (kgf)	808.22	2449.338	0.330
Tensión (kgf)	1079.951	7370.876	0.147

Según la tabla anterior, la platina está sobredimensionada. Esta se utilizará en las conexiones que nos e puedan realizar solamente con una varilla. Para un mayor detalle, referirse al Apéndice A.

5.1.8 Volteo de la estructura. Se debe revisar si la estructura puede sufrir un volteo. Esto se debe a que la estructura es muy liviana. Para esto, se toma un punto en la estructura y se realiza una sumatoria de momentos. Se debe calcular el momento generado por el viento y el momento por la carga muerta y peso propio de la estructura.

El momento generado por el viento es de 1861.6 kgf*m, mientras que el momento generado por el peso propio de la estructura es de 10764.357 kgf*m. No basta con que el momento sea mayor, en este caso, debe multiplicarse 0.9 por el momento causado por el peso propio de la estructura y 1.3 por el momento causado por el viento. Se divide el resultado del momento del peso propio entre el resultado del momento del viento. Con esto se obtiene un factor. Si este factor es mayor a 1.5, entonces, la estructura está controlada contra el volteo. A continuación, se muestra el resultado de los cálculos:

Tabla No. 54: Revisión de volteo de la estructura.

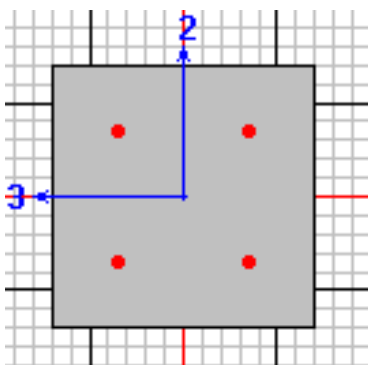
Revisión	Actuante	Admisible	Relación Demanda/Capacidad
Revisión 1	3.9	1.5	0.385

En el Apéndice A se encuentran más detalles sobre este cálculo.

5.1.9 Pedestales. Los pedestales elementos de concreto reforzado que van desde el cimiento hasta cierta altura sobre el nivel del suelo. En este caso, la altura sobre el nivel del suelo es 30 centímetros. Se utilizan pedestales pues no es conveniente que los elementos de Guadua estén en contacto con el suelo, pues sus propiedades y duración se ven afectadas. En este pedestal es el que va embebida la barra o varilla roscada para la sujeción de las columnas. Además, las columnas transfieren sus cargas hacia los cimientos por medio de los pedestales.

Los pedestales se calculan como columnas. Para este cálculo se propone un tamaño de pedestal. Este tamaño, será de 20 centímetros por 20 centímetros. A partir de esto, se calcula el mínimo y máximo de acero que es necesario. Para estas dimensiones, el mínimo de acero es 4 centímetros cuadrados y el máximo es 12 centímetros cuadrados. Para satisfacer esto, se utilizaron cuatro barras número 3. Estas se disponen como se muestra a continuación:

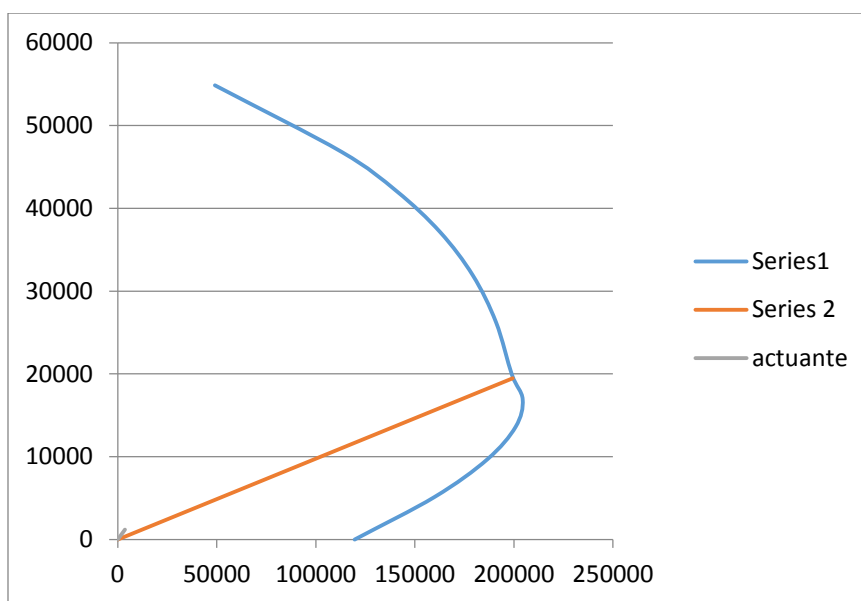
Imagen No. 114: Barras en pedestal.



Para los pedestales se utilizó un concreto de grado 3000 psi, o 210 kgf/cm² y un acero de grado 40,000 psi, o 2800 kgf/cm². El pedestal tiene un tamaño de 20 x 20 centímetros y las varillas de acero están separadas 15 centímetros. Con esto, se hace una serie de cálculos y se crea una envolvente. Esta envolvente es la fuerza máxima que

resiste el pedestal. Para saber si la fuerza aplicada es resistida por el pedestal, solamente debe graficarse, si esta queda adentro de la envolvente, la columna o pedestal si soporta la fuerza. A continuación, se muestra la envolvente:

Imagen No. 115: Envolvente de pedestal.



En la imagen anterior, la envolvente es “Series1” y la fuerza actuante es la pequeña línea gris cerca del 0 del eje de coordenadas, la “actuante”. Se puede observar que el pedestal resiste muchísimo más que la fuerza actuante. Para mayor detalle en cálculos, referirse al Apéndice B.

5.1.10 Cimiento. Para la cimentación de la casa, existen dos opciones, un cimiento corrido o una placa de cimentación. En este caso se escogió un cimiento corrido. El cimiento corrido va, como su nombre lo dice, corrido debajo de todos los muros que tienen pedestales de la casa. A esta cimentación llegan 28 pedestales.

Para el cálculo de la cimentación, se utilizó un concreto de grado 4000 psi, o 280 kgf/cm² y un acero de grado 60,000 psi, o 4200 kgf/cm². La densidad del concreto

utilizada es 2400 kgf/m^3 y la densidad del suelo es de 1400 kgf/m^3 . Se utilizó una capacidad soporte del suelo de $10,000 \text{ kgf/m}^2$. La profundidad del cimiento, será el mínimo que es de 60 centímetros.

Para el cálculo, se propone un ancho de zapata, el cual es de 40 centímetros. Este es el ancho mínimo que se permite. Además, se propone un espesor de zapata, que será de 20 centímetros. La longitud tomada será de 4 metros, uno de los lados de la casa. Para esta zapata se obtienen las propiedades, entre las que están la inercia en ambas direcciones, el módulo de sección en ambas direcciones, el área de la zapata y los módulos plásticos.

Para el cálculo de fuerzas y momentos, se corre el modelo de Etabs y se le pide las reacciones. En este punto se obtendrán las reacciones en cada pedestal. Se realizan diferentes revisiones, se revisa por presiones, por punzonamiento, por corte y por flexión. Para la revisión por presiones, se utiliza una combinación de cargas que es la muerta más la mitad de la viva y para el resto, se utilizan las combinaciones de cedencia. Se debe encontrar una fuerza y momentos equivalentes en un punto, esto es sumando las de todas las columnas que se incluyen en el cálculo. A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los cálculos:

Tabla No. 55: Revisión de cimiento.

Revisión	Esfuerzo actuante	Esfuerzo admisible	Relación Demanda/Capacidad
Presión máx. (kgf/m²)	1777.97	10000	0.178
Presión mín. (kgf/m²)	1734.48	0	ok
Punzonamiento (kgf)	4632.59	21284.63	0.218
Corte (kgf)	1504.03	26605.79	0.057

Como se puede ver en la tabla anterior, la relación de demanda/capacidad en el cimiento es muy baja, pero los tamaños escogidos son los mínimos. No se muestra el resultado de flexión ya que esta sirve para calcular el refuerzo. En este caso, se obtuvo

que el refuerzo para el lado largo es el mínimo, o sea 3 barras número 3. En la dirección corta se utilizarán barras número 3 con un espaciamiento de 40 centímetros. Para más detalles de los cálculos, referirse al apéndice C.

5.2 Madera

5.2.1 Planta arquitectónica. Para este proyecto se calculó se presentó una vivienda de 45.6 m^2 , destinada a viviendas de bajo costo. Esta casa consta de dos niveles, en la planta baja se encuentra una sala-comedor, cocina y un baño. En la planta superior se encuentran dos cuartos. Esta casa está enfocado al mercado económico. El material utilizado para la vivienda es madera. En el siguiente esquema se presenta la arquitectura:

Imagen No.116: Planta baja vivienda.

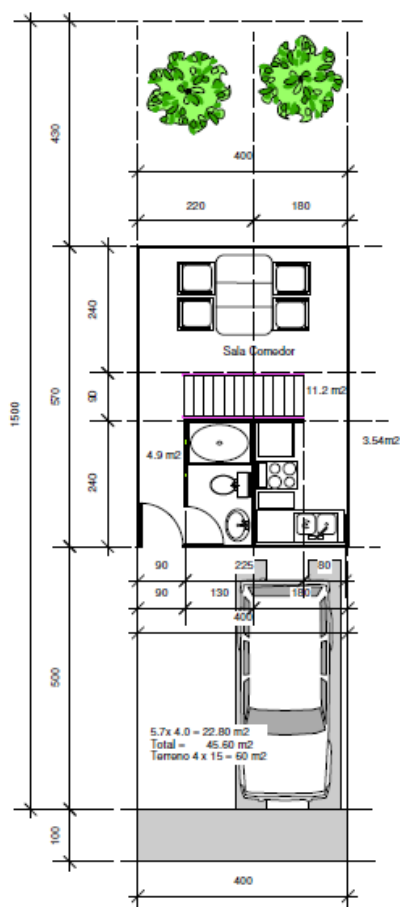


Imagen No.117: Planta alta vivienda.

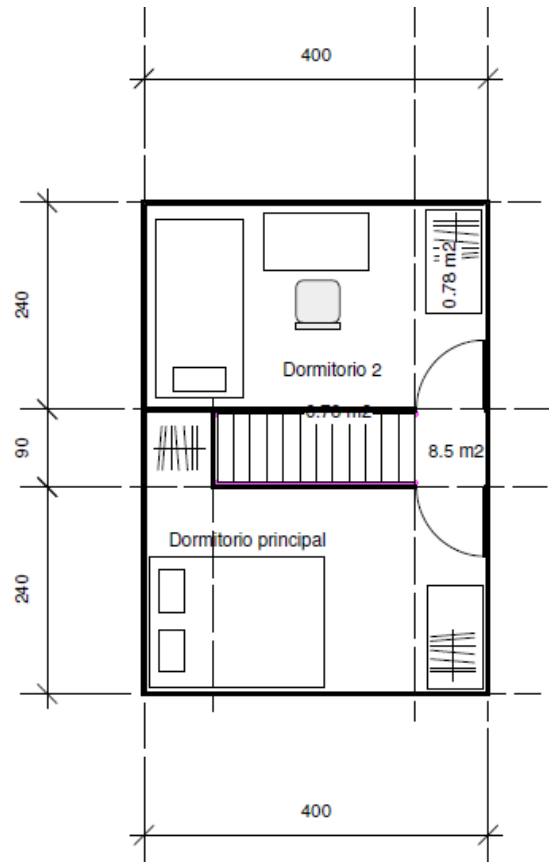


Imagen No.118: Planta alta vivienda.

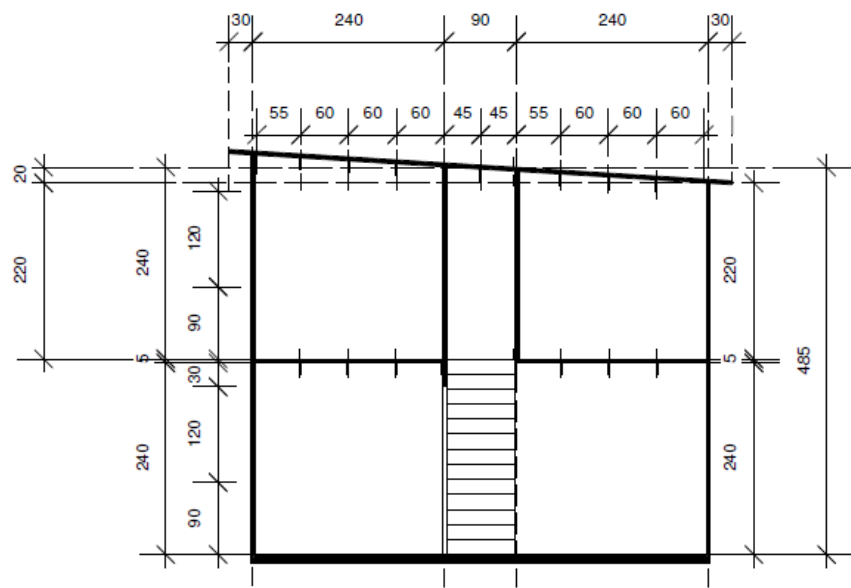
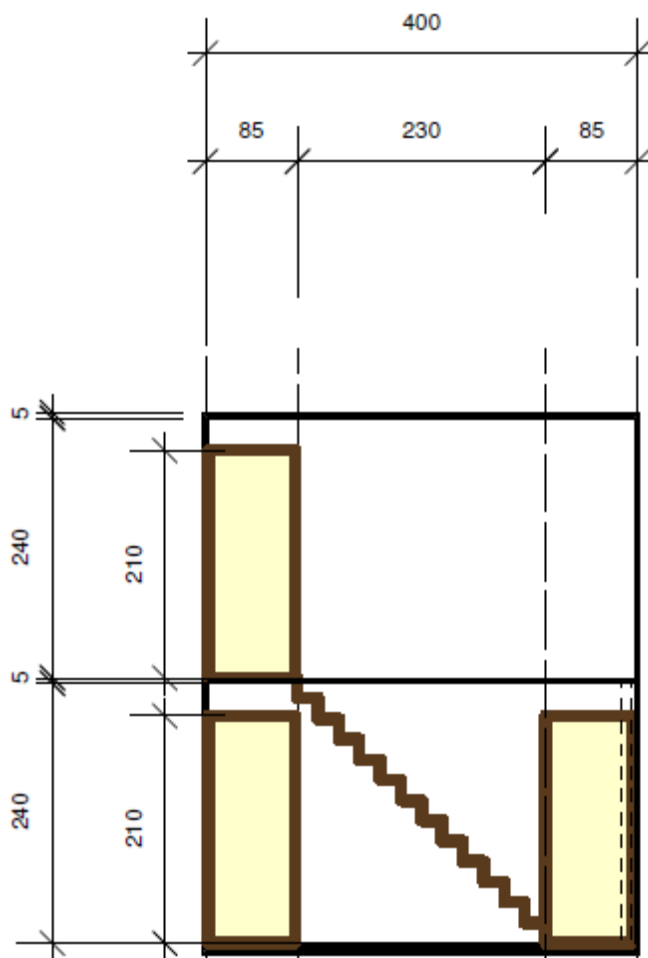


Imagen No.119: Elevación vivienda.



5.2.2 Determinación de esfuerzos de la madera. Para realizar cualquier tipo de estructura utilizando la madera como material de construcción y como elemento estructural se deben determinar los esfuerzos que resiste la madera. Estos esfuerzos de la madera se utilizan para diseñar las estructuras sin tener un riesgo muy alto de que la estructura colapse, por lo que es importante tener en cuenta todos los factores que puedan influir en estos esfuerzos, factores como el contenido de humedad, la rigidez, la elasticidad, etc. Factores mencionados anteriormente.

Adicional a esto, se debe elegir la metodología de diseño que esta puede variar entre ASD (*Allowable Strength Design* por sus siglas en inglés), que es por medio de cargas de servicio y esfuerzos permisibles en los distintos materiales y LRFD (*Load and Resistance Factor Design*, por sus siglas en inglés), que este se basa por resistencias últimas del material. Para esto el diseñador debe elegir alguna de estas dos metodologías y acoplarse a los parámetros de diseño exigidos por cada uno de estas. En este caso en particular la metodología utilizada fue la metodología LRFD, que se basa por las resistencias últimas de la madera. Los esfuerzos teóricos utilizados están basados en el estudio de “CARACTERIZACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA MADERA DE DIÁMETROS MENORES DE PINUS MAXIMINOI PARA LA FABRICACIÓN DE SECCIONES COMPUESTAS COMO ELEMENTO DE CONSTRUCCIÓN”, que se encuentran en la parte III de este estudio.

Para el cálculo de estructuras de madera se utilizaron cuatro esfuerzos o factores críticos de la madera para realizar el diseño con un nivel de riesgo de colapso bajo. Estos esfuerzos fueron:

- Esfuerzo de flexión
- Esfuerzo de compresión
- Esfuerzo de corte
- Módulo de elasticidad.

Para el cálculo de las capacidades de la madera, se utilizó los factores establecidos por “*Manual para ingenieros para construcciones de madera*”, Edición 2005, realizado por la *American Forest & Paper Association* con ayuda del American Wood Council.

5.2.2.1 Esfuerzo de flexión. Para el cálculo de la capacidad de la madera a flexión, se utilizó la siguiente ecuación

$$Fb' = Fb * Cd * Cm * Ci * Kf * \phi b * \lambda$$

Dónde:

- Fc' = Esfuerzo de flexión ajustado.
- Fc = esfuerzo de flexión teórico.
- Cd = Coeficiente de modificación por duración de carga.
- Cm = Coeficiente de modificación por contenido de humedad
- Ci = Factor de Incisión.
- Kf = Factor de conversión de ASD a LRFD.
- ϕb = Factor de Resistencia.
- Λ = Factor de duración de cargas.

5.2.2.2 Esfuerzo de compresión. Para el cálculo de la capacidad de la madera a compresión, se utilizó la siguiente ecuación

$$Fc' = Fc * Cd * Cm * Ci * Kf * \phi b * \lambda$$

Dónde:

- Fc' = Esfuerzo de flexión ajustado.
- Fc = esfuerzo de flexión teórico.
- Cd = Coeficiente de modificación por duración de carga.
- Cm = Coeficiente de modificación por contenido de humedad
- Ci = Factor de Incisión.
- Kf = Factor de conversión de ASD a LRFD.
- ϕb = Factor de Resistencia.
- Λ = Factor de duración de cargas.

5.2.2.3 Esfuerzo de tensión. Para el cálculo de la capacidad de la madera a tensión, se utilizó la siguiente ecuación

$$F_c' = F_c * C_d * C_m * C_i * K_f * \phi_b * \lambda$$

Dónde:

- F_t' = Esfuerzo de flexión ajustado.
- F_t = esfuerzo de flexión teórico.
- C_d = Coeficiente de modificación por duración de carga.
- C_m = Coeficiente de modificación por contenido de humedad
- C_i = Factor de Incisión.
- K_f = Factor de conversión de ASD a LRFD.
- ϕ_b = Factor de Resistencia.
- λ = Factor de duración de cargas.

5.2.2.4 Esfuerzo de Corte. Para el cálculo de la capacidad de la madera a corte, se utilizó la siguiente ecuación

$$F_v' = F_v * C_d * C_m * C_i * K_f * \phi_b * \lambda$$

Dónde:

- F_c' = Esfuerzo de flexión ajustado.
- F_c = esfuerzo de flexión teórico.
- C_d = Coeficiente de modificación por duración de carga.
- C_m = Coeficiente de modificación por contenido de humedad
- C_i = Factor de Incisión.
- K_f = Factor de conversión de ASD a LRFD.
- ϕ_b = Factor de Resistencia.
- λ = Factor de duración de cargas.

5.2.2.5 Módulo de elasticidad. Para el cálculo del módulo de elasticidad de la madera, se utilizó la siguiente ecuación

$$Em' = Em * Cd * Cm$$

Dónde:

- Fc' = Esfuerzo de flexión ajustado.
- Fc = esfuerzo de flexión teórico.
- Cd = Coeficiente de modificación por duración de carga.
- Cm = Coeficiente de modificación por contenido de humedad
- Ci = Factor de Incisión.
- Kf = Factor de conversión de ASD a LRFD.
- ϕ_b = Factor de Resistencia.
- Λ = Factor de duración de cargas.
-

5.2.3 Integración de cargas. Para el diseño estructural se deben establecer todos los tipos de cargas existentes y luego integrarlas por medio de diferentes combinaciones de cargas. Para esto se utilizó el reglamento de AGIES, el cual es un reglamento Guatemalteco. Las cargas tomadas en cuenta fueron:

- PPte: peso propio techo = 40 kgf/m^2
- CMSte: Carga Muerta Sobrepuesta techo = 20 kgf/m^2
- Cvte: Carga Viva techo = 50 kgf/m^2
- Are: Carga de Arena = 36 kgf/m^2
- ClIte: Carga de lluvia = 19.98 kgf/m^2
- Pw: Carga de viento techo = 10.15 kgf/m^2
- PPent: Peso propio entepiso = 40 kgf/m^2
- Cvent: Carga viva entepiso = 200 kgf/m^2
- CMSent: Carga Muerta Sobrepuesta entepiso = 50 kgf/m^2

Las cargas anteriores fueron basadas en el reglamento de AGIES.

5.2.4 Diseño de estructura de techo. Para el diseño de la estructura que soporta el techo, se dividió en dos partes importantes las costaneras y las vigas principales de techo.

5.2.4.1 Costaneras de techo. Para el diseño de la costanera de techo se tomaron las cargas PPte, CMSte, Cvte, Are, Clkte, y Pw, descritas anteriormente y luego se utilizaron tres combinaciones de estas cargas para determinar la combinación crítica. Estas combinaciones se obtuvieron de la norma guatemalteca AGIES. Las cuales son:

$$U1te = 1.4 * (ppte + cmste) = 84 \frac{kgf}{m^2}$$

$$U2te = 1.3 * (ppte + cmste) + 1.6 cvte = 158 \frac{kgf}{m^2}$$

$$U3te = 1.2 * (ppte + cmste) + 1.3 * Pw + 0.5 * Clkte = 95.189 \frac{kgf}{m^2}$$

Luego de determinar las cargas anteriores se sacó la crítica la cual fue:

$$U2te = 1.3 * (ppte + cmste) + 1.6 cvte = 158 \frac{kgf}{m^2}$$

Sabiendo ya la carga crítica por unidad de área se fijó un espaciamiento de las costaneras, este espaciamiento fue de 40 cm o 0.4 m. luego de esto se calculó el área tributaria de la costanera y así se determinó la carga distribuida que afecta a la costanera. Resultando así una carga por metro lineal de 63.2 kgf/m². Luego de esto se calcularon la cantidad de carga que afectaba en la dirección fuerte (dirección x) y en la dirección débil (dirección y), esto es debido a que la costanera sufre de dos tipos de momentos, un momento normal que es el que actúa en el eje fuerte y un momento tangencial que es el que actúa en el eje débil. Para calcular estos momentos se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$Mucosx = \frac{1}{8} * Wutex * (Lcos^2)$$

$$Mucosy = \frac{1}{8} * Wutey * (Lcos^2)$$

Después de calcular los momentos necesarios que deben resistir las costaneras se empezó a dimensionar las piezas, de manera que se debe encontrar las medias óptimas que resistan esos momentos, estas medidas fueron de 2"x2". Luego de esto se realizó una relación demanda capacidad. Luego se determinó si la pieza cumplía con los límites de deflexión. En la siguiente tabla se muestran los resultados:

Tabla No. 56: Resultados de costanera de techo.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Momentos en ambos ejes	55.626 kgf/m ²	105.84 kgf/m ²	0.52
Deflexión por carga muerta	0.088 cm	0.667 cm	Ok
Deflexión por carga viva y muerta	0.194 cm	1 cm	Ok
Corte	37.9 kgf	1560 kgf	0.024

Para obtener mayor detalle del cálculo de este elemento referirse al apéndice A de este documento.

5.2.4.2 Vigas de techo. Para las vigas de techo se utilizaron las siguientes cargas PPte, CMSte, Cvte, Are, Clte, y Pw, descritas anteriormente y luego se utilizó la combinación crítica anteriormente descrita. A partir de esto se utilizó el área tributaria de la viga de techo, que es de 4 m, para calcular la carga lineal que esta recibía, que dio como resultado una carga de 632 kgf/m². Después se calculó el momento a partir de la siguiente ecuación:

$$M_{uvt} = \frac{1}{12} * W_{uvt} * L_{vt}^2$$

Después de calcular el momento necesario o demandante de la viga de techo se empezó a dimensionar la viga, esto dando una sección de 4"x6". Luego de esto se realizó una revisión de resistencias, corte y deflexiones dando como resultado la siguiente tabla:

Tabla No. 57: Resultados de viga de techo.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Momentos	209.35 kgf/m ²	416.258 kgf/m ²	0.503
Deflexión por carga muerta	0.02 cm	0.694 cm	Ok
Deflexión por carga viva y muerta	0.338 cm	1.042 cm	Ok
Corte	395 kgf	8262.906 kgf	0.048

5.2.5 Sistema de resistencia gravitacional. Este sistema es el que se encarga de resistir todas las cargas gravitacionales, que afectan a la estructura. Este se basa en las siguientes cargas: muerta, muerta sobrepuesta y viva. Está dividido en tres secciones diferentes las cuales son: tablón, viga secundaria y viga principal.

5.2.5.1 Integración de cargas. Para este sistema de resistencia gravitacional se utilizaron las siguientes cargas:

- PPent: Peso Propio entrepiso = 40 kgf/m²
- Cmsent: Carga Muerta Sobrepuesta entrepiso = 50 kgf/m²
- Cvent: Carga viva entrepiso= 200 kgf/m²

Estas cargas se obtuvieron de la norma guatemalteca AGIES. Además de esto se obtuvo del reglamento AGIES, la siguiente combinación de cargas

$$U_{ent} = 1.3 * (ppent + cmsent) + 1.6 * cvent = 437 \frac{kgf}{m^2}$$

5.2.5.2 Diseño de tablón. Para diseñar el tablón primero se determinó el área tributaria del mismo, siendo esta de 40 cm. Luego de esto se calculó la carga por metro lineal debido a esta área tributaria, dando como resultado 174.8 kgf/m. Luego de esto se calculó los momentos generados por esta carga por metro lineal, por medio de la siguiente ecuación

$$M_{ucos} = \frac{1}{8} * W_{ucos} * L_{cos}^2$$

Luego de determinar este momento, se empezó a dimensionar la sección de la pieza. Con la cual se calculó la inercia de la misma y el módulo de sección. Luego se optimizó la sección se calculó la relación entre los momentos generados por la carga lineal y los momentos que resiste la pieza. Por último se revisó el corte. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla No. 51: Resultados de tablán de entrepiso.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Momentos	3.5 kgf/m ²	19.52 kgf/m ²	0.18
Deflexión por carga muerta	0.014 cm	0.111 cm	Ok
Deflexión por carga viva y muerta	0.002 cm	0.167 cm	Ok
Corte	104.88 kgf	3500 kgf	0.03

5.2.5.3 Diseño de viga secundaria. Para el diseño de la viga secundaria se determinó la longitud que fue de 2 metros. Luego de esto se determinó el área tributaria de cada viga secundaria dando como resultado 40 cm. Luego de esto se multiplico la carga critica, anteriormente mencionada, por el área tributaria para poder obtener una carga lineal de 174.8 kgf/m². Luego de esto se calcularon los momentos a partir de la ecuación siguiente:

$$Muvs = \frac{1}{8} * Wuvs * Lvs^2$$

Los cuales son los momentos demandados por las cargas aplicadas en este elemento estructural. Luego de esto se empezó el proceso de dimensionamiento de la sección del elemento y se optimizo el mismo. Además se calcularon propiedades como inercia y módulo de sección. Luego de esto se determinó la relación demanda capacidad y se revisaron las deflexiones. En la siguiente tabla se muestra los resultados:

Tabla No. 59: Resultados de viga secundaria de entrepiso.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Momentos	87.4 kgf/m ²	92.502 kgf/m ²	0.945
Deflexión por carga muerta	0.339 cm	0.556 cm	Ok
Deflexión por carga viva y muerta	0.492 cm	0.833 cm	Ok
Corte	174.8 kgf	3121.542 kgf	0.056

5.2.5.4 Diseño de viga gravitacional de entrepiso. Para el diseño de la viga gravitacional se determinó la longitud de la misma luego, la cual fue de 2.4 metros, luego de esto se determinó el área tributaria y se multiplico por la carga critica anteriormente mencionada para poder terminar una carga lineal de 1748 kgf/m. Luego de esto se utilizó la siguiente ecuación para calcular los momentos generados por esta carga:

$$M_{uv}g = \frac{1}{8} * W_{uv}g * L_{vg}^2$$

Después de determinar estos momentos se empezó a dimensionar la sección de la pieza, y determinar tanto su módulo de sección como su inercia. Luego de esto se determinó la capacidad de la sección por medio de su esfuerzo de flexión ajustado y su módulo de sección. Por último se revisó el corte en la pieza y se generó la siguiente tabla con los resultados.

Tabla No 602: Resultados viga gravitacional entrepiso.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Momentos	1258.56 kgf/m ²	1734.407 kgf/m ²	0.726
Deflexión por carga muerta	0.339 cm	0.556 cm	Ok
Deflexión por carga viva y muerta	0.492 cm	0.833 cm	Ok
Corte	174.8 kgf	3121.542 kgf	0.056

5.2.5.5 Diseño de pie derecho. Para el diseño del pie derecho, es decir una columna interna del panel, se empezó calculando el área tributaria del mismo, luego de esto se multiplicó esa área por la carga crítica y se determinó una carga puntual. Luego se determinó las condiciones de apoyo para determinar su esbeltez. Luego de esto se empieza a distribuir la fuerza según la sección, debido a que puede ser una sección rectangular o cuadrada. Después de esto se calcula el factor de estabilidad de la columna para determinar si la columna es estable o no, éste se debe revisar en ambas direcciones. Esto es por medio de la siguiente ecuación:

$$C_p = \frac{1 + \frac{F_{ce}}{F_{c'}}}{2 * c} - \sqrt{\frac{1 + \frac{F_{ce}}{F_{c'}}}{2 * c} - \frac{F_{ce}}{F_{c'} * c}}$$

Luego de esto se utiliza el factor de estabilidad de la columna se multiplica por el área tributaria y por la capacidad a compresión ajustada y da como resultado la capacidad de la columna a flexo compresión. Luego de esto se compara la compresión debido a las cargas con la capacidad de compresión de la sección y se realiza una relación demanda capacidad. En la siguiente tabla se muestran los resultados de esta sección:

Tabla No. 61: Resultados de pie derecho.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Flexo-compresión	349.6 kgf	3751.212 kgf	0.093

5.2.5.6 Diseño de columna gravitacional. Para el diseño de esta columna se calculó el área tributaria de esta columna, después se multiplicó esta área con la carga crítica del entrepiso anteriormente mencionada, esto nos resultó en una carga puntual. Luego de esto era necesario calcular la capacidad de la columna según las dimensiones que se proponen. Para esto se determinaron las condiciones de apoyo y se revisó la esbeltez del elemento. Luego de esto se distribuyó la fuerza según el eje débil y el eje fuerte, por ser una columna cuadrada la distribución es la misma para los dos ejes. Después se calculó el coeficiente de estabilidad, por medio de la siguiente ecuación:

$$C_p = \frac{1 + \frac{F_{ce}}{F_{c'}}}{2 * c} - \sqrt{\frac{1 + \frac{F_{ce}}{F_{c'}}}{2 * c} - \frac{F_{ce}}{F_{c'} * c}}$$

Luego de esto se determinó la capacidad de la columna a flexo-compresión. Al obtener esto se comparó la capacidad a flexo-compresión de la columna con la fuerza puntual anteriormente calculada, y con esto se determinó una relación demanda capacidad para revisar que cumpliera. Se pueden observar los resultados en la siguiente tabla.

Tabla No. 62: Resultados de columna gravitacional.

Reacción	Fuerza actuante	Fuerza admisible	Relación D/C
Flexo-compresión	1048.8 kgf	3910.93 kgf	0.268

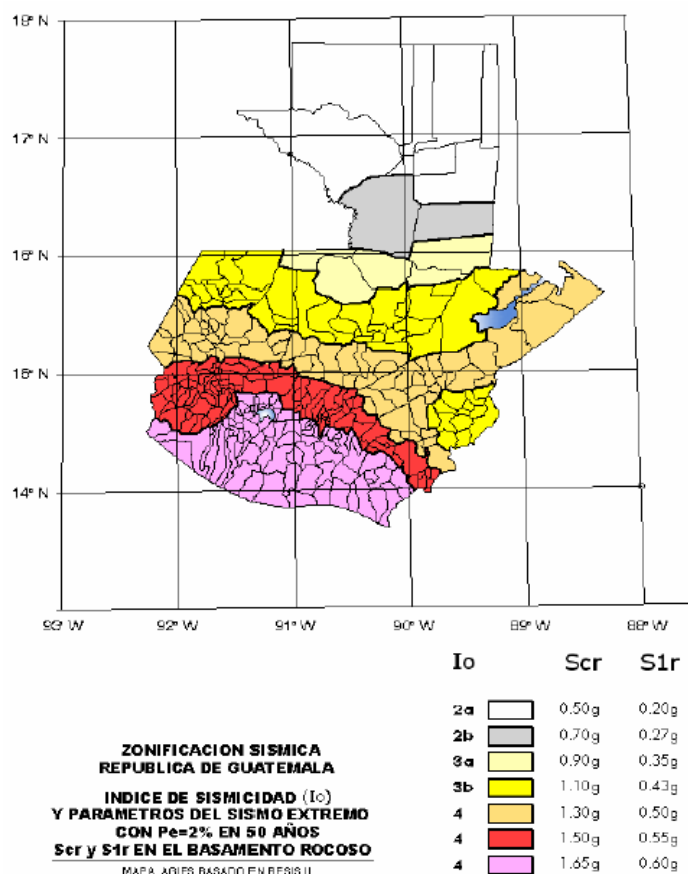
5.2.6 Sistema de resistencia lateral. Para el diseño del sistema de resistencia lateral se deben tomar en cuenta muchos factores importantes. El primero de estos factores es la distribución de los espacios en la estructura. El diseñador debe determinar qué elementos estructurales son los que van a resistir las cargas laterales de viento y sismo principalmente. Para esto se deben elegir sistemas estructurales que puedan resistir las fuerzas laterales, estos sistemas son los últimos avances de la ingeniería, ya que cada vez se ha realizado mayor investigación y se ha logrado determinar nuevas formas de resistir o hacer más eficiente sistemas ya existentes.

Para este sistema de resistencia lateral, se deben tomar en cuenta los factores de sismo y de viento ya que son las cargas principales que afectan en direcciones horizontales. En lo que es el sismo se deben chequear los valores de la aceleración sísmica y de frecuencia de onda sísmica, por lo que los cálculos utilizados están basados en la norma guatemalteca AGIES, la cual determina estos factores importantes para determinar las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura. Por otro lado el viento es crítico en el volteo de estructuras livianas, por ser una casa de madera, esta estructura se considera una estructura liviana por lo que se debe chequear el volteo de la estructura.

5.2.6.1 Integración de carga sísmica. Para la integración de carga sísmica nos referimos al Capítulo NSE 2, documento 4, el cual se encuentra en la norma guatemalteca de AGIES. En este capítulo se explica todos los factores importantes a tomar en cuenta en el diseño sismo resistente para una estructura en general.

Para diseñar una estructura sismo resistente se debe iniciar definiendo el nivel de protección de la estructura. Este nivel de protección de la estructura depende del índice de sismicidad y la clase de obra se va a construir. Para obtener el índice de sismicidad se debe hacer referencia al mapa de Zonificación sísmica para la República de Guatemala (Figura 39), que se presenta a continuación:

Imagen No.120: Zonificación sísmica para la República de Guatemala.



Fuente: NSE 2, Doc 4 AGIES NSE 10.

En este mapa se puede determinar qué índice sísmico se encuentra en cada zona del país. Para este caso en particular el índice sísmico es de cuatro $I_o=4$, debido a que nos encontramos en el departamento de Guatemala, en el Municipio de Guatemala. Luego de esto se debe clasificar el tipo de obra que se va a construir, para esto se debe ir al Capítulo 3, de la norma NSE1 para determinar el tipo de obra, siendo este caso particular una casa para nivel económico, esta es considerada como una obra ordinaria. A partir de esto se puede determinar el nivel de protección que necesita esta estructura en particular, para esto utilizamos la siguiente tabla:

Tabla No. 63: Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io = 5	E	E	D	C
Io = 4	E	D	D	C
Io = 3	D	C	C	B
Io = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: NSE 2, Doc 4 AGIES NSE 10.

A partir de esto se determina el nivel de protección y para este caso es un nivel de protección "D", debido a que tiene un índice de sismicidad de 4 y es una obra ordinaria. Luego de esto se debe determinar los valores Scr y $S1r$, que son los valores de la ordenada espectral de periodo corto y la ordena espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo respectivamente. Estos factores son importantes para poder calcular el comportamiento de la estructura al momento de un sismo.

Luego de esto se deben ajustar los factores Scr y $S1r$, ya que estos son por zonas en general ahora se deben ajustar al sitio en específico, para esto se deben utilizar las siguientes ecuaciones:

$$Scs = Scr * Fa$$

$$S1s = S1r * Fv$$

En donde S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés y S_{1s} es la ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo en el sitio de interés. Por otro lado F_a es el coeficiente de sitios para periodos de vibración cortos y F_v es el coeficiente de sitios para periodos de vibración largos F_v . Los cuales se determinan a partir de las siguientes tablas:

Tabla No. 64: Tabla de coeficientes F_a .

Tabla 4-2

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: NSE 2, Doc 4 AGIES NSE 10.

Tabla No. 65: Tabla de coeficientes F_v .

Tabla 4-3

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: NSE 2, Doc 4 AGIES NSE 10.

Para efectos de este caso en particular los factores F_a y F_v , son 1.0 y 1.5, respectivamente. Luego de ajustar los espectros sísmicos al sitio se deben determinar los factores de escala del sismo y estos corresponden a la probabilidad de que ocurra un sismo extremo en un periodo de tiempo para esto se utilizó los siguientes factores:

Imagen No.121: Factores de escala.

Sismo ordinario	-- 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0.66$
Sismo severo	-- 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0.80$
Sismo extremo	-- 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=1.00$
Sismo mínimo	-- condición de excepción	$K_d=0.55$

Fuente: NSE 2, Doc 4 AGIES NSE 10.

Para nuestro caso en particular se utilizó el sismo ordinario que es un 10% de probabilidades de ser excedido en 50 años. Luego de esto se determinó el periodo de transición de la estructura, que es para observar el comportamiento de la estructura en sí.

$$T_s = \frac{S1s}{S_{cs}}$$

El cual resultó ser $T_s = 0.55$. Este separa los periodos cortos de los largos. Luego de esto se debe calibrar el espectro ya ajustado al factor de escala esto es por medio de las siguientes ecuaciones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S1d = K_d * S1s$$

Lo cual ya nos da los factores ajustados al sitio de la obra y además calibrados al factor de escala requerido. Se debe calcular el espectro de diseño para esta estructura. Para esto se necesita la siguiente ecuación:

$$S_a(T) = S_{cd}; \text{ si } T \leq T_s$$

$$S_a(T) = \frac{S1d}{T}; \text{ si } T > T_s$$

A partir de estas ecuaciones se calcula la gráfica de del espectro de diseño de esta estructura. Que describe cómo se va a vibrar la estructura al momento de un sismo.

5.2.6.2 Sismo estático equivalente. Luego de calcular el espectro de diseño para nuestra estructura debemos calcular el sismo estático equivalente para determinar las fuerzas sísmicas que van a actuar sobre la estructura. Esto a partir del comportamiento de la estructura previamente calculado. Para esto debemos de elegir el sistema de resistencia lateral, el cual para esta particularidad fue el de paneles de madera. Al elegir este sistema de resistencia lateral se obtienen distintos factores, estos factores son: El Factor Genérico de Reducción y Factor de Amplificación de Desplazamiento Post-elástico. Los cuales se obtuvieron a partir de la siguiente tabla:

Tabla No. 66: Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismo resistentes.

TABLA 1-1
Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes

	SISTEMA ESTRUCTURAL (sección 1.5)	Sistema Constructivo Véase Secc1.5.8	R	Ω_f	C_d	Límite de altura en metros Nivel de Protección			
						B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS								
E1-A	Marcos tipo A De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	8 8	3 3	5.5 5.5	SL SL	SL SL	SL SL	SL SL
E1-B	Marcos tipo B De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	5 4.5	3 3	4.5 4	50 50	30 30	12 12	NP NP
E1-C	Marcos tipo C De concreto reforzado De acero estructural	NSE 7.1 NSE 7.5	3 3.5	3 3	3 2.5	30 30	NP NP	NP NP	NP NP
E2	SISTEMA DE CAJON								
	Con muros estructurales De concreto reforzado A De concreto reforzado B De concreto reforzado BD De mampostería reforzada A Paneles de Concreto prefabricado Con paneles de madera	NSE 7.1 NSE 7.1 1.5.8 NSE 7.4 NSE 7.3 NSE 7.6	5 4 5 4 4 6	2.5 2.5 2.5 2.5 3 3	5 4 3 3 3.5 4	SL 50 30 30 30 20	75 50 30 30 30 20	50 30 15 20 15 15	30 NP 12 15 12 20
E3	SISTEMA GENERAL								
	Con muros estructurales De concreto reforzado A De concreto reforzado B De mampostería reforzada A Paneles de concreto prefabricado Marcos de acero amarrado Tipo A con riostras excéntricas Tipo A con riostras concéntricas Tipo B con riostras concéntricas	NSE 7.1 NSE 7.1 NSE 7.4 NSE 7.3 NSE 7.5 NSE 7.5 NSE 7.5	6 5 5.5 4.5 8 6 3.5	2.5 2.5 3 3 2 2 2	5 4 3.5 3.5 4 5 3.5	SL SL SL SL SL SL 30	75 50 SL 30 50 50 12	50 30 50 30 50 30 12	50 NP 50 20 30 20 NP

Fuente: NSE 3, Doc 6 AGIES NSE 10

Para este caso se obtuvieron los datos de la tabla anterior, y fueron $R=6$ y $C_d=4$. Luego de esto se debe calcular lo que es el periodo de vibración empírica T_a , el cual se basa en la siguiente ecuación

$$T_a = K_t * h n^x$$

En donde “ K_t ” y “ x ”, dependen del sistema de resistencia lateral, que en este caso son 0.047 y 0.85 respectivamente. Luego “ $h n$ ” es la altura en metros de la estructura que para este caso es de 5 m. Calculando así el periodo de vibración empírica el cual dio como resultado 0.185 s. al introducir este periodo en el espectro de diseño se obtiene un periodo de diseño de 0.99.

A continuación, se debe entrar a calcular lo que es el corte basal, este depende de lo que es un coeficiente sísmico y el peso sísmico de la estructura. Este está descrito por la siguiente ecuación:

$$V_b = C_{sb} * \frac{W_s}{g}$$

En donde “ C_{sb} ” es el coeficiente sísmico, “ W_s ” es el peso sísmico y g es la constante de la gravedad. Para determinar el coeficiente sísmico C_{sb} hay dos formas, la primera es por medio del periodo empírico de diseño, el cual se calcula de la siguiente forma:

$$C_{sb} = \frac{S_a(T_a)}{R}$$

En donde $S_a(T_a)$, es el espectro de diseño en función del periodo de vibración empírico y R es el coeficiente de Genérico de Reducción. Al calcular este coeficiente dio como resultado $C_{sb} = 0.165 g$. por otro lado también se puede determinar por el método dinámico el cual se calcula por medio de un programa de diseño estructural. Para este se utilizó el programa “ETABS”, en donde se dibujó la estructura y se aplicaron las cargas correspondientes y se determinó el período de vibración según el modelo. Donde se obtuvo un periodo de vibración de 0.0821. Luego calculando el espectro de diseño en función de este periodo y utilizando la ecuación anterior el coeficiente sísmico, resulto

ser $C_{sb}=0.165$. Por lo que es correcto utilizar este valor.

Por otra parte para calcular el peso sísmico se utilizó la norma NSE 3, Doc. 6, en donde se establece que el peso sísmico es el 100% del peso muerto y el 25% de la carga viva de la estructura. Debido a esto se calculó el área del nivel y se multiplico por las cargas correspondientes y de esta manera se obtuvo un peso sísmico de 4760 kgf.

Luego de esto se calculó el corte basal, es decir, la fuerza debido a las fuerzas sísmicas. Para esto se utilizó la ecuación antes descrita y dio como resultado un corte basal de 785.4 kgf. Esta es una fuerza que es aplicada a toda la estructura. Por este motivo se debe distribuirla tanto verticalmente como horizontalmente.

Para la distribución vertical se distribuyó utilizando las siguientes ecuaciones:

$$C_{s1} = \frac{W1 * h1}{W1 * h1 + W2 * h2}$$

$$C_{s2} = \frac{W2 * h2}{W1 * h1 + W2 * h2}$$

Donde $W1$ y $W2$, son los pesos sísmicos de los niveles 1 y 2, respectivamente y por otro lado $h1$ y $h2$ son las alturas de los niveles, siendo estas 2.4 y 5, respectivamente. Y por último C_{s1} y C_{s2} , son un porcentaje del corte basal que está dirigido a cada nivel. Esto dio como resultado $C_{s1}=0.482$ y $C_{s2}=0.519$. Dando como resultado las fuerzas en cada nivel de $F1$: 377.802 kgf y $F2$: 407.598 kgf.

Teniendo la distribución vertical de cada uno de los niveles. Se pasó a la distribución horizontal del corte basal. Para esto se debe establecer que elementos estructurales van a recibir estas cargas. Para esta distribución el diseñador debe

Tomando la distribución horizontal anterior, se utilizó el programa de cálculo y diseño estructural ETABS, como herramienta estratégica para la revisión de derivas de la estructura y para el cálculo estructural de los elementos utilizados y de esta forma lograr obtener las reacciones y esfuerzos internos de los elementos estructurales. Obteniendo esto se prosigo a revisar las derivas y comprarlas con el reglamento. Además se utilizó para determinar si los elementos del sistema de resistencia lateral resistían los esfuerzos provocados por las cargas laterales.

Para revisar las derivas del edificio primero se corrió el modelo y se obtuvieron las derivas, las cuales fueron:

Tabla No. 67: Tabla de derivas en la dirección "X".

Dirección "X"			
Nivel	Desplazamiento	Deriva	
Nivel 2	0.0272	0.0128	cm
Nivel 1	0.0144	0.0144	cm

Fuente: Elaboración propia

Tabla No. 68: Tabla de derivas en la dirección "Y".

Dirección "Y"			
Nivel	Desplazamiento	Deriva	
Nivel 2	0.0265	0.0129	cm
Nivel 1	0.0136	0.0136	cm

Fuente: Elaboración propia

Con los resultados podemos comprar estas derivas con los límites de derivas que se establecen en la norma guatemalteca, AGIES. Para esto se transformaron estas derivas en derivas pos-elásticas, multiplicándolas por el coeficiente de Amplificación Post-elástico. Para luego comparar las derivas contra los límites establecidos. Esto se debe realizar en ambas direcciones. Para esto se utilizó la siguiente ecuación:

$$DCR = \frac{\delta u}{\Delta u}$$

Donde δu es la deriva del modelo realizado y Δu es el límite de derivas establecido por AGIES. Lo que dio como resultado una DCR= 0.008 en la dirección “Y” y DCR= 0.01 en la dirección “X”. Para cualquier duda o incertidumbre de estos resultados se pueden referir al apéndice A, en donde se encuentran los cálculos realizados para determinar estos resultados.

Luego de revisar las derivas se prosiguió con la revisión de los elementos estructurales del sistema de resistencia lateral, se utilizó el programa de análisis estructural y se determinó las cargas críticas para estos elementos. Los elementos que se deben diseñar para el sistema de resistencia lateral, fue el pie derecho, que consiste en una columna espaciada cada 40 cm, la cual soporta tanto la carga lateral como carga gravitacional. Por otro lado también se revisó las columnas interiores para ver su comportamiento. Para la revisión de esta sección primero se determinó la carga crítica en uno de esos elementos, esta fue de 884 kgf y 0.22 kgf*m, esto fue una fuerza puntual y un momento. Luego de esto con estos datos se revisó a flexo compresión, esto fue utilizando las ecuaciones anteriormente mencionadas. Los resultados fueron los siguientes:

Tabla No. 69: Resultados de pie derecho a flexo-compresión por sistema de resistencia lateral.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Flexo-compresión	884 kgf	3023.689 kgf	0.09

Tabla No. 70: Resultados de columna interna a flexo-compresión por sistema de resistencia lateral.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Flexo-compresión	1470 kgf	1892.041 kgf	0.672

Luego de esto se revisó lo que es la cubierta del panel en sí. Para esto se determinó por medio de ETABS, los esfuerzos provocados en la cubierta de los muros. Estos se tienen en dos direcciones, vertical y horizontal. Se prosiguió con la determinación de las propiedades de la cubierta como inercia y área. Luego de esto se revisó a flexo-compresión y a tensión con las cargas determinadas anteriormente. Para mayor detalle de esto se puede revisar en el apéndice A de este documento.

5.2.6.3 Revisión de volteo. Para la revisión del volteo de primera instancia se integraron las cargas de viento establecidas en NSE 2, Doc. 4, en donde se establecen los parámetros de las cargas de viento y las de levantamiento o volteo. Para esto se determinó la exposición de la estructura, que en este caso fue exposición tipo B, según parámetros establecidos. Luego de esto se calculó la presión del viento según la siguiente ecuación:

$$P = C_e * C_q * q_s * I$$

En donde P , es la presión que ejerce el viento, C_e es un coeficiente de exposición, que dependen de la exposición de la obra y la altura de la misma, en este caso es de 0,65. Para esto se utiliza la siguiente tabla:

Tabla No. 61: Coeficientes de exposición.

Tabla 5-1

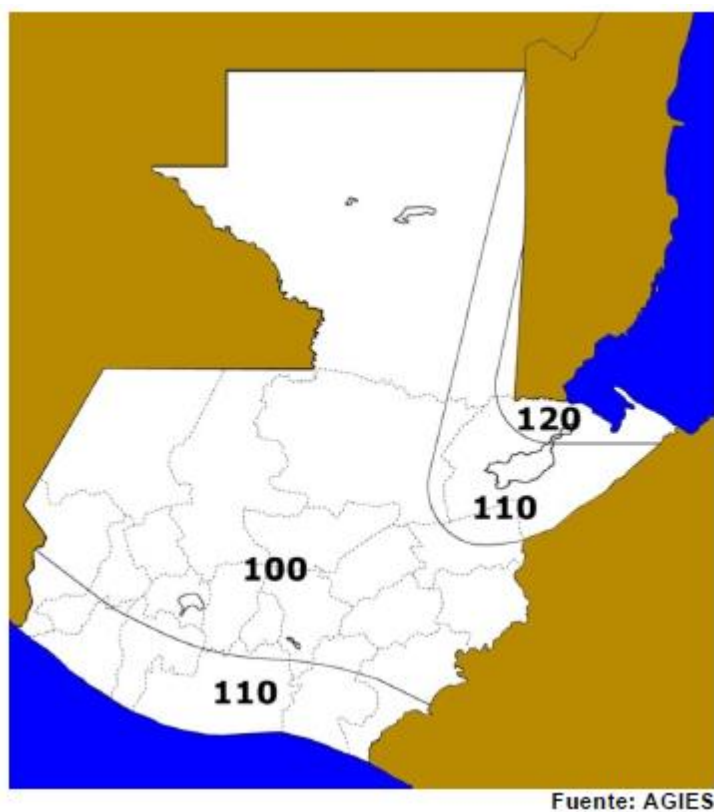
ALTURA SOBRE EL NIVEL PROMEDIO DEL TERRENO (m)	Exposición D	Exposición C	Exposición B
4.5	1.39	1.06	0.62
6.0	1.45	1.13	0.67
7.5	1.50	1.19	0.72
9.0	1.54	1.23	0.76
12.0	1.62	1.31	0.84
18.0	1.73	1.43	0.95
24.0	1.81	1.53	1.04
30.0	1.88	1.61	1.13
36.0	1.93	1.67	1.20
48.0	2.02	1.79	1.31
60.0	2.10	1.87	1.42
90.0	2.23	2.05	1.63
120.0	2.34	2.19	1.80

Alturas menores a 4.50m debe utilizar el factor C_e para 4.50m
Alturas mayores a 4.50m pueden ser interpoladas

Fuente: NSE 2, Doc. 4.

Q_s es un coeficiente de presión de remanso del viento a una altura estándar de 10 mts, en este caso en particular fue de 474 Pa, que depende de la velocidad máxima del viento en el área de la obra. Para este caso la velocidad máxima es de 100 km/h.

Ilustración No.124: Mapa de zonas de velocidad del viento en la República de Guatemala (km/h).



Fuente: AGIES.

Por otro C_q es un coeficiente de presión para la estructura. Este es de 0.8 debido a la tabla del reglamento. Se determina con la siguiente tabla:

Tabla No. 72: Coeficientes C_q .

ESTRUCTURA O PARTE DE LA MISMA	DESCRIPCIÓN	FACTOR C_q
1.Estructuras y Sistemas Primarios	Muros: Muro en barlovento Muro en sotavento Techos: Viento perpendicular a la cumbrera Techo en sotavento o techo plano Techo en barlovento: Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 3:4 Pendiente mayor a 3:4 y menor a 1:1 Pendiente mayor a 1:1 Viento paralelo a la cumbrera y techo plano	0.8 hacia adentro 0.5 hacia fuera 0.7 hacia fuera 0.7 hacia fuera 0.9 hacia fuera ó 0.3 hacia adentro 0.4 hacia adentro 0.7 hacia adentro 0.7 hacia fuera
2.Elementos y componentes que no están en áreas de discontinuidad	Elementos de Muros: Todas las estructuras Estructuras encerradas y no encerradas Estructuras parcialmente encerradas Parapetos Elementos de Techos: Estructuras encerradas y no encerradas Pendiente menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1 Estructuras parcialmente encerradas Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1	1.2 hacia dentro 1.2 hacia fuera 1.6 hacia fuera 1.3 hacia dentro o hacia fuera 1.3 hacia fuera 1.3 hacia fuera o hacia dentro 1.7 hacia fuera 1.6 hacia fuera 0.8 hacia dentro 1.7 hacia adentro o hacia fuera
3.Elementos y componentes en áreas de discontinuidades	Esquinas de Muros Aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras sin voladizos Pendiente menor a 1:6 Pendiente mayor a 1:6 y menor a 7:12 Pendiente mayor a 7:12 y menor a 1:1 Voladizos en aleros de techos, cornizas inclinadas o cumbreras y toldos	2.3 hacia arriba 2.6 hacia fuera 1.6 hacia fuera 0.5 sumado a los valores anteriores
4.Chimeneas, tanques y torres sólidas	Cuadrado o rectangular Hexagonal u octogonal Redondo o elíptico	1.4 en cualquier dirección 1.1 en cualquier dirección 0.8 en cualquier dirección
5.Torres de estructuras abiertas	Cuadrado y rectangular Diagonal Normal Triangular	4.0 3.6 3.2
6.Accesorios de torres (escaleras, conductos, lámparas y ascensores)	Elementos cilíndricos 51 mm o menor diámetro Mayores de 51 mm de diámetro Miembros planos o angulares	1.0 0.8 1.3
7.Señalización, astas de bandera, postes de luz y estructuras menores		1.4 en cualquier dirección

Fuente: NSE 2, Doc. 4.

Luego de todo estos cálculos se logró determinar que la presión del viento fue de 25.134 kgf/m². Luego de esto se multiplicó por el área de exposición lo que nos dio una fuerza de 744.971 kgf, para la cual se calculó un momento de volteo. Para poder contrarrestar este momento de volteo se calculó el momento debido a las cargas muertas y carga muerta sobrepuesta. Este momento nos dio como resultado 6720

kgf*m, luego de esto se debe calcular un factor de seguridad, el cual está definido por la siguiente ecuación:

$$F_s = \frac{0.9 * M_{cm}}{1.3 M_w}$$

En donde F_s , es el factor de seguridad, M_{cm} es el momento debido a las cargas muertas y muertas sobrepuestas y M_w es el momento generado por el viento. Esto nos dio un factor de 2.498. Para revisar el volteo el factor de seguridad debe ser mayor a 1.5. Por lo que la estructura si cumple y no va a sufrir volteo o levantamiento.

5.2.7 Diseño de conexiones. Para el diseño de las conexiones, se tomó en cuenta que ninguna conexión transmitía momentos por lo que únicamente se debían chequear por corte. Para esto primero se determinó el corte por medio de la combinación crítica de entrepiso, la cual se estableció anteriormente, en el diseño del sistema gravitacional. Luego de esto se determinó el corte en la conexión. Para diseñar la conexión se necesita determinar qué elementos van a absorber los esfuerzos que están presentes. Para este caso se utilizará varilla roscada Hilti y platina de acero A36. Para esto se debe utilizar las capacidades de cada una. Luego de esto se revisa si tienen la capacidad de resistir estos esfuerzos y se diseñan en función de espesores y diámetros. Para este caso se tomó el corte y se revisó la varilla roscada. La cual resultó con una relación demanda capacidad de 0.827, utilizando una varilla de 3/8" de diámetro. Por otro lado se utilizó una platina de acero A36, de un grosor de 1/8" y un ancho de 4", obteniendo así una relación demanda capacidad de 0.036.

Tabla No. 73: Resultados de revisión de conexiones a corte.

Reacción	Demanda	Capacidad	Relación D/C
Corte (perno)	350 kgf	422.7 kgf	0.827
Corte (platina)	350 kgf	4898.8 kgf	0.036

5.3 Europanel (Cemento con Poliestireno).

5.3.1 Cimiento. Los materiales estructurales a utilizar tienen poco peso, por lo que se ha pensado realizar un cimiento corrido para que sirva de base y la madera no se arruine debido al exceso de humedad que pueda haber en el suelo.

Para diseñarlo se utilizó AGIES NSE 2 en donde se van obteniendo factores para realizar el cálculo del diseño. El material a utilizar es concreto de 280 Kg/cm². Como valor del suelo se utilizó un suelo pobre, que tiene una capacidad de 15,000 kg/m². El tamaño de la columna es de 0.127 metros de ancho por 0.127 metros de espesor. La zapata de colocará a una profundidad de 0.70 metros. Las combinaciones de carga que se obtienen son tomadas de AGIES NSE 2, tanto para carga como para momento.

El cimiento es de concreto reforzado con 4 barras No. 3 más el eslabón a cada 150mm. El levantado de block tendrá 150mm y por último se tiene una solera fundida de 200mm con 4 barras No. 3 corridas más un estribo No. 2 a cada 150mm.

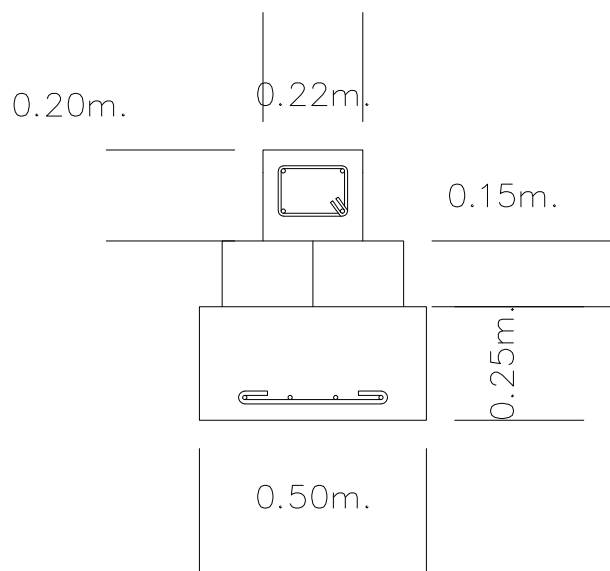
Tabla No. 74: Datos de concreto y suelo.

DATOS

CONCRETO		
$F'C=$	280	Kg/cm ²
$F_y=$	4200	Kg/cm ²
$\rho_{con}=$	2400	Kg/m ³
SUELO		
$Q_s=$	15000	Kg/m ²
$F_s=$	3	
$\gamma_{suelo}=$	1400	Kg/m ³
$\phi_{suelo}=$	0.65	

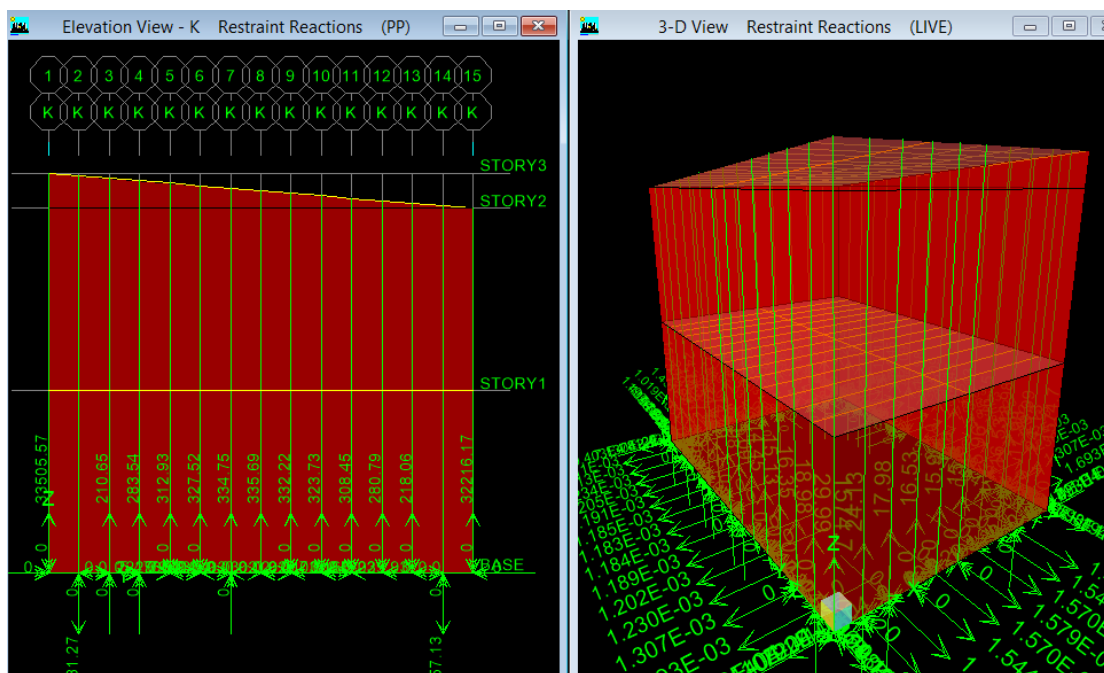
Fuente: AGIES.

Imagen No.125: Perfil de cimiento corrido.



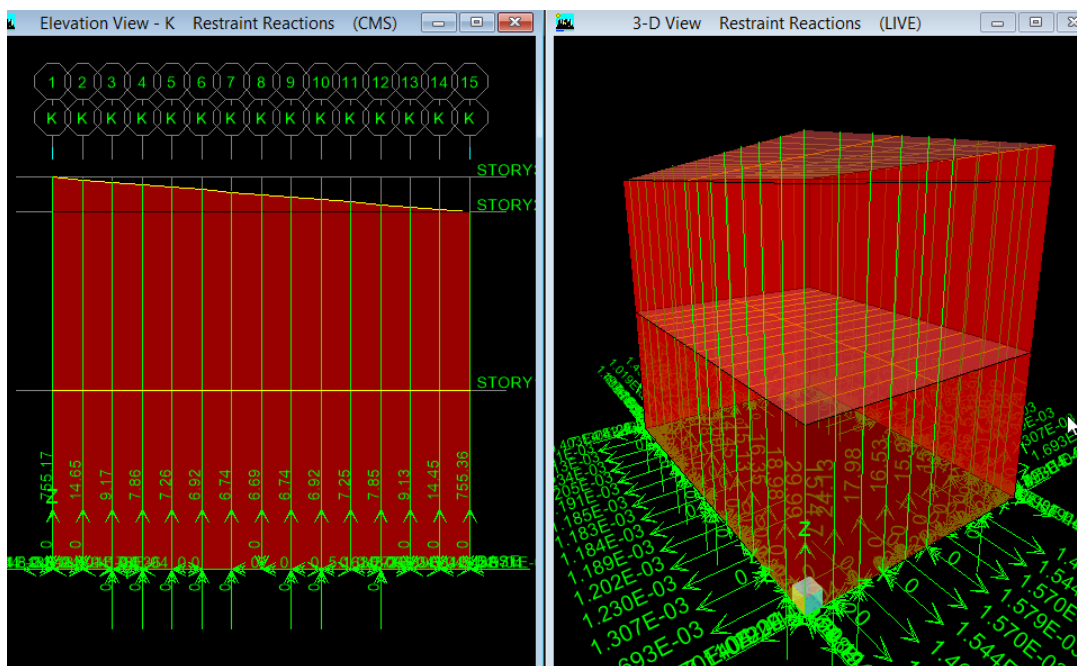
Fuente: Propia.

Imagen No. 126: Reacciones de peso propio en columnas.



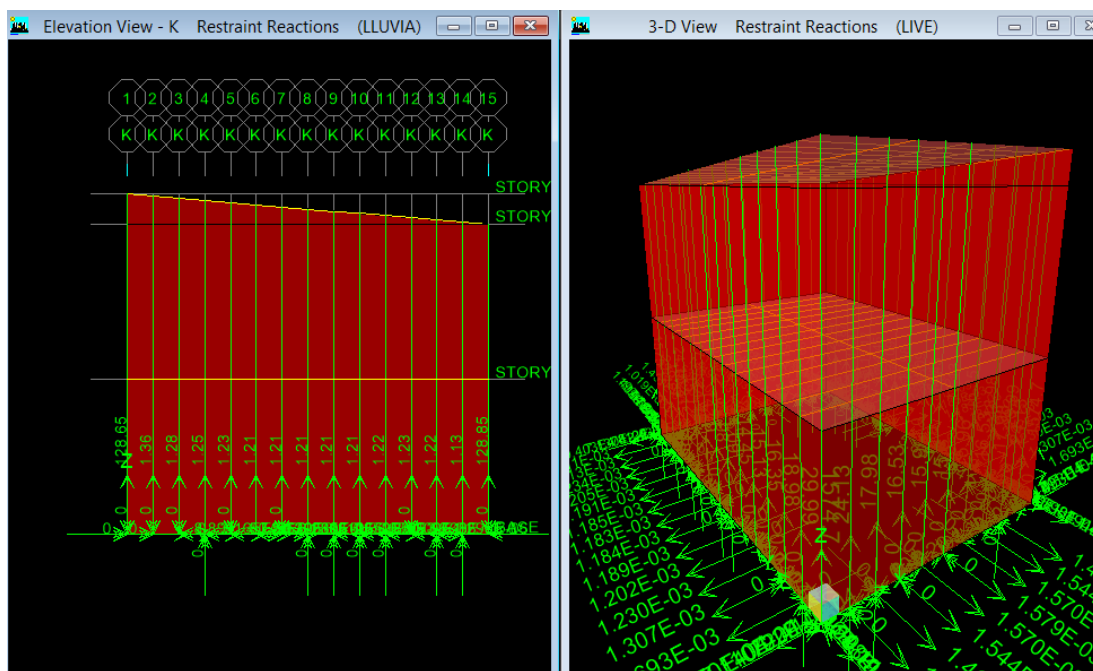
Fuente: Propia

Imagen No. 127: Reacciones de carga muerta en columnas.



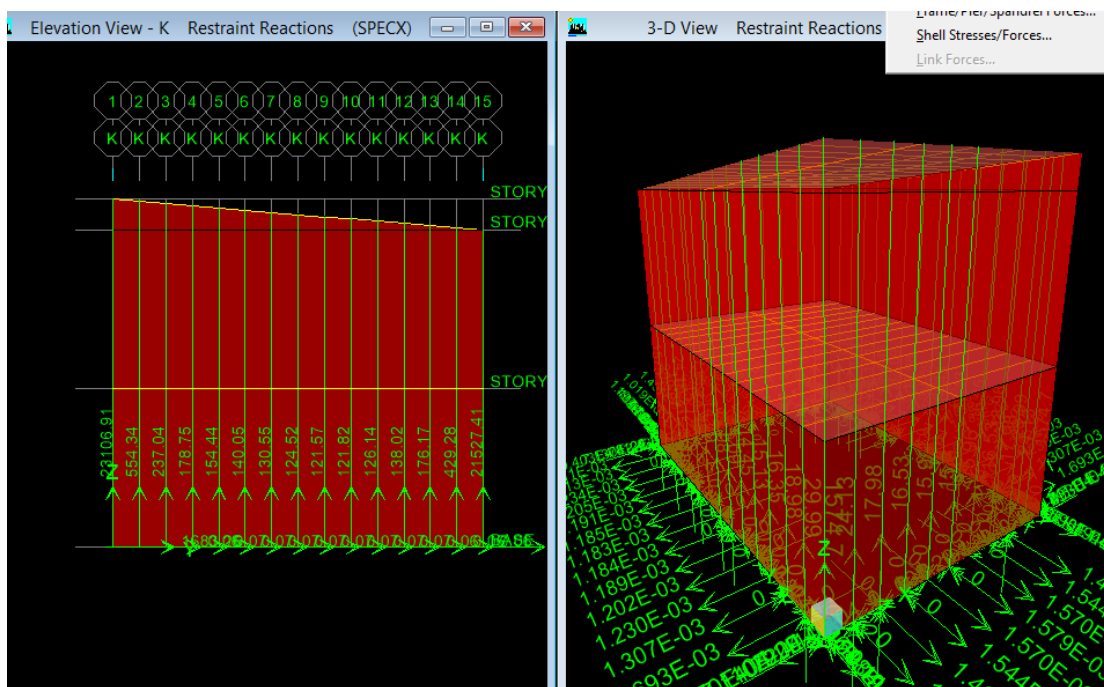
Fuente: Propia

Imagen No. 128: Reacciones de carga de lluvia en columnas.



Fuente: Propia.

Imagen No. 129: Reacciones de carga de sismo en columnas.



Fuente: Propia

5.3.2 Diseño de techo. El diseño de la vivienda se hizo con madera. Para realizar la integración de cargas se sumó la carga de la madera 30kgf/m² más Europanel que es de unos 25kgf/m².

La integración de las combinaciones de cargas fueron las siguientes:

$$1.4 \cdot (\text{PPT} + \text{CMST})$$

$$1.3 \cdot (\text{PPT} + \text{CMST}) + 1.6 \text{CVTE}$$

$$1.2 \cdot (\text{PPT} + \text{CMST}) + 1.3 \text{PV} + 0.5 \text{CCLT}$$

$$1.3 \cdot (\text{PPT} + \text{CMST}) + \text{CVTE}$$

La exposición de la vivienda con respecto al viento fue “B” en donde la presión del viento equivalente que se obtuvo fue 21.908kgf/m² según el programa computacional ETABS con base a AGIES. Con los cálculos se obtiene que el viento no es la fuerza que rige, porque el sismo lo supera grandemente. Sin embargo se hace la aclaratoria del viento porque es una fuerza a considerar en los sistemas estructurales así como en las combinaciones de carga.

Techo:

$$\text{ppte} := 55 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{cmste} := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{cvte} := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Are} := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \cdot 2 \text{ cm} = 36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Clte} := 0.0098 \cdot (20 \text{ mm}) \cdot \frac{\text{kPa}}{\text{mm}} = 19.986 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Integración carga de viento

Exposición de tipo B

Según AGIES

$$H_{te} := 0.525 \text{ m} \quad H_{piso} := 2.7 \text{ m}$$

$$Altoviento := 2 \cdot H_{piso} + \frac{H_{te}}{2} = 5.663 \text{ m}$$

Para encontrar C_e se interpola debido a que la altura es 5.325m.

$$X_0 := 4.5 \quad Y_0 := .62$$

$$X_1 := 6 \quad Y_1 := .67$$

$$x := 5.325$$

$$y := Y_1 + \frac{(Y_1 - Y_0)}{(X_1 - X_0)} \cdot (x - 6) = 0.648$$

$$C_e := y = 0.648$$

Tiene una pendiente de 8.33%

$$C_q := 0.7$$

$$q_s := 474 \text{ Pa}$$

$$P_w := C_e \cdot C_q \cdot q_s = 21.908 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Integración de carga gravitacional de techo

Combinación de carga de techo

$$U_{1te} := 1.4 \cdot (p_{pte} + c_{mste}) = 105 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$U_{2te} := 1.3 \cdot (p_{pte} + c_{mste}) + 1.6 \cdot c_{vte} = 177.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$U_{4te} := 1.3 \cdot (p_{pte} + c_{mste}) + c_{vte} = 147.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$U_{3te} := 1.2 \cdot (p_{pte} + c_{mste}) + 1.3 \cdot P_w + 0.5 \cdot C_{llte} = 128.473 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

5.3.2.1 Costaneras de techo. El diseño de la costanera de techo se hizo a cada 0.45 metros y tienen una longitud de 1.35 metros. El área transversal de la costanera es de 2 pulgadas cuadradas. Y se tiene una demanda capacidad de 0.802.

Para chequear las deflexiones lo que se realizó fue utilizar el módulo de elasticidad de la madera que se obtuvo de *maderas del oeste* del manual 2005-NDS-Supplement en donde se modelo pino blanco con un módulo de elasticidad de 6895 N/mm². En donde se obtuvieron las deflexiones para cargas vivas y cargas vivas más muertas.

Sección de la costanera

$$b_{cos} := 2 \text{ in}$$

$$h_{cos} := 2 \text{ in}$$

$$S_{xcos} := \frac{1}{6} \cdot b_{cos} \cdot h_{cos}^2$$

$$S_{ycos} := \frac{1}{6} h_{cos} \cdot b_{cos}^2$$

$$I_{xcos} := \frac{1}{12} \cdot b_{cos} \cdot h_{cos}^3$$

$$I_{ycos} := \frac{1}{12} h_{cos} \cdot b_{cos}^3$$

$$C_f := \left(\frac{12}{2} \right)^{\frac{1}{9}} = 1.22$$

Obtenido como factor de tamaño de 2005-NDS-Supplement. pp. 37.

$$F_b := 54.488 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$C_f \cdot F_b = 945.723 \text{ psi}$$

Fb obtenido de 2005-NDS-Supplement. pp. 35.

$$C_m := 1$$

Cm: Si $C_f \cdot F_b$ son menores a 1500 psi $C_m = 1$. 2005-NDS-Supplement. pp. 37.

$$C_d := 1$$

$$C_i := 1$$

$$\phi_s := 0.85$$

Cd y Ci se obtuvieron del 2005ASD-LRFD-Manual-Web. pp 147

$$K_f := \frac{2.16}{\phi_s} = 2.541$$

Phi y lamda se obtuvo de LRFDStrucEng. pp. 3

$$\phi_b := 0.85$$

$$\lambda := 0.8$$

$$Fb' := Fb \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ci \cdot Kf \cdot \phi b \cdot \lambda = 94.155 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Mucosx := \frac{1}{8} \cdot Wutex \cdot (Lcos^2) = 12.396 \text{ kgf} \cdot m$$

$$Mucosy := \frac{1}{8} \cdot Wutey \cdot (Lcos^2) = 4.109 \text{ kgf} \cdot m$$

$$DCcos := \frac{\frac{Mucosx}{Scos}}{Fb'} + \frac{\frac{Mucosy}{Sycos}}{Fb'} = 0.802$$

Chequeo de deflexión

$$Em := 6895 \frac{N}{mm^2}$$

Obtenido de 2005-NDS-Supplement. pp33.

$$E' := Em \cdot Cm \cdot Cd \cdot Ci = 70309.433 \frac{kgf}{cm^2}$$

Por carga viva

$$\Delta cx := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot \frac{6.3}{6.32} Scos \cdot Lcos^4}{Em \cdot Ixcos} = 0.249 \text{ cm}$$

$$\Delta cy := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot \frac{0.525}{6.32} Scos \cdot Lcos^4}{Em \cdot Iycos} = 0.021 \text{ cm}$$

$$\Delta c := \sqrt{\Delta cx^2 + \Delta cy^2} = 0.249 \text{ cm}$$

$$\Delta cviva := \frac{Lcos}{180} = 0.75 \text{ cm}$$

$$\text{If}(\Delta c < \Delta cviva, "Ok", "NO Ok") = "Ok"$$

5.3.2.2 Viga principal de techo. Después se diseñó la viga principal de techo con el programa ETABS9.7 en donde se determinó que el largo de las vigas sería de 6.3 metros. La sección de la viga es de 5 pulgadas de profundidad por 5 pulgadas de ancho. Se obtuvieron las fuerzas máximas con ETABS y también el momento máximo.

Luego se chequearon las fuerzas a compresión que presentan las vigas. Se hace el factor de ajuste y al final se obtiene una fuerza final de 97.19kgf/cm². Se determinaron las capacidades resistentes tanto de fuerza como de momento y el chequeo por deflexión, junto con la demanda capacidad da 0.656.

Por carga muerta+viva

$$\Delta c2x := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvt_e + ppt_e + cmste) \cdot \frac{6.3}{6.32} Scos \cdot Lcos^4}{Em \cdot Ixcos} = 0.621 \text{ cm}$$

$$\Delta c2y := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvt_e + ppt_e + cmste) \cdot \frac{0.525}{6.32} Scos \cdot Lcos^4}{Em \cdot Iycos} = 0.052 \text{ cm}$$

$$\Delta c2 := \sqrt{\Delta c2x^2 + \Delta c2y^2} = 0.624 \text{ cm}$$

$$\Delta cvm := \frac{Lcos}{120} = 1.125 \text{ cm}$$

$$\text{if}(\Delta c2 < \Delta cvm, "Ok", "NO Ok") = "Ok"$$

DISEÑO DE VIGA DE TECHO

Datos de viga (etabs)

$$bv := 5 \text{ in}$$

$$hv := 5 \text{ in}$$

$$Lv := 6.3 \text{ m}$$

$$Av := bv \cdot hv = 25 \text{ in}^2$$

$$S_{xv} := \frac{1}{6} \cdot b_v \cdot h_v^2 = 341.397 \text{ cm}^3$$

$$I_{vxx} := \frac{1}{12} \cdot b_v \cdot h_v^3 = 2167.872 \text{ cm}^4$$

$$r_{vxx} := \sqrt{\frac{I_{vxx}}{A_v}} = 3.666 \text{ cm}$$

$$I_{vyy} := \frac{1}{12} \cdot h_v \cdot b_v^3 = 2167.872 \text{ cm}^4$$

$$r_{vyy} := \sqrt{\frac{I_{vyy}}{A_v}} = 3.666 \text{ cm}$$

Fuerzas máximas

$$P_{uv} := 180 \text{ kgf}$$

$$M_{uv} := 200 \text{ kgf} \cdot m$$

$$F_{cex} := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{L_v}{h_v}\right)^2} = 23.486 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cey} := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{L_v}{b_v}\right)^2} = 23.486 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_c := 56.246 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

F_c. Se obtuvo de 2005-NDS-Supplement. pp 50. Pino blanco de Oeste.

$$F_{c'} := F_c \cdot C_d \cdot C_m \cdot C_i \cdot K_f \cdot \phi_b \cdot \lambda = 97.193 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c := 0.91$$

C obtenido de 2005-NDS-Supplement. pp. 44.

$$C_{px} := \frac{1 + \left(\frac{F_{cex}}{F_{c'}}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{F_{cex}}{F_{c'}}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{F_{cex}}{F_{c'} \cdot c}} = 0.235$$

$$C_{py} := \frac{1 + \left(\frac{F_{cey}}{F_{c'}}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{F_{cey}}{F_{c'}}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{F_{cey}}{F_{c'} \cdot c}} = 0.235$$

Capacidades resistentes

$$P' := \min(C_{px}, C_{py}) \cdot A_v \cdot F_c' = (3.686 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$M_{x'} := F_b' \cdot S_{xv} = 321.443 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo por Flexocompresión

$$DC_v := \left(\frac{P_{uv}}{P'} \right)^2 + \left(\frac{M_{uv}}{M_{x'} \cdot \left(1 - \frac{P_{uv}}{F_{cex} \cdot A_v} \right)} \right) = 0.656$$

5.3.3 Entrepiso. En el entrepiso se cargaron diferentes cargas vivas y muertas, porque el uso será diferente. Como peso propio se mantiene el 55 kgf/m² y la carga viva de entrepiso ahora es de 200 kgf/m² y la carga muerta sobrepuesta es de 100kgf/m². En ETABS se modeló el entrepiso como una losa de madera, porque el sistema a utilizar se pensó como un “sándwich”.

La combinación de carga del entrepiso es:

Diseño de Entrepiso

$$ppent := 55 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$cvent := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$cmsent := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Combinación de carga de entrepiso

$$U_{ent} := 1.3 \cdot (ppent + cmsent) + 1.6 \cdot (cvent) = 521.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Diseño de Costaneras

$$A_{cos} := 45 \text{ cm}$$

$$L_{cos2} := 2.25 \text{ m}$$

$$B_{cos2} := 4 \text{ in}$$

$$H_{cos2} := 4 \text{ in}$$

$$S_{cosx} := \frac{1}{6} \cdot B_{cos2} \cdot H_{cos2}^2 = 174.795 \text{ cm}^3 \quad I_{cosx} := \frac{1}{12} \cdot B_{cos2} \cdot H_{cos2}^3 = 887.96 \text{ cm}^4$$

$$W_{ucos} := U_{ent} \cdot A_{tcos} = 234.675 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{ucos} := \frac{1}{8} \cdot W_{ucos} \cdot L_{cos2}^2 = 148.505 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_{ncos2} := F_b' \cdot S_{cosx} = 164.579 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DC_{cos2} := \frac{M_{ucos}}{\phi M_{ncos2}} = 0.902$$

$$\Delta_{cosv} := \frac{L_{cos2}}{360} = 0.625 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cos2cmv} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(c_{vent} + p_{pent} + c_{msent}) \cdot A_{tcos} \cdot L_{cos2}^4}{E_m \cdot I_{cosx}} = 0.854 \text{ cm}$$

$$\Delta_{coscmv} := \frac{L_{cos2}}{240} = 0.938 \text{ cm}$$

5.3.3.1 Viga gravitacional. El diseño de costaneras es a cada 0.45 metros con una longitud de 2.25 metros. El área transversal es de 4 pulgadas cuadradas. Se obtuvieron los módulos de sección el peso, los momentos y la demanda capacidad fue de 0.90. Los desplazamientos también resultaron aceptables porque no se desplazarían más de 1 centímetro.

La longitud de la viga principal fue de 6.3 metros y su ancho tributario de 2.25 metros. La sección fue de 14 pulgadas de ancho por 14 pulgadas de profundidad. La demanda capacidad salió aceptable, ya que fue de 0.825 y la deflexión máxima de 2.625 centímetros.

Diseño de viga principal Gravitacional

$$Lvg := 6.3 \text{ m}$$

$$Atvg := 2.25 \text{ m}$$

$$Wuvg := Uent \cdot Atvg = 1173.375 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Bvg := 14 \text{ in}$$

$$Hvg := 14 \text{ in}$$

$$Sxvg := \frac{1}{6} \cdot Bvg \cdot Hvg^2 = 7494.351 \text{ cm}^3$$

$$Ixvg := \frac{1}{12} \cdot Bvg \cdot Hvg^3 = 133249.554 \text{ cm}^4$$

$$Muvg := \frac{1}{8} \cdot Wuvg \cdot Lvg^2 = 5821.407 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi Mnv g := Fb' \cdot Sxvg = 7056.326 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DCvg := \frac{Muvg}{\phi Mnv g} = 0.825$$

$$\Delta vg := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atvg \cdot Lvg^4}{Em \cdot Ixvg} = 0.985 \text{ cm}$$

$$\Delta vg1 := \frac{Lvg}{360} = 1.75 \text{ cm}$$

$$\Delta vgcmv := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atvg \cdot Lvg^4}{Em \cdot Ixvg} = 1.749 \text{ cm}$$

$$\Delta vg1cmv := \frac{Lvg}{240} = 2.625 \text{ cm}$$

5.3.3.2 Diseño columnas principales. El área tributaria de las columnas principales es de 7 metros cuadrados, esto porque se ubicaron 6 columnas, cada una en una esquina de la casa y otra en el centro del lado corto de la estructura. Las secciones de la columna fueron de 4 pulgadas de ancho por 4 pulgadas de espesor. La longitud de la misma fue de 2.7 metros. Para obtener la fuerza a compresión se buscó en el 2005-NDS-Supplement. Los factores utilizados se encontraron en el documento LRFDStrucEng. Luego se chequeó flexión y compresión con lo que se obtuvo una demanda capacidad de 0.58 lo que es bastante aceptable.

Diseño de la columna gravitacional

$$A_{tc} := \frac{6.3}{2} \text{ m} \cdot \frac{4.5}{2} \text{ m} = 7.088 \text{ m}^2$$

$$P_{uc} := U_{ent} \cdot A_{tc} = 3696.131 \text{ kgf}$$

$$H_{col} := 4 \text{ in}$$

$$B_{col} := 4 \text{ in}$$

$$L_{col} := 3.225 \text{ m}$$

$$A_{col} := H_{col} \cdot B_{col}$$

$$k_{col} := 0.8$$

Valores de la madera

$$F_c := 54.488 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

F_b obtenido de 2005-NDS-Supplement, pp. 35.

$$\phi_{sc} := 0.9$$

Phi. Se obtuvo de LRFDStrucEng, pp. 3 por estar a compresión

$$K_{fc} := \frac{2.16}{\phi_{sc}} = 2.4 \quad \lambda := 1$$

Lamda. Se obtuvo de LRFDStrucEng, pp. 3 porque domina muerta y viva

$$S_{colx} := \frac{1}{6} \cdot B_{col} \cdot H_{col}^2$$

$$S_{coly} := \frac{1}{6} \cdot H_{col} \cdot B_{col}^2$$

$$F_{cex} := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{L_{col}}{H_{col}}\right)^2} = 57.361 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cey} := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{L_{col}}{B_{col}}\right)^2} = 57.361 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c := 0.8$$

$$C_{px} := \frac{1 + \left(\frac{F_{cex}}{F_c'}\right)^2}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{F_{cex}}{F_c'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{F_{cex}}{F_c' \cdot c}} = 0.494$$

$$C_{py} := \frac{1 + \left(\frac{F_{cey}}{F_{c'}} \right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{F_{cey}}{F_{c'}}}{2 \cdot c} \right)^2 - \frac{F_{cey}}{F_{c'} \cdot c}} = 0.494$$

Capacidades resistentes

$$P' := \min(C_{px}, C_{py}) \cdot A_{col} \cdot F_{c'} = 4954.397 \text{ kgf}$$

$$DC_{col} := \left(\frac{P_{uc}}{P'} \right) = 0.746$$

5.3.4 Sistema sísmico. Se utilizarán para resistir el sismo paneles en la dirección corta y la dirección larga. Para esto se utiliza una integración de cargas laterales que son producidas por el sismo.

La ubicación que se escogió fue Guatemala, la clasificación de obra es ordinaria. Todo esto según AGIES NSE 2. Los ajustes por intensidades sísmicas son:

1. $S_{cr}=1.5g$
2. $S_{1r}=0.55g$

El nivel de protección de obra que se utiliza es D ya que se hace el diseño en la Ciudad de Guatemala, con un índice de sismicidad de $I_o=4$. Los ajustes por clase de sitio son:

1. $F_a=1$
2. $F_v=1.5$

Los ajustes por clasificación de obra son:

1. $k_d=6$
2. $S_{cd}=0.99$
3. $S_{1d}=0.545$

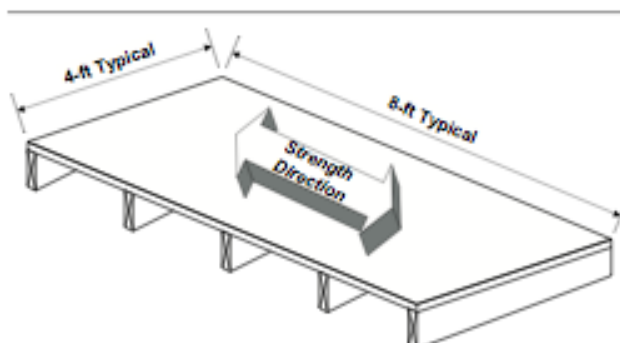
El sistema lateral a utilizar son paneles de madera con la fuerza en dirección transversal a los soportes. El k_t y el x que se utilizaron fueron los que se encontraron par “todos los otros materiales” el R y el C_d que se utilizaron fueron 2.5 y 2.5 respectivamente. Estos se obtuvieron del ASCE 7-10 Capítulo 12. Esto se puede encontrar en el apéndice 1. En dónde se amplía más la información de manera explícita.

Se evalúa el sismo estático y el sismo dinámico en ETABS 9.7. Una vez utilizado esto se calibran y después ya se tienen los desplazamientos reales del ETABS. Con los resultados que proporciona ETABS se obtiene su periodo y después se puede obtener los momentos últimos que da la estructura. Luego se obtienen los desplazamientos elásticos y con eso se determina finalmente si es aceptable el sistema lateral o no.

En este trabajo se decidió agregar un sistema de breizas en los paneles porque las derivas utilizadas eran muy grandes. Con el sistema lateral de breizas, más los paneles se logró rigidizar a la estructura. Como material equivalente (madera-europanel) se sumaron sus densidades y los módulos elásticos. Hay que tomar en cuenta que los datos utilizados en todo el trabajo son de maderas estadounidenses, especialmente pino blanco del oeste, ya que fue el pino que se logró encontrar con los más altos valores de resistencia. En Guatemala se carece de una norma que proporcione tales valores y coeficientes.

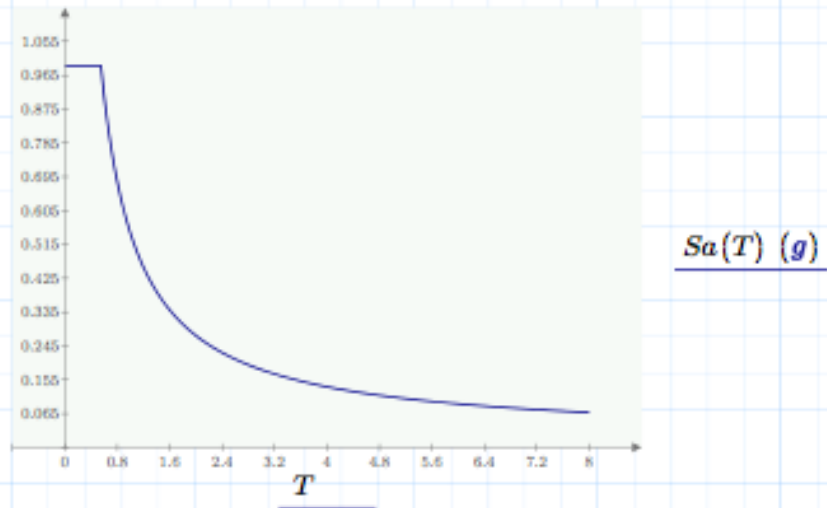
Imagen No. 130: Panel estructural.

Figure M9.2-1 Structural Panel with Strength Direction Across Supports



$$S_a(T) := \text{if} \left(T < T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T} \right)$$

Espectro de Diseño



Sismo Estático Equivalente lado LARGO

Sistema estructural lateral a usar es paneles de madera con fuerza en dirección transversal a los soportes y europanel

$$K_t := 0.0488$$

$$x := 0.75$$

$$h_e := 5.925$$

$$T_a := K_t \cdot (h_e)^x = 0.185$$

$$S_a(T_a) = 0.99 \text{ g}$$

Por ser euro panel

$$R := 2.5$$

$$C_d := 2.5$$

$$C_{sa} := \frac{S_a(T_a)}{R} = 0.396 \text{ g}$$

Método Dinámico

Propiedades de Styrcon 200

Primer planteamiento

Columnas 4inx4in y vigas 5inx5in y 15inx15in

$T_b := 0.0976$ sacado de modelo en etabs

$S_a(T_b) = 0.99 \text{ g}$

$C_{sb} := \frac{S_a(T_b)}{R} = 0.396 \text{ g}$ Coeficiente sísmico

AGIES doc 6 NSE 3 pag 56

Para el nivel 2 $At_{marco} := 2.25 \text{ m} \cdot 6.3 \text{ m} = 14.175 \text{ m}^2$

$W_2 := (((p_{pte} + c_{mste}) + 0.25 \cdot c_{vte})) \cdot (At_{marco}) = 1240.313 \text{ kgf}$

$W_1 := (((p_{pent} + c_{msent}) + 0.25 \cdot (c_{vent}))) \cdot At_{marco} = 2905.875 \text{ kgf}$

$W_s := W_1 + W_2 = 4146.188 \text{ kgf}$

$V_b := C_{sb} \cdot \frac{W_s}{g} = 1641.89 \text{ kgf}$ $h_1 := 2.7 \text{ m}$ $h_2 := 5.925 \text{ m}$

Distribución vertical de corte basal

$C_{s1} := \frac{W_1 \cdot h_1}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2} = 0.516$ $C_{s2} := \frac{W_2 \cdot h_2}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2} = 0.484$

$$F1 := Cs1 \cdot Vb = 847.798 \text{ kgf}$$

$$F2 := Cs2 \cdot Vb = 794.092 \text{ kgf}$$

Desplazamientos elásticos

$$\delta c1 := 0.0049 \text{ m}$$

$$\delta c2 := 0.00 \text{ m}$$

Desplazamientos post-elásticos

(al multiplicar el desplazamiento elástico por Cd)

$$\delta u1 := \delta c1 \cdot Cd = 1.225 \text{ cm}$$

$$\delta u2 := (\delta c2 - \delta c1) \cdot Cd = -1.225 \text{ cm}$$

Límite último

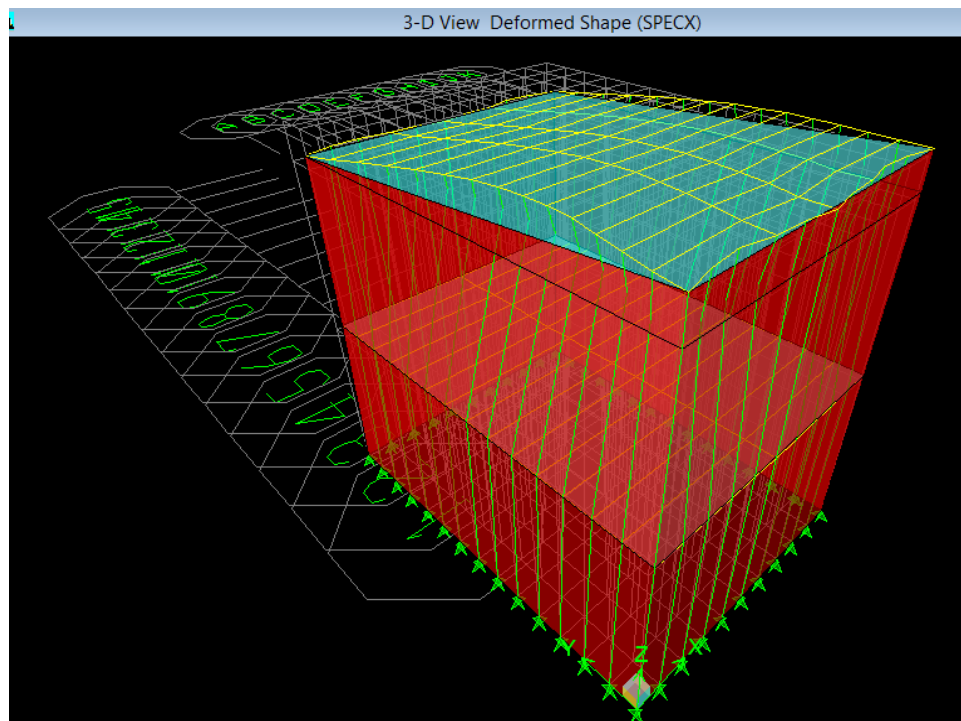
$$\Delta u1 := 0.025 \cdot h1 = 6.75 \text{ cm}$$

$$R1 := \text{if}(\Delta u1 < \delta u1, \text{"Cambie"}, \text{"OK"}) = \text{"OK"}$$

$$\Delta u2 := 0.025 \cdot (6 \text{ m} - h1) = 8.25 \text{ cm}$$

$$R2 := \text{if}(\Delta u2 < \delta u2, \text{"Cambie"}, \text{"OK"}) = \text{"OK"}$$

Imagen No. 131: Forma deformada de sismo en equis.



Sismo Estático Equivalente Lado CORTO

Sistema estructural lateral a usar es paneles de madera con fuerza en dirección transversal a los soportes y europanel

$$K_t := 0.0488$$

$$x := 0.75$$

$$h_e := 5.925$$

h en metros

$$T_a := K_t \cdot (h_e)^x = 0.185$$

$$S_a(T_a) = 0.99 \text{ g}$$

Por ser europanel

$$R := 2.5$$

$$C_d := 2.5$$

$$C_{sa} := \frac{S_a(T_a)}{R} = 0.396 \text{ g}$$

Método Dinámico

Propiedades de Styrcon 200

$$\rho_m := 80000 \text{ Pa}$$

$$E_m := 4500000 \text{ Pa}$$

Primer planteamiento

$$T_b := 1.6948$$

sacado de modelo en etabs

$$S_a(T_b) = 0.321 \text{ g}$$

$$C_{sb} := \frac{S_a(T_b)}{R} = 0.129 \text{ g}$$

Coefficiente sísmico

AGIES doc 6 NSE 3 pag 56

Para el nivel 2

$$Atmarco := 4.5 \text{ m} \cdot 3.15 \text{ m} = 14.175 \text{ m}^2$$

$$W2 := (((ppte + cmste) + 0.25 \cdot cvte)) \cdot (Atmarco) = 1240.313 \text{ kgf}$$

$$W1 := ((ppent + cmsent) + 0.25 \cdot (cvent)) \cdot Atmarco = 2905.875 \text{ kgf}$$

$$Ws := W1 + W2 = 4146.188 \text{ kgf}$$

$$Vb := Csb \cdot \frac{Ws}{g} = 532.83 \text{ kgf} \quad h1 := 2.7 \text{ m} \quad h2 := 5.925 \text{ m}$$

Distribución vertical de corte basal

$$Cs1 := \frac{W1 \cdot h1}{W1 \cdot h1 + W2 \cdot h2} = 0.516 \quad Cs2 := \frac{W2 \cdot h2}{W1 \cdot h1 + W2 \cdot h2} = 0.484$$

$$F1 := Cs1 \cdot Vb = 275.129 \text{ kgf}$$

$$F2 := Cs2 \cdot Vb = 257.701 \text{ kgf}$$

Desplazamientos elásticos

$$\delta c1 := 0.0058 \text{ m} \quad \delta c2 := 0.0072 \text{ m}$$

Desplazamientos post-elásticos

(al multiplicar el desplazamiento elástico por Cd)

$$\delta u1 := \delta c1 \cdot Cd = 1.45 \text{ cm}$$

$$\delta u2 := (\delta c2 - \delta c1) \cdot Cd = 0.35 \text{ cm}$$

Límite último

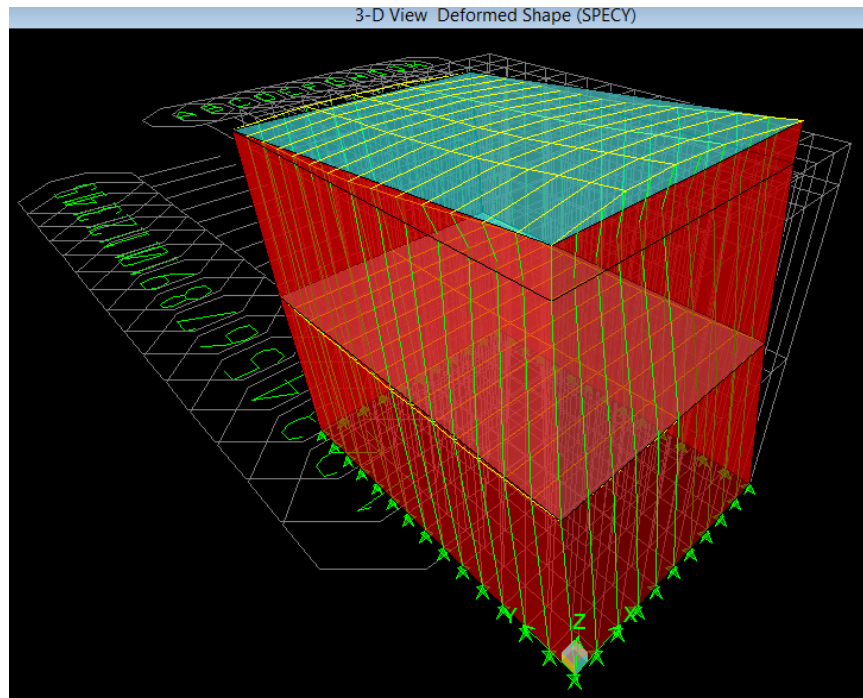
$$\Delta u1 := 0.025 \cdot h1 = 6.75 \text{ cm}$$

$$R1 := \text{if}(\Delta u1 < \delta u1, \text{"Cambie"}, \text{"OK"}) = \text{"OK"}$$

$$\Delta u2 := 0.025 \cdot (6 \text{ m} - h1) = 8.25 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

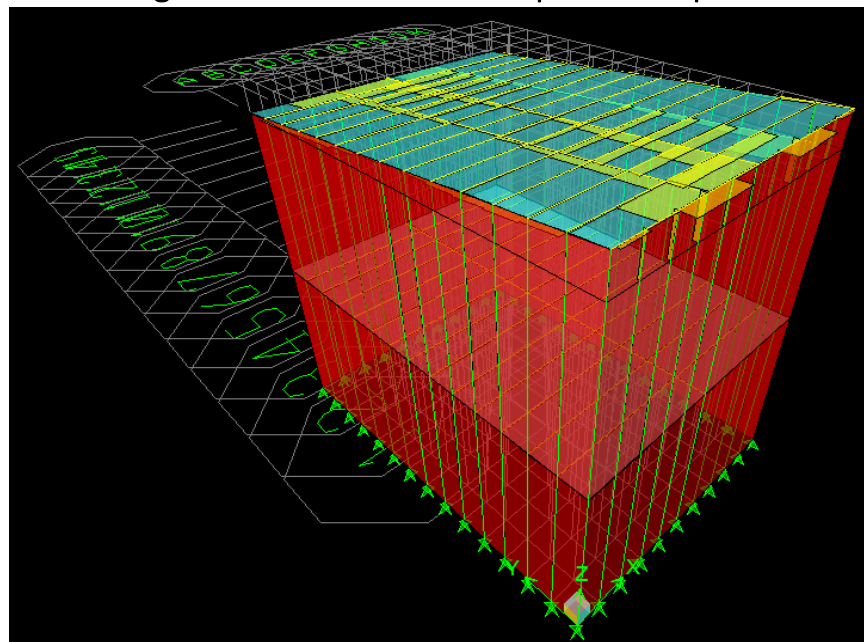
$$R2 := \text{if}(\Delta u2 < \delta u2, \text{"Cambie"}, \text{"OK"}) = \text{"OK"}$$

Imagen No. 132: Forma deformada de sismo en ye.



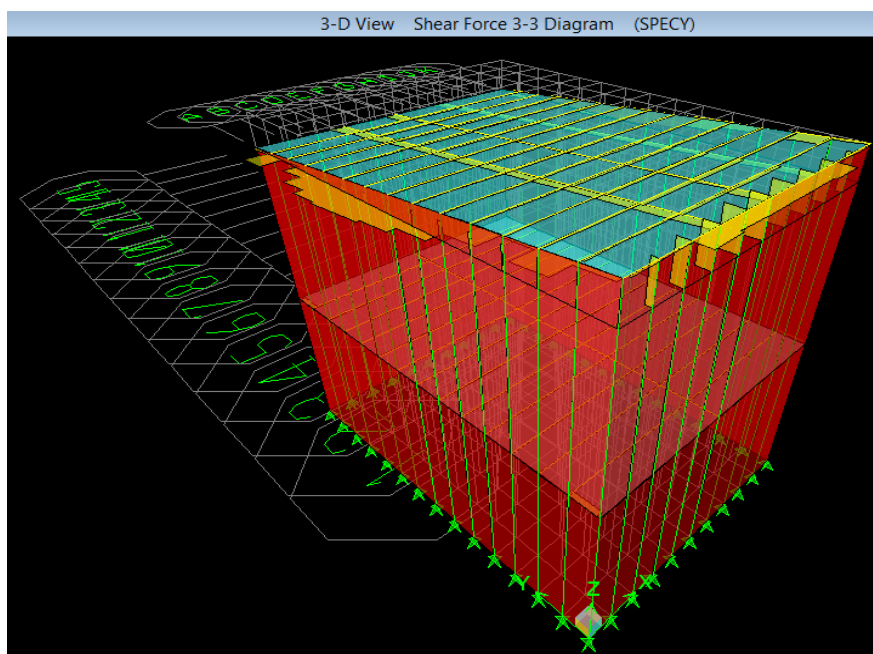
Fuente: Propia

Imagen No. 133: Diagrama de fuerza cortante producida por sismo equis.



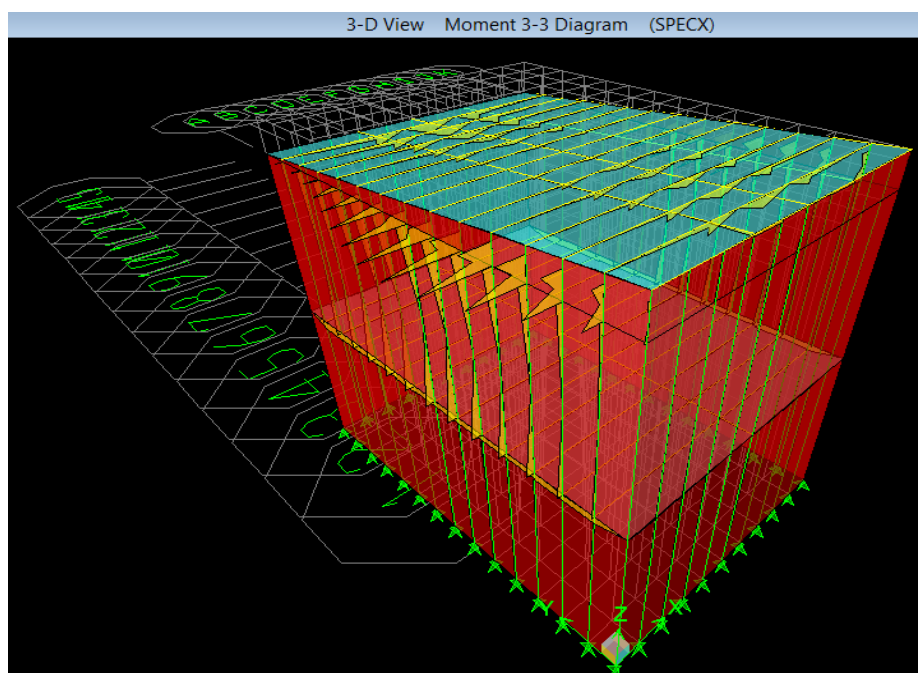
Fuente: Propia

Imagen No. 134: Diagrama de fuerza cortante producida por sismo ye.



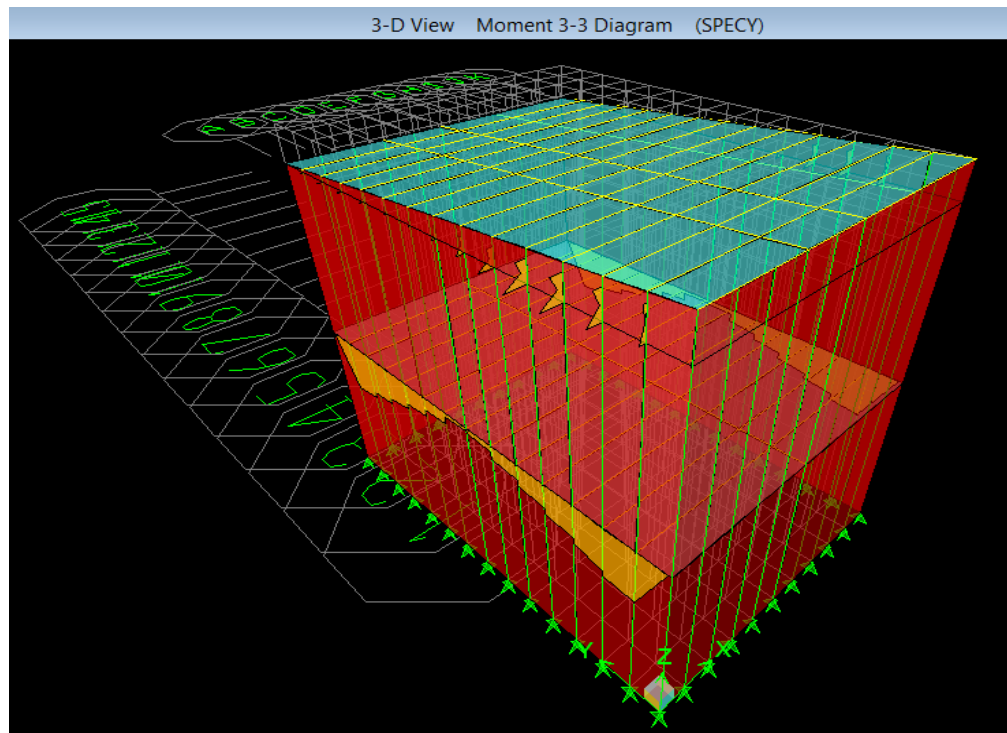
Fuente: Propia

Imagen No. 135: Diagrama de momentos producidos por sismo equis.



Fuente: Propia

Imagen No. 136: Diagrama de momentos producidos por sismo ye.



Fuente: Propia

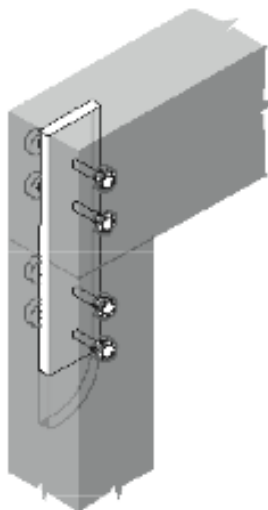
5.3.5 Conexiones mecánicas. Hay que tener especial cuidado en los conectores en las construcciones de madera porque deben transmitir las fuerzas y/o momentos adecuadamente. Existen diferentes tipos de conexiones que se pueden utilizar en las estructuras de madera. Para el diseño de esta casa se tiene pensado utilizar conectores para:

5.3.5.1 Viga con columna.

5.3.5.2 Columnas a bases de conexión. Entre las diferentes opciones que se tienen se utilizarán aquellas en donde se usen partes metálicas tales como platinas, hierros, agarraderas o sistemas más completos en donde se pueda asegurar una conexión buena.

Para la unión de vigas de techo a columna principal, se tiene pensado utilizar la conexión oculta en una platina de acero. Esta se inserta en la madera en la parte de la viga y la columna. Tiene pines transversales o pernos que hacen completar la conexión. Se ha escogido este tipo de conexión debido a la facilidad que presenta emplearlo a la hora de conectar vigas de techo con columnas verticales. En esta conexión el peso se traslada perfectamente a la viga principal de techo y de la columna puede derivarse bien a los cimientos.

Imagen No. 137: Conexión 1.

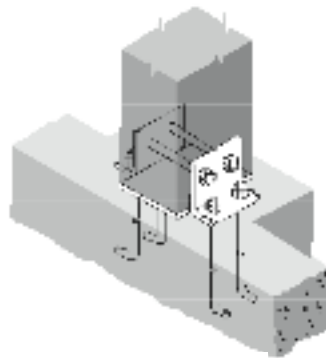


Fuente: LRFD *Manual for engineered wood construction*.

A la hora de unir las bases a los cimientos el método que se debe utilizar es el de colocar planita en la parte inferior junto con dos platos que estén del lado fuera de la columna y tenga pernos que se encuentren anclados a los cimientos.

Esto ayuda porque además de mantener una platina de distancia entre la columna de madera, se coloca articulada y los momentos no se transmite a la base. El detalle de la misma se encuentra acá.

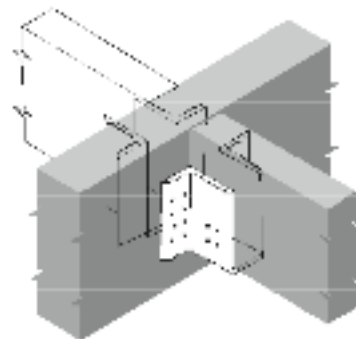
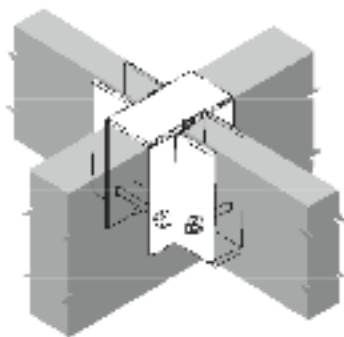
Imagen No. 138: Conexión 2.



Fuente: LRFD *Manual for engineered wood construction*.

Si fuera necesario, por alguna razón arquitectónica, realizar conexiones de viga a viga se aconseja utilizar alguna de las siguientes conexiones:

Imagen No. 139: Pernado estilo de cubeta. Imagen No. 140: Agarradores de caras montadas.



Fuente: LRFD Manual for engineered wood construction.

Fuente: LRFD Manual for engineered wood construction.

Imagen No. 141: Clip de angulares en viga y conexión oculta con platina y pernos.



Fuente: LRFD Manual for engineered wood construction.

5.3.5.3 Unión del panel. En cuanto a la unión de los paneles se deben colocar pernos que permitan la unión de las placas de 0.45x0.90 metros. Para esto se necesitan pernos de $\frac{1}{2}$ pulgada que tengan 18 centímetros de largo. Estos se deben colocar a 10 centímetros de distancia desde el borde de la placa al centro de la misma.

Imagen No. 142: Conexión de Europanel a material estructural.



Asimismo se le coloca pegamento para terminar de unir las uniones entre paneles y que se vuelva rígido.

5.4 Concreto reforzado

La estructuración se requiere de un modelo teórico que represente de manera aceptable a la estructura real y además permita desarrollar el proceso del análisis estructural lo más sencillo posible. La creación de este modelo teórico utiliza la simplificación de la realidad constructiva, pero si no se siguen pueden surgir graves problemas de diseño. Un ejemplo es cuando se quiere realizar un muro con aberturas (puertas, ventanas etc.) estas serán reforzadas con cerramientos en la realidad constructivas, se consideran estas irregularidades como un problema de difícil solución.

No toma en cuenta las aberturas cuando su dimensión no es grande, (más de dos metros en planta) que note un gran cambio en el cálculo del diseño estructural del elemento.

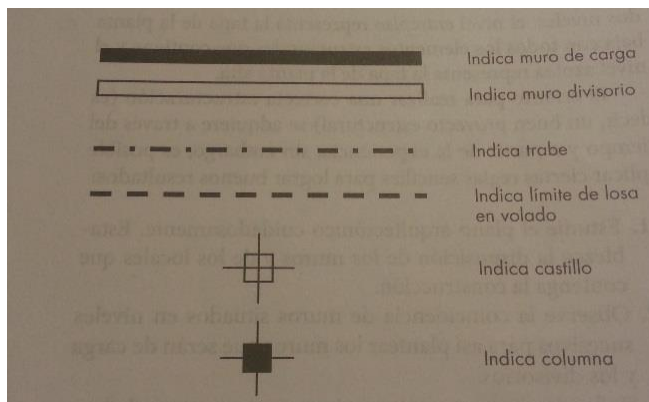
En el diseño estructural se realizan distintos niveles de trabajo. Estos niveles se denominan como: Nivel de cimentación, nivel de primer entrepiso, del segundo entrepiso, y la azotea. A diferencia de un diseño arquitectónico en el que se trabajan volúmenes habitacionales, planta baja, primer piso o planta alta. En un diseño de una casa tipo habitación el primero nivel tiene un entrepiso que es la tapa de la planta baja con todos los elementos estructurales que contiene y el nivel azotea representa la tapa de la planta alta.

El uso correcto de la estructuración se adquiere a través del tiempo y a partir de la experiencia, sin embargo, es posible aplicar ciertas reglas sencillas para lograr buenos resultados:

- Estudiar el plano arquitectónico cuidadosamente. Establezca la disposición de los muros y de los locales que contenga la construcción.
- Observe la coincidencia de muros situados en niveles sucesivos par así planear los muros que serán de carga y los divisorios.
- Defina las puertas, ventanas, troneras y en general aberturas que contenga cada muro para juzgar si se considera la colocación de una trabe que cubra el claro o se considera una línea resistente. Como una regla aproximada, considere como línea resistente a un muro macizo o que tenga aberturas con longitudes menores o iguales a dos metros en planta.
- Analice si es posible plantear tableros de mediana dimensión en planta baja para evitar un excesivo gasto en tramos de cimentación. Un tablero puede cubrir locales pequeños, disponiendo muros divisorios entre ellos.
- Recuerde que es conveniente repetir en azote las trabes que se planteen en entrepiso con carga de muro para aligerar la carga sobre éstas.

5.4.1 Simbología en el diseño constructivo. En el momento que se quiera dibujar un proyecto estructural correctamente es importante saber la simbología que se debe emplear para identificar los distintos elementos en los planos estructurales. En la mayoría de los casos deben utilizar símbolos para que los pueda manejar un ingeniero calculista o estructura y que pueda facilitar la interpretación de los mismo. Una nomenclatura adecuada es en la que se muestra en la siguiente figura:

Imagen No. 143: Simbología en el diseño constructivo.



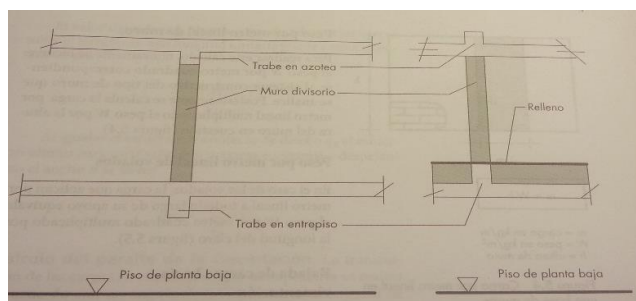
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

En la figura puedes ver que se muestran los castillos de carga. No es necesario indicar los elementos constructivos que aparecen en cada intersección de muros ni a ciertas distancias contenidas en los muros, si no a los elementos que reciben el efecto de una concentración de carga.

Los muros divisorios se mencionan, estos se deben representarse sobre el nivel donde aplican su carga, pues su efecto puede transformarse en una carga equivalente de acuerdo al método que se utilice en el reglamento. La carga que se menciona se suma a las cargas permanentes, como la carga muerta y la carga viva, hasta la transmisión de dichas cargas al cimiento de la estructura. Se puede trabajar mejor este diseño por medio de utilizar un papel albanene o mantequilla sobre cada planta arquitectónica y dibujar los elementos estructurales que contiene cada nivel siguiendo la nomenclatura mencionada anteriormente. El orden que se sugiere seguir es el siguiente:

- Definir los elementos estructurales de primer nivel. Colocar el papel albanene sobre la planta arquitectónica del primer nivel. Luego se definen los tableros de mayor tamaño y las áreas de menor tamaño se solucionan con muros divisores. Se debe tener cuidado en que los muros de carga y líneas resistentes definen los tramo de cimentación que soportan la superestructura. Si se realiza una cantidad excesiva de estructura el cimientto de la superestructura podría estar muy sobredimensionada.
- Se coloca nuevamente otro papel albanene sobre la planta estructural del entrepiso sobre la panta arquitectónica de la planta alta de la superestructura. Esto nos ayudará a establecer la coincidencia de muros de planta alta con lo de la planta baja y los muros que deberán actuar como divisiones sobre las áreas pequeñas del entrepiso, así como las trabes que soportarán los muros de la planta alta.
- Este último paso consiste en colocar otro papel albanene sobre la planta arquitectónica de planta alta y definir las áreas de la losa de techo. Se repita la las trabes que coincidan con las del entrepiso que soportan muros, para reducir la carga de las del entrepiso y lograr que no sean tan pesadas o con un gran volumen. Se debe cuidar que los castillos de las trabes de la losa de techo tengan una continuidad hasta la cimentación.

Imagen No.144: Ejemplo de colocación de una trabe de losa de techo que se repite en el entrepiso.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.2 Transmisión y bajada de cargas. El objetivo de este diseño es que se consiga un valor de carga sobre el terreno que permita calcular las dimensiones de la cimentación para cada uno de los tramos.

La transmisión de cargas hacia el perímetro de los distintos muros inicial con el cálculo de la carga “W” por metro cuadrado de los distintos sistemas constructivos. Cuando se tienen los datos de cómo se obtienen los pesos de cada uno de los sistemas constructivos, se debe calcular la carga que se transmite hacia el borde del tablero analizado. Este cálculo toma en cuenta el área tributaria que le corresponde a cada borde del tablero. La forma de esta área indica cómo serán las variaciones de las cargas en cada uno de los bordes (triangular en los lados cortos y trapezoidales en los largos). La carga se puede demostrar que actúa en forma uniforme en el perímetro del tablero, por lo que el peso del área tributaria se considera distribuido de manera uniforme en el borde que le corresponde el análisis.

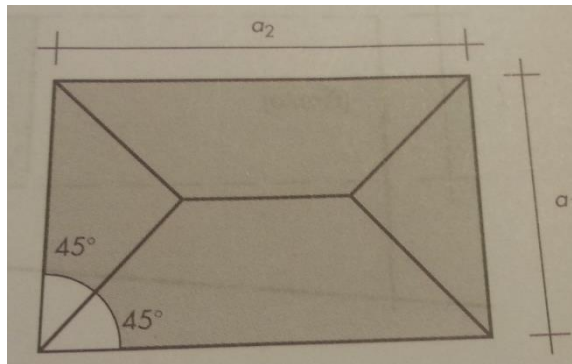
De primera instancia se debe determinar las áreas tributarias de las superficies.

Área de un triángulo = $a_1^2 / 4$

Área de trapecio = $a_1 \times a_2 / 2$ - área de triángulo

El peso de cada uno de las áreas tributarias se debe calcular multiplicando la superficie de cada una de ellas por el peso “W” expresado en “kg/cm² “. Si se requiere realizar la bajada por franja unitaria, se debe calcular la carga en cada metro lineal dividiendo el peso obtenido entre la longitud del tramo analizado, entre la longitud de la base del triángulo o trapecio correspondiente.

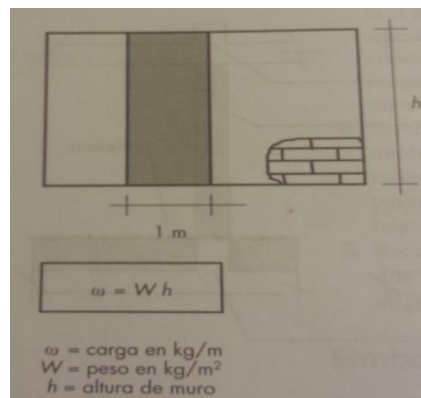
Imagen No.145: Áreas tributarias de un tablero rectangular.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.2.1 Peso por metro lineal de muros. El cálculo para el diseño del peso de los muros se debe tomar el peso “W” por metro cuadrado que corresponde al sistema constructivo del tipo de muro que se quiere analizar. Luego de haber definido el peso se debe calcular la carga por metro lineal multiplicada por el peso “W” por la altura del muro que se está diseñando.

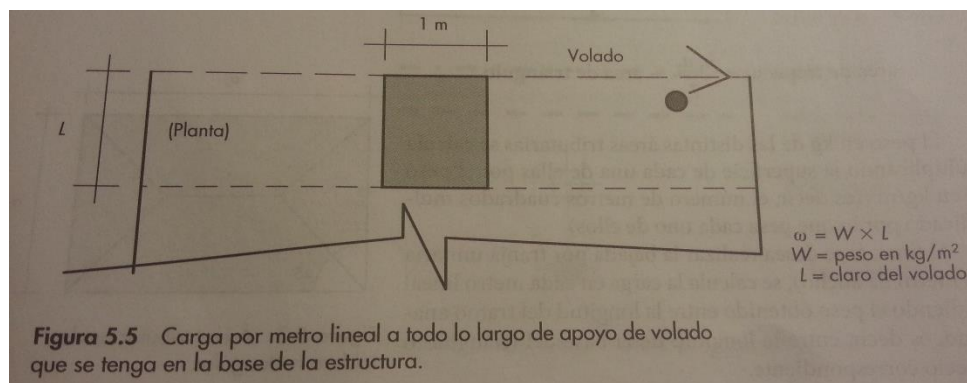
Imagen No.146: Carga por metro lineal en una base de muros.



(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011))

5.4.2.2 Peso por metro lineal de voladizos. En el momento que se quiere diseñar los voladizos de una estructura la carga que aplica por metro lineal a todo lo largo de su apoyo equivale al peso “W” por metro cuadrado multiplicado por la longitud del claro.

Imagen No.147: Ejemplo: carga por metro lineal a todo lo largo de apoyo de volado que se tenga en la base de la estructura.



(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011)

5.4.2.3 Bajada de cargas hacia la cimentación. El proceso para determinar las cargas que van hacia la cimentación se realiza sumando las cargas por metro lineal que transmite un tablero hacia el borde analizado, con las cargas por metro lineal que transmite un muro, y se repite este proceso por el número de pisos que se estén analizando.

5.4.3 Diseño de la cimentación. Las cimentaciones son elementos estructurales que se encargan de transportar las cargas de la estructura al terreno donde ésta se sostiene. El objetivo de los cimientos es reducir o evitar los hundimientos y el volteo que provoca la acción de las cargas horizontales hacia la estructura. Otra función importante de las cimentaciones es que absorbe las vibraciones provocadas por el equipo.

En nuestro medio existen tres tipos de cimentaciones.

1. Cimentaciones superficiales.
2. Cimentaciones semiprofundas.
3. Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones más comunes para viviendas unifamiliares, dúplex entre otras son tipo superficial, y las más utilizadas son: zapatas aisladas, corridas y losas de cimentación, las cuales generalmente son de mampostería o concreto reforzado.

5.4.3.1 Zapatas aisladas. Este cimienta recibe las cargas de la estructura completa por medio de columnas, de manera puntual, asignando un tipo de zapata para cada tipo de columna que se vaya a diseñar.

5.4.3.2 Zapatas corridas. Este cimienta recibe las cargas de la estructura de manera lineal o puntual, siguiendo la distribución de ejes de columnas o los muros estructurales.

5.4.3.3 Losas de cimentación. Este cimienta se utiliza cuando una estructura se construye en un terreno de baja resistencia y la descarga de la estructura no es demasiado grande, se puede optar por este cimienta, este distribuye el peso de la estructura en toda el área de la construcción, al mismo tiempo las envía las contra trabes.

5.4.3.4 Cimientos de mampostería. En el diseño de los cimientos el objetivo es poder dar el área de sustentación para impedir que el peso de la estructura ocasione que el terreno llega a su límite y falle. Para poder lograr esto se debe aplicar un modelo simplificado de distribución de esfuerzo de compresión debajo de la base de una cimentación rígida. En este modelo se supone que los esfuerzos actúan de manera uniforme de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{Esfuerzo } q = \text{Fuerza} / \text{área}$$

La fuerza es equivalente al peso “ $W_{s/t}$ ” que se aplica en un metro a lo largo del tramo analizado, y el área corresponde al ancho B de la cimentación que se multiplica por la longitud de la franja, es decir, un metro.

El criterio que se aplica para el terreno de desplante es el siguiente:

$$q_r \geq q_u$$

Esta expresión nos indica que q_r es la resistencia del terreno al que se denominará esfuerzo de diseño y se obtiene por estudios de mecánica de suelos. Se debe lograr diferenciar el valor con el esfuerzo admisible del terreno. El valor de q_u se produce por las cargas sobre el terreno en una longitud unitaria por medio de la expresión:

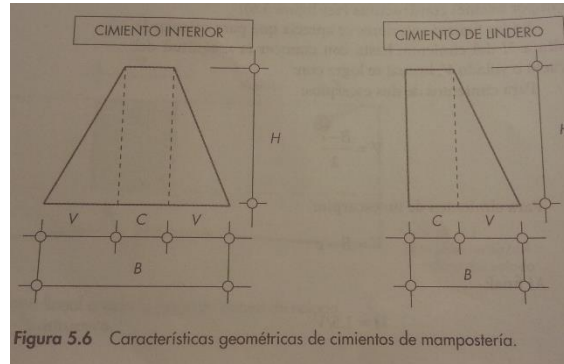
$$q_u = 1.4(W_{s/t}) / 1.0 \times B$$

Al momento que se igualan el esfuerzo de contacto de diseño q_r al esfuerzo último para un diseño con máxima economía y despejando en ancho B se obtiene la siguiente expresión.

$$B = 1.4(W_{s/t}) / q_r$$

5.4.3.4.1 Cálculo del peralte de la cimentación. La transmisión de las cargas hacia la cimentación se prolonga en un ángulo de 60° , por una falla de tensión diagonal a este ángulo. El ACI permite un talud de 1:1.5 y la corona C se dimensiona a 30 centímetros por razones constructivas. Ejemplo 5.6

Imagen No.148: Características geométricas de cimientos de mampostería.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Con lo visto anteriormente se logra conocer la “H” altura del cimiento por medio de V con las siguientes expresiones.

$$V = B - c/2$$

Cimientos de un talud:

$$V = B - c$$

Para finalizar.

$$H = 1.5 * V$$

5.4.3.4.2 Recomendaciones para cimentaciones de mampostería. En los diseños de cimientos de mampostería se usa la piedra braza, cuyas piezas tiene un peso entre 15 y 30 kg. La profundidad de desplante mínima de cimientos de mampostería será de 60cm y para el caso de cimientos para bardas será de 50cm. El ancho mínimo de la base del cimiento no será menor a 60cm el ancho no debe ser mayor de 1.2 metros.

La corona será de 30cm como mínima y la pendiente del escarpio tendrá un ángulo de 60 grados o 1.5:1. En los cimiento de lindero es útil verificar la estabilidad del cimiento para el efecto de volteo, si no se calcula de esta manera debe existir cimientos perpendiculares a estos a separaciones establecidas por el reglamento y las normas de diseño. (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.3.4.3 Recomendaciones sobre la disposición de la cimentación.

- Se debe evitar la torsión de cimientos de lindero mediante la construcción de cimientos perpendiculares a ellos con separaciones máximas que el reglamento establece considerando la presión de contacto con el terreno como se muestra en la Tabla 148. El elemento que se refiere es a la distancia entre los ejes de los cimientos perpendiculares, menos el promedio de los anchos medios de éstos. Los casos 1 y 2 tienen que ver a la mampostería con mortero de cal y con mortero de cemento.

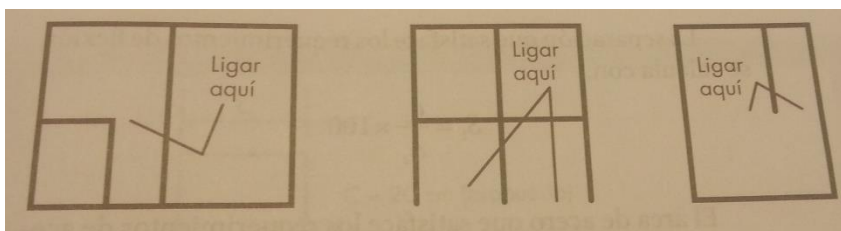
Imagen No.148: Separación máximas que le reglamento establece considerando la presión de contacto del terreno.

Presión de contacto con el terreno, ton/m ²	Claro máximo en metros	
	Caso (1)	Caso (2)
$q \leq 2.0$	5.0	10.0
$2.0 < q \leq 2.5$	4.5	9.0
$2.5 < q \leq 3.0$	4.0	7.5
$3.0 < q \leq 4.0$	3.0	6.0
$4.0 < q \leq 5.0$	2.5	4.5

Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

- Se recomienda cimientos de dimensiones mínimas, mayormente cuando en entrepisos se tiene una trabe que coincide con ese tramo de diseño. De esta forma un marco completo que incluye la trabe de entrepiso, sus catillos de apoyo y la cadena o cimiento de liga.
- Es recomendado no dejar tramos sueltos en la cimentación, en la figura 29 se observan algunos casos al dejar tramos sueltos.

Imagen No.149: Disposiciones inconvenientes de cimentación.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.4 Cimientos corridos de concreto reforzado. Los cimientos corridos de concreto reforzado se diseñan por el método de resistencia, ya que este debe ser capaz de soportar las cargas axiales que van desde las losas a través de los muros hasta los cimientos.

5.4.4.1 Notación para el diseño de cimientos corridos de concreto reforzado.

- M cargas muertas.
- V cargas vivas.
- V_p cargas vivas permanentes.
- V_t cargas vivas de techo.
- S_h carga sísmica horizontal.
- S_v carga sísmica vertical.
- W cargas de viento.
- P_L cargas de lluvia.
- A_R cargas de arena.

5.4.4.2 Solicitaciones para dimensionar cimientos. En las combinaciones donde se señala una carga Viva V_p, ésta es la parte de la carga viva que se considera permanentemente. La fracción considerada permanente no será menor que el 50% de la carga viva total. Se permitirá en el lugar de la fracción anterior, utilizar la carga viva reducida.

- Combinaciones permanentes o de larga duración

(CCS1)

$$M + V_p$$

- Combinaciones gravitacionales de corta duración

(CCS2)

$$M + V$$

- Solicitaciones sísmicas

(CCS3)

$$M + 0.7S_v + V_p \pm 0.7(S_h)$$

(CCS4)

$$M \pm 0.7(S_h)$$

- Solicitaciones de viento

(CCS5)

$$M + V_p \pm W$$

(CCS6)

$$M \pm W$$

(AGIES Doc4 NSE 2)

5.4.4.3 Estimación de la capacidad del suelo. Q_a se define como el máximo esfuerzo al que puede someterse el suelo bajo la acción de cargas de servicio. Considerando que la cimentación actuando a flexión tenga un factor de seguridad $F_{Scim} = F_{May} / \Phi_{flex}$, el factor de seguridad de la capacidad soporte permisible no será menor que $F_{Ssuelo} > \beta F_{Scim}$

Dónde:

F_{May} corresponde a una ponderación los factores de mayoración.

Φ_{flex} es el factor de reducción de capacidad del cimiento en flexión y β , no menor que 1.6, depende de la incertidumbre y falta de homogeneidad del suelo.

Q_a será el menor valor entre.

Q_r / F_{suelo} .

Q_d / β .

Dónde:

Q_r es el esfuerzo de ruptura por corte directo y Q_d es la presión media que produce la deformación máxima aceptable.

El resultado varía según el ancho y proporción largo/ancho del cimiento.

Cuando los cimientos se analizan como placas o estructuras rígidas (no deformables) que ejercen esfuerzos elásticos lineales sobre el suelo, las solicitaciones no excederán los siguientes esfuerzos permisibles:

Esfuerzos por CCS1 $\leq Q_a$

Cuando intervienen cargas transitorias (como las de viento o sismo) o cargas de corta duración como Vt, PL o AR, entonces se permitirá incrementar la capacidad soporte permisible en $1.33 \leq K_s \leq 1.5$ según lo indique el ingeniero geotécnico en su informe, de tal manera que:

Esfuerzos por CCS2 $\leq K_s Q_a$

Esfuerzos por CCS3 o CCS4 $\leq K_s Q_a$

Esfuerzos por CCS5 o CCS6 $\leq K_s Q_a$

(AGIES Doc4 NSE 2)

5.4.4.4 Combinaciones de carga para diseñar por Método de Resistencia. Se utilizarán las combinaciones de carga de esta sección para establecer las solicitaciones que controlan el diseño por resistencia. No aplica a dimensionamiento de fundaciones.

- Carga de gravedad

1.4M. (CR1)

1.3M + 1.6V + 0.5(Vt o bien PL o bien AR) (CR2)

$$1.3M + V + 1.6(V_t \text{ o bien PL o bien AR}) \text{ (CR3)}$$

- Reducciones a la carga viva

En todas las combinaciones donde se señala carga viva V, ésta es la carga V ya reducida si se ha optado por hacer las reducciones permitidas.

- *Carga de sismo*

$$1.2M + V + S_v \pm S_h \text{ (CR4)}$$

$$0.9M - S_v \pm S_h \text{ (CR5)}$$

Excepto que para diseñar muros y columnas, la ecuación CR5 puede limitarse a

$$1.0M - S_v \pm S_h \text{ (CR5a)}$$

(AGIES Doc4 NSE 2)

5.4.4.5 Chequeo por punzonamiento. El chequeo por punzonamiento se debe realizar para revisar si el peralte del cimiento corrido es el adecuado para soportar las cargas axiales que se generarían sobre el mismo.

Para esto se tiene:

$$P_z = 1.06\sqrt{f'_c} * A_p$$

$$P_z = 1.06\sqrt{f'_c} * 2 * [(H_{ac} + d) + (H_{bc} + d)] * d$$

$$\phi P_z \geq P_u$$

$$\phi = 0.75$$

(AGIES Doc4 NSE 2)

5.4.4.6 Chequeo por flexión. Este diseño se realiza para determinar si la zapata o el cimiento corrido no se levantan de un lado por el momento que este genera al momento de que las cargas de los demás elementos se transfieren a éste elemento.

Para este cálculo se tiene que:

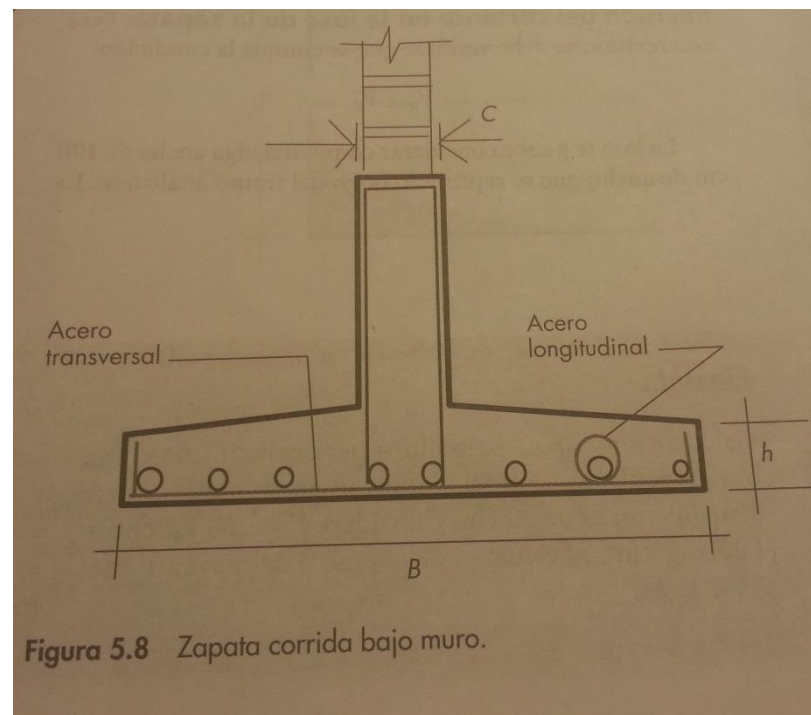
$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * bw * d \left(1 - \sqrt{1 - \left[\frac{M_u}{0.425 * \phi * f'_c * bw * d^2} \right]} \right)$$

(AGIES Doc4 NSE 2)

Imagen No.151: Zapata corrida bajo muro.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes.
(2011).

5.4.4.7 Cimientos con cargas externas. El caso común es el de una cimentación que debe transmitir al terreno el peso transmitido por dos columnas situadas en cada extremo de su longitud. Una zapata colocada debajo de un eje de trabe, como se muestra en la figura 39. Es necesario construir un elemento adicional, llamado contratrabe, cuya función es otorgar mayor rigidez longitudinal al sistema. A este elemento se le coloca un peralte que por lo general lo determinan las especificaciones del experto en geotecnia respecto de la profundidad de desplante.

El proceso para analizar el diseño de estas zapatas considera las fuerzas que actúan sobre un conjunto de elementos con rigidez suficiente como para transmitir los esfuerzos de contacto al terreno sin deformarse de manera excesiva. Luego de esto se puede calcular mediante la siguiente expresión.

$$Q_{1,2} = C_u/BL \pm 6C_u(e)/BL^2$$

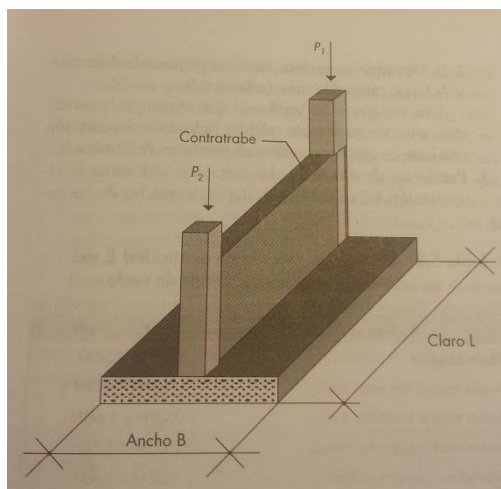
C_u es la suma de las fuerzas verticales multiplicadas por el factor de carga $F_c = 1.4$ y “ e ” es la excentricidad de la resultante de las fuerzas verticales respecto del centro geométrico del cimiento. El esfuerzo en uno de los extremos será mayor que el que actúa en el otro extremo. Cuando se tiene verificado que el esfuerzo máximo es menor que el esfuerzo de diseño, se puede pasar a la fase del diseño de la contratrabe y la zapata.

La carga “ w ” sobre la contratrabe, corresponde en esencia a una carga trapecial con magnitudes mínima y máxima en ambos extremos, por medio de lo siguiente:

$$W_1 = q_1B \text{ y } W_2 = q_2B$$

Hay que recordar que la carga actúa hacia arriba, por eso se le conoce como contratrabe, por lo que se deberá ser muy cuidadosos en considerar correctamente la disposición de los armados por flexión. Con los elementos mecánicos calculados se desarrolla el diseño de la contratrabe.

Imagen No.152: Cimiento con carga extrema.



Fuente: Nilson A. y Winter G, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill, México, 1992.)

5.4.5 Losas de cimentación. Las losas de cimentación se utilizan cuando la baja capacidad del suelo conduce a superficies de cimentación exageradas mayores al 50% del área en planta de la construcción, es conveniente el empleo de la losa de cimentación, que consiste en una placa continua, por lo general de concreto reforzado, desplantada a nivel de terreno, la cual usualmente es rigidizada por medio de contratraveses, sobre las cuales se desplantan los muros de carga. Una vez que se garantiza la adecuada rigidez de la cimentación, es posible aplicar un criterio de diseño en el que, por lo general ya no es tan importante el valor de los esfuerzos en el terreno, si no la distribución de los mismo en la losa de cimentación.

El problema de diseño de este tipo de elemento estructural contiene tres aspectos que se deben tomar en cuenta.

- Revisar que las cargas se distribuyan en forma uniforme a lo largo y ancho de la losa.

- Definir las dimensiones de las contratraves que garanticen que las presiones de contacto se distribuyan sobre la losa de modo que ésta se comporte rígidamente, y logre desprestigiar los asentamientos diferenciales.
- Verificar que las presiones de contacto se distribuyan sobre la losa de cimentación, ya que se ha comprobado que esta distribución no es uniforme para ciertos tipos de terreno, por medio de estas presiones se calculan los tableros de losa como si fueran elementos apoyados perimetralmente. (Nilson A. y Winter G, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill, México, 1992.)

5.4.5.1 Verificación de uniformidad de cargas. Las cargas que se distribuyen en forma uniforme deben revisarse para que se eviten excentricidades que podrían producir asentamientos rígidos mayores en un lado de la estructura.

5.4.5.2 Rigidez de las contratraves. Se debe cuidar que las dimensiones de las contratraves sean las necesarias para minimizar los asentamientos diferenciales. Si la distribución de cargas y rigideces es razonablemente simétrica, la cimentación se puede modelar como una viga sujeta a una carga uniforme y empotrada en el centro de la cimentación. Al aplicar el criterio simplificado anterior se ha establecido que si se cumple la siguiente desigualdad:

$$EI/E_s bL^3$$

(Nilson A. y Winter G, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill, México, 1992.)

El conjunto de contratraves le proporciona a la cimentación suficiente rigidez para desprestigiar los asentamientos diferenciales. En la expresión, “E” es el módulo de elasticidad del material de las contratraves, “I” es el momento de inercia de las mismas, (E_s) es el módulo de elasticidad del terreno bajo la cimentación, b es el ancho cargado y L es la longitud de la cimentación en la dirección analizada. Se muestra en la tabla 5.2

Se debe revisar el tramo más largo ya que es el tramo que puede deformarse con mayor facilidad. Una vez que se ha verificado que se cumple la condición anterior, es posible calcular la losa de cimentación con base en una distribución de presiones determinada. (Nilson A. y Winter G, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill, México, 1992.)

Imagen No.153: Módulos de elasticidad según el tipo de suelo.

Tipo de suelo	E_s (kg/cm ²)
Suelo fangoso	11.00 a 33.00
Arena seca o húmeda, suelta	0.16H a 0.48H
Arena seca o húmeda, media	0.48H a 1.60H
Arena seca o húmeda, densa	1.60H a 3.20H
Grava fina con arena fina	1.07H a 1.33H
Grava media con arena fina	1.33H a 1.60H
Grava media con arena gruesa	1.60H a 2.00H
Grava gruesa con arena gruesa	2.00H a 2.66H
Grava gruesa firmemente estratificada	2.66H a 5.32H
Arcilla blanda (q_u 0.25 a 0.50 kg/m ²)	15 a 30
Arcilla media (q_u 0.50 a 2.00 kg/m ²)	30 a 90
Arcilla compacta (q_u 2.0 a 4.0 kg/m ²)	90 a 180
Arcilla margosa dura (q_u 4.0 a 10.0)	180 a 480
Marga arenosa rígida	480 a 1 000
Arena de miga y tosco	500 a 2 500
Marga	500 a 5 000
Caliza margosa alterada	3 500 a 5 000
Caliza sana	20 000 a 800 000
Granito meteorizado	700 a 200 000
Granito sano	40 000 a 800 000
H = Profundidad de desplante de cimentación, en cm	

Fuente: Nilson A. y Winter G, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill, México, 1992.)

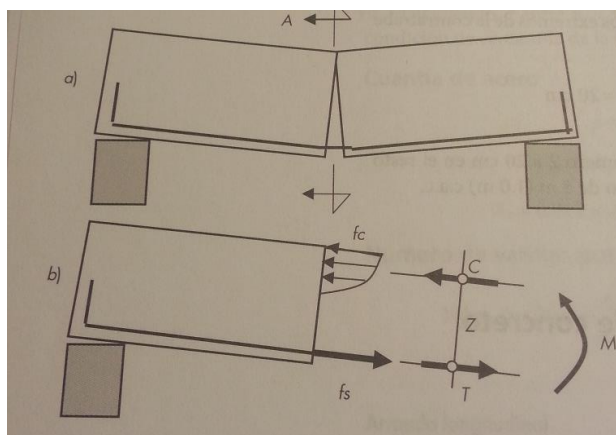
5.4.5.3 Presiones de contacto. La forma en que actúa la cimentación sobre el terreno depende mucho de las características de éste. Así, para terrenos firmes, se puede establecer que si se considera la distribución de presiones uniforme no se cometen grandes errores. En cambio, para terrenos compresibles, la distribución de esfuerzos en el suelo dista mucho de ser uniforme. Para este último caso, un procedimiento simplificado, que implica considerar a las presiones actuando en formas escalonada es descrito en el manual de obras civiles de la comisión federal de electricidad.

Para cimentaciones con cargas distribuidas de manera uniforme y con una adecuada rigidez, es razonable considerar la losa de cimentación como un piso invertido sujeto a una carga uniforme equivalente a la presión de contacto.

5.4.6 Vigas de concreto reforzado. La flexión es el estado interno de esfuerzo cuya acción genera, en una sección del elemento flexionado, un par de fuerzas M cuya intensidad puede establecerse a partir de las condiciones de equilibrio en vigas isostáticas o de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de desplazamientos en el caso de vigas estáticamente indeterminadas. Debido a que la magnitud de este par de fuerzas es una constante de la sección, es posible modificar el valor de las fuerzas componentes “C” y “T” mediante la alteración de la distancia entre ellas. En la figura 33 se ilustra el concepto anterior, pues se observa que si se aumenta la distancia “Z” la magnitud “M” de las fuerzas componentes del par disminuye en la misma proporción. Ésta es la razón de que en la práctica, las vigas se disponen con su mayor dimensión de manera vertical. De este modo los esfuerzos de tensión son absorbidos por el acero de refuerzo y los de compresión por el concreto.

La flexión representa el estado límite de servicio que usualmente rige la determinación de las dimensiones de las vigas de concreto reforzado.

Imagen No.154: Flexión en viga de concreto reforzado.



Fuente: Nilson A. y Winter G, Diseño de estructuras de concreto, McGraw-Hill, México, 1992.)

Los elementos más comunes de las estructuras a flexión son las vigas y las losas, que la tienen como acción principal, por lo general acompañada de la acción de la fuerza cortante. La viga es un elemento en que la longitud es mayor a sus dimensiones transversales, como son el peralte total " h " y la base " b ". este tipo de elementos se encuentran en edificios, puentes, estructuras industriales y demás.

Las vigas pueden tener uno o varios tramos, dependiendo de esto puede ser llamadas vigas de un claro o vigas continuas. El tipo de sección transversal de las vigas es variable, aunque en concreto reforzado existen ciertos tipos definidos debido a su proceso de fabricación. Es así como es posible encontrar vigas de sección rectangulares, en forma T y como vital o quizá con algún tipo especial debido a la necesidad arquitectónica.

5.4.6.1 Criterio básico de diseño. El diseño por flexión debe cumplir con la condición del reglamento ACI. La cual establece que la resistencia a flexión de una sección de concreto reforzado debe tener una magnitud que exceda o cuando menos sea igual a la del momento último producido por las cargas, es decir:

$$M_R \geq M_u$$

“ M_R ” es el momento resistente de la sección y M_u es el momento último de la viga.

5.4.6.2 Determinación de la resistencia a la flexión M_R . Para determinar la resistencia de una sección de concreto, es necesario establecer un mecanismo teórico basado en hipótesis simplificadoras que describa aproximadamente el fenómeno real.

5.4.6.3 Hipótesis básica para determinar el momento resistente a la flexión. La sección analizada está en equilibrio. Esta hipótesis establece que la sección no está en falla, si no que permanece estable todavía ante las cargas.

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana. Las secciones planas permanece planas después de la flexión y es comprobada a partir del empleo de extensómetros situados en distintos puntos a lo largo de una sección de una viga. Solo en presencia de fuertes cortantes se producen distorsiones de las secciones que aun así no invalidan la hipótesis.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente. Si la corrugación de la varilla garantiza una adecuada longitud de anclaje se hace valida la hipótesis.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es $\epsilon_{cu}=0.003$. esta hipótesis fue establecida a partir de pruebas de laboratorio en las cuales se demostró que independientemente de la

cantidad de acero la resistencia de una sección es decir, su máxima capacidad a la flexión se alcanza cuando las deformaciones unitarias en la zona de compresión tiene el valor $\epsilon_{cu}=0.003$.

5.4.6.4 Hipótesis 1. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia de la sección es uniforme con un valor F_c igual a $0.85 f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 C$.

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

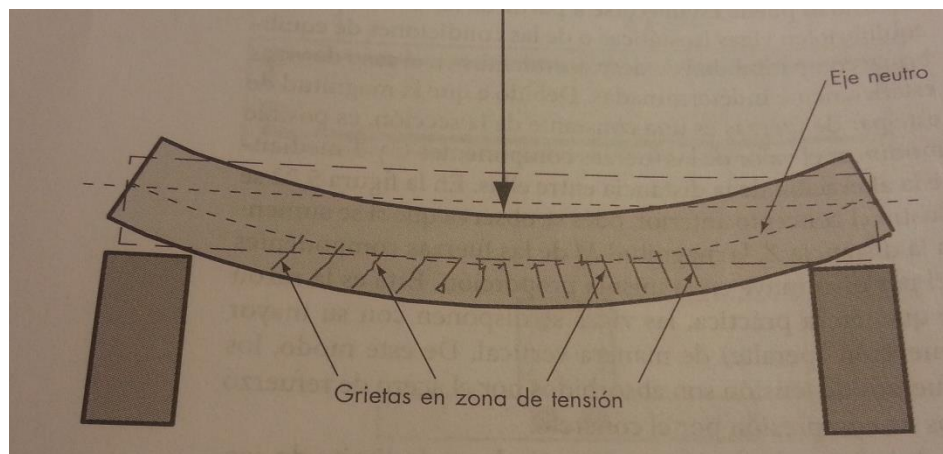
$$\beta_1 = 1.05 - f_c/1400 \geq 0.65 \text{ si } f_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

C es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión. Para entender el origen de esta hipótesis, es necesario hacer referencia a la forma del diagrama de esfuerzos de compresión que actúan sobre el concreto cuando éste alcanza su resistencia. En 5.25 se muestra el diagrama de esfuerzos que actúan sobre el concreto y el acero de una sección de concreto reforzado cuando ésta alcanza su resistencia. En ella se aprecia que la obtención del momento resistente de la sección implica tomar la intensidad del par de fuerzas internas que equilibran el sistema, para lograr esto se necesita establecer la posición del centroide del diagrama de esfuerzos de compresión y además su volumen.

La simplificación que tuvo éxito se debe a Whitney, quien propuso la situación del diagrama original por uno de forma rectangular. Las dimensiones relativas a este diagrama fueron establecidas a partir de pruebas de laboratorio en las cuales se obtuvieron tales dimensiones con base en la igualación del momento experimental con el momento producto del hipótesis suplicatoria.

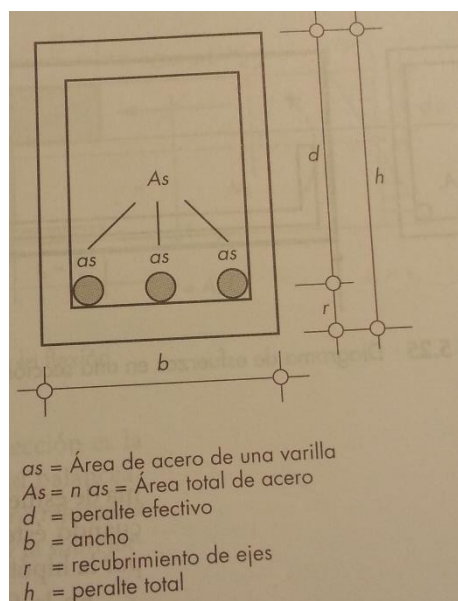
En la Figura 157 se puede ver que la configuración de los diagramas de esfuerzos hipotéticos en el concreto y acero alcanza su resistencia. Se puede apreciar que el establecimiento del centroide y el volumen del diagrama de compresión son simples, facilitando así la cuantificación del momento resistente a la sección.

Imagen No.155: Agrietamiento debido a la flexión.



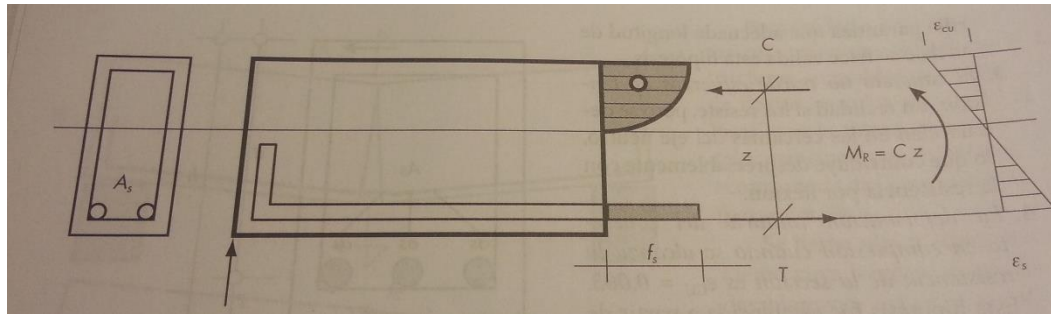
(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No.156: Características geométricas de la sección.



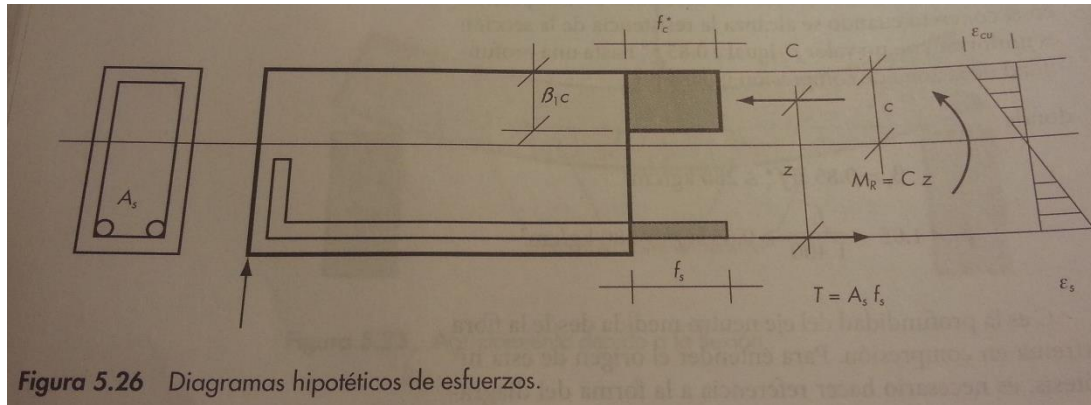
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes.
(2011).

Imagen No.157: Diagrama de esfuerzos en una sección cuando ésta alcanza su resistencia.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes.
(2011).

Imagen No.158: Diagramas hipotéticos de esfuerzos.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes.
(2011).

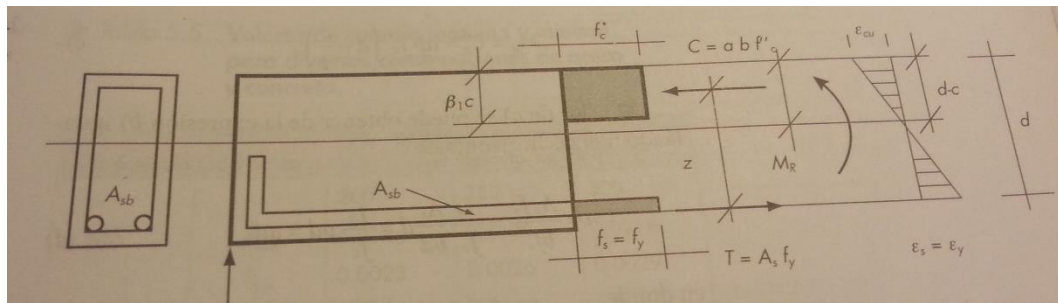
5.4.6.5 Esfuerzos en el acero. Si el acero no fluye cuando el concreto llegó a su resistencia se le llama una sección sobre esforzada, si el acero empieza fluir precisamente cuando el concreto alcanza su resistencia, entonces se le llama una sección balanceada. Al final si el acero fluye antes que el concreto alcance su resistencia se denomina sección sobre forzada.

El comportamiento de los dos primeros tipos mencionados de vitas es frágil, mientras que el tercer tipo sobre frazada es dúctil al llegar a la sección de resistencia. Por medio de la hipótesis se puede establecer la siguiente expresión a partir de la cual se aclucal el área de acero que corresponde a la sección balanceada.

$$A_{sb} = \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{6000\beta_1}{6000+f_y} \right] bd$$

La deducción de la expresión se realiza considerando las hipótesis que se han mencionado para la condición balanceada, como se muestra en la Imagen 159.

Imagen No.159: Condición balanceada de resistencia a la flexión.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

$$C = d \left[\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right] = d \left[\frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} \right] = d \left[\frac{0.003}{0.003 + \left(\frac{f_y}{2 \times 10^6} \right)} \right] = \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Otro análisis por equilibrio de fuerzas horizontales es igual:

$$abf''c = A_{sb}fy$$

Dónde:

$$A_{sb} = \frac{f''c}{fy} * \frac{6000\beta_1}{6000 + fy} bd$$

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes.

(2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

Para vigas subreforzadas y balanceadas la aplicación de las hipótesis anteriores conducen a la siguiente expresión para obtener el momento resistente M_r :

$$M_R = F_R f''c b d^2 q (1 - 0.51)$$

Dónde:

M_R = momento resistente de la sección

F_R = factor de resistencia para flexión = 0.9

$f''c$ = esfuerzo uniforme en la hipótesis de Whitney.

b, d = base y peralte efectivo de la sección.

$$q = \frac{fy}{f''c} p \text{ y } P = \frac{A_s}{bd}$$

Para deducir la expresión anterior se considera la magnitud del par resisten en una viga subreforzada o balanceada, para un área de acero A_s menor o igual a A_{sb} .

$$M_R = C_z = abf''c \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

El valor de “a” se puede obtener de la expresión “b” igualando fuerzas horizontales:

$$a = \frac{A_s f_y}{b f'' c} = \frac{f_y}{f'' c} \frac{A_s}{b d} d = \frac{f_y}{f'' c} p d = q d$$

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

En donde:

$$q = \frac{f_y}{f'' c} p$$

Sustituyendo “e” en “d”:

$$M_R = f'' c b d q (d - 0.5 q d)$$

Donde se deduce que:

$$M_R = f'' c b d^2 (1 - 0.5 q)$$

La expresión anterior se afecta de un factor de reducción de resistencia F_r que toma en cuenta la dispersión de resultados de laboratorio en relación a los teóricos:

$$M_R = F_r f'' c b d^2 q (1 - 0.5 q)$$

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

5.4.6.6 Áreas de acero máxima y mínima reglamentarias.

5.4.6.6.1 Área de acero máxima. El comportamiento de las estructuras debe ser dúctil en zona sísmica y para garantizarlo establece para elementos que no intervienen en la resistencia por sismo, una cantidad máxima de acero equivalente a 90% de la cantidad balanceada contenida con el reglamento.

$$A_{s \text{ máx}} = 0.90 A_{sb} = \frac{0.90 f'' c}{f_y} \left(\frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right) b d$$

El ACI 318-08 establece que en toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior, en cada lecho, el área de refuerzo constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro 4 o hierro de media.

5.4.6.6.2 Área de acero mínima. Las secciones deberán tener una cantidad mínima de acero para también garantizar un comportamiento dúctil, tal cantidad se especifica con la siguiente expresión.

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

5.4.6.7 Cuantías máximas y mínimas de acero. En la siguiente expresión se puede representar la cantidad relativa de acero respecto a la de concreto en la sección que se está estudiando.

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

5.4.6.7.1 Cuantía máxima de acero en la sección. Para poder garantizar la disposición del reglamento sobre el comportamiento dúctil de las vigas de concreto reforzado en zona sísmica, es obvio que la cuantía de una viga también se limita 90% de la cuantía balanceada P_b .

$$p_b = \frac{A_s}{bd}$$

$$p_{m\acute{a}x} = 0.90p_b = \frac{0.90f''_c}{f_y} \left(\frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right)$$

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.6.7.2 Cuantía mínima de acero en la sección.

También en este caso es obvio que la cuantía mínima de acero es establecida por medio de la expresión.

$$p_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f''c}}{f_y}$$

Imagen No.160: Se indican los valores de cuantías máximas y mínima para diversas combinaciones de resistencias de acero y concreto.

Resistencia f_y del acero		Resistencia a compresión f'_c del concreto (kg/cm ²)		
		200	250	300
4 200	$P_{\max}$	0.0146	0.0182	0.0218
	$P_{\min}$	0.0023	0.0026	0.0029
5 000	$P_{\max}$	0.0113	0.0142	0.0170
	$P_{\min}$	0.0020	0.0022	0.0024
6 000	$P_{\max}$	0.0087	0.0108	0.0130
	$P_{\min}$	0.0016	0.0018	0.0020

Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.6.8 Diagrama de momento resistente. La magnitud del momento M_R depende de las características de cantidad y calidad de material constructivo empleadas en la construcción de una viga. Esto se puede expresar por medio de:

$$M_R = \varphi(f'_c, f_y, A_s, b, d)$$

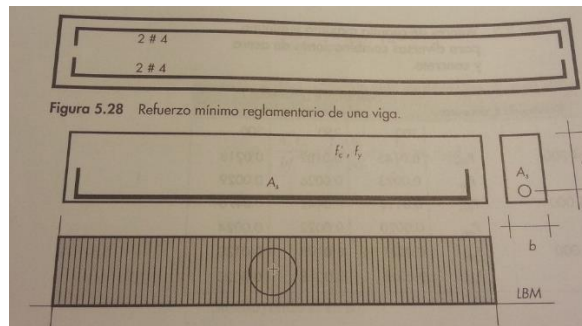
En los diagramas se puede observar que el signo es positivo, lo anterior es debido a que se sigue la misma convención de la mecánica de materiales, en relación con la localización de los esfuerzos normales. El momento resistente puede tener simultáneamente dos signos de momento resistente, es sucede si la viga tiene refuerzo de caer en ambos extremos.

5.4.6.9 Momentos resistentes frente a momento flexionante. En el momento de apoyar una viga en su sistema de apoyos, los momentos flexionantes comienza a actuar, y su distribución, como se sabe, depende del sistema de cargas y apoyos. En la figura 5.31 se aprecia la superposición de los diagramas de momentos resistentes y flexionantes de una viga simplemente apoyada.

5.4.6.10 Botones adicionales de acero. Si el diagrama de momentos flexionantes últimos rebasa al diagrama de momentos resistentes, se deberán colocar bastones adicionales de acero, los cuales son barras rectas cuyo nombre deriva de la antigua geometría de las varillas in corrugación que requerían un gancho en cada extremo para realizar un anclaje, en la figura 5.32 se muestra un caso en el que se requiere este tipo de refuerzo adicional.

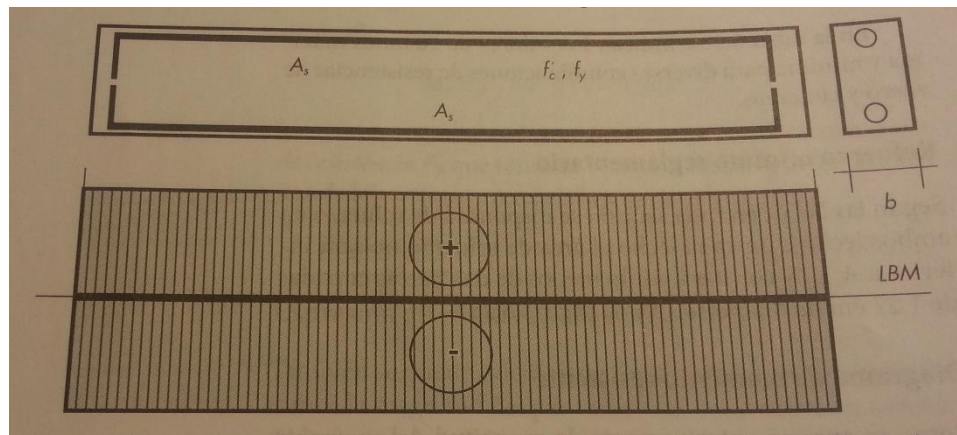
5.4.6.11 Selección del diámetro de la varilla. No hay reglas fijas sobre esta selección, pero es posible mencionar algunas sugerencias que pueden auxiliar al diseñador, la primera es que el diámetro de la varilla depende del tamaño de la viga. No deberán emplearse varillas de diámetro pequeño en vigas muy cargadas, pues lo anterior conducirá al congestionamiento de acero. Por otro lado los diámetros excesivamente grandes en vigas de dimensión pequeña producen pérdida de superficie de corrugación. La cantidad de barras deberá permitir el paso libre del concreto fresco durante el colado del elemento. Además, se convierten en una disposición, homogénea y simétrica de varillas.

Imagen No.161: Diagrama de momentos resistentes de viga de concreto reforzado.



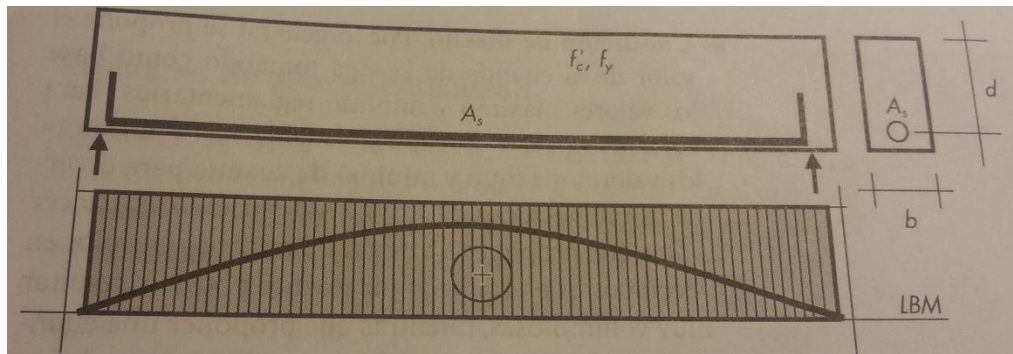
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No.162: Diagrama de momentos resistentes de viga con armado en ambos lechos.



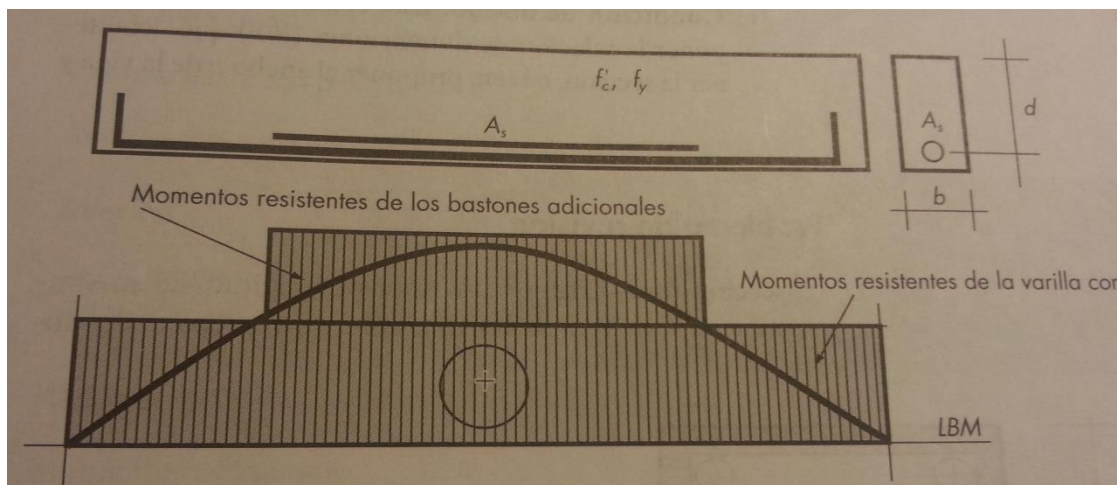
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No.163: Diagrama de momentos resistentes frente al de momentos flexionantes.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Imagen No.164: Efecto en el diagrama de momentos resistentes de los bastones adicionales.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011)

5.4.6.12 Problemas del diseño por flexión de vigas de concreto reforzado.

5.4.6.13 Problemas de revisión. En este tipo de problemas se pretende cuantificar el momento resistente M_r de la sección, luego conocer tanto las propiedades de los materiales f'_c y f_y , como las dimensiones “b” y “d” y el área de acero A_s de la sección. Una vez se tiene que el área de acero es menor que el área de acero máxima reglamentaria, se aplica cualquiera de las dos expresiones, la expresión simplificada para el cálculo del momento de resistencia M_r de la sección. El valor del momento resistente M_r es comparado con el momento último M_u de la sección para verificar que se cumple la desigualdad reglamentaria:

$$M_R \geq M_u$$

Se recomienda comparar el área de acero A_s con el área de acero mínima reglamentaria, para observar que el tipo de falla sea dúctil.

5.4.6.14 Problemas de dimensionamiento. Para tener las dimensiones “b” y “d” de la viga como su armado A_s , luego de conocer las propiedades f'_c y f_y además del momento M_u que se debe resistir. Es evidente que se dispone sólo de una ecuación y de tres incógnitas, pero es posible obtener una solución, estableciendo condiciones de diseño, que por lo general son las siguientes:

5.4.6.15 Condición de diseño. Para hacer el diseño seguro y económico, generalmente se iguala la expresión del momento resistente M_r al momento último M_u producido por las cargas.

5.4.6.16 B Condición de diseño. Se propone el valor de la cuantía de la viga tomando como base los valores máximo y mínimo reglamentarios. Para auxiliares en esta decisión en la tabla 5.5 se muestran los valores máximo y mínimo de cuantía para diversas combinaciones de f'_c y f_y . Al respecto cabe hacer notar que proponer una cuantía muy baja resulta en secciones que arquitectónicamente podrían resultar muy voluminosas, mientras que proponer una cuantía muy alta da como resultado secciones muy deformables y poco rígidas.

5.4.6.17 Condición de diseño. Esta condición implica proponer la relación de dimensiones (d/b) que debe tener la sección, o bien, proponer el ancho b de la viga y verificar posteriormente que la relación mencionada está entre límites aceptables.

Se recomienda esta última opción pues toma en cuenta dimensiones de cimbra y es fácilmente verificable. (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

5.4.6.18 Problemas de armado. En este tipo de problemas se dispone de las dimensiones “ b ” y “ d ” de la sección, las propiedades de los materiales f'_c y f_y y el momento M_u que debe resistir. Se deberá obtener un área de acero A_s . Una vez que se tienen esta área se debe verificar que esta área cumpla con los límites del reglamento máximo y mínimo, por medio de las cuantías.

5.4.6.19 Cortante. Las vigas de concreto reforzada deben tener una resistencia al corte " V_r ". El concreto simple que forma la viga, el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal son factores que contribuyen al a la resistencia al corte de una viga de concreto reforzado.

El concreto, junto con el refuerzo longitudinal forma un conjunto cuya resistencia por cortante es V_{cr} . La determinación de la resistencia por cortante V_{cr} de vigas de concreto reforzado sin refuerzo transversal implica el empleo de expresiones que fueron establecidas de acuerdo al método empírico, esto siguiente los resultados que se obtuvieron en pruebas de laboratorio en las cuales se somete a fuerza cortante, un conjunto de especímenes con características uniformes.

Existen diversas problemáticas para determinar el corte resistente de una viga de concreto reforzado. En primer lugar está el número de factores que influyen en la capacidad por cortante de una viga de concreto reforzado sin refuerzo transversal. Es importante que la fabricación de los especímenes de prueba sea elaborada de manera adecuada para poder poner a prueba las capacidades de los materiales trabajando en conjunto. El problema se resume en que a pesar de los cientos de estudios teóricos y experimentales que se han desarrollado acerca de este fenómeno, no se ha llegado a establecer un modelo racional del mecanismo de falla del cual sea posible derivar una expresión aceptablemente sencilla para el cálculo de la resistencia por cortante de una viga de concreto reforzado sin refuerzo transversal. Se reconoce que la falla está regida por los esfuerzos de tensión diagonal que se presentan en la alama debido a la superposición de los efectos de la fuerza cortante y el momento flexionante y que los factores que más influyen en la fuerza cortante son:

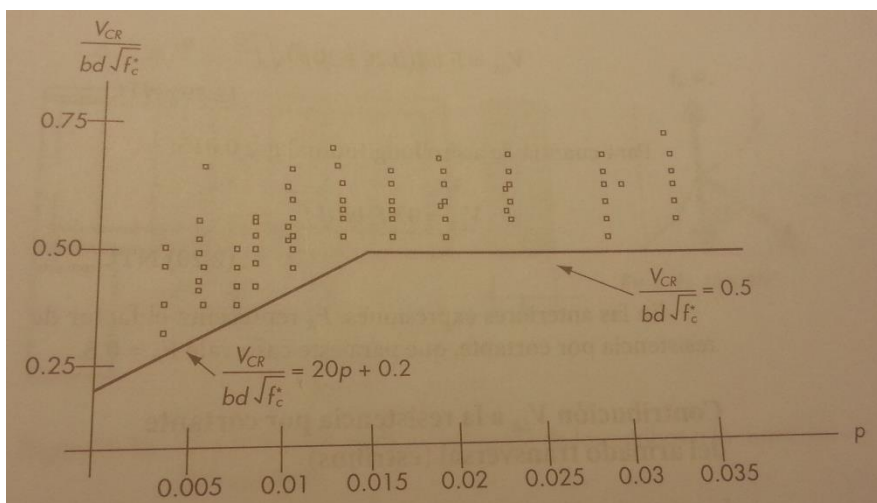
- El esfuerzo promedio de la sección V_r , equivalente a la fuerza cortante resistente V_{cr} dividida entre el área “bd” del alma.
- La resistencia a tensión del concreto que se relaciona indirectamente con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión. Se puede ver que en la última expresión se está considerando la dispersión particular en los resultados de resistencia 0.25 a la compresión del concreto.
- La cuantía “p” del acero longitudinal a tensión.
- En el caso de vigas muy cortas también interviene la relación entre el llamado claro cortante “a” y peralte “d” de la viga.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Todos los resultados de las pruebas que se hicieron pueden agruparse de una forma práctica para poder tener una expresión lógica y sencilla como se puede ver en la Imagen 165. En esta figura se ve que en las abscisas se representa la cuantía “p” del refuerzo longitudinal por tensión y estas ordenadas el parámetro $\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f'_c}}$ donde V_{cr} es la fuerza cortante para la cual se observó de manera experimental, la falla. Cada uno de los puntos indicados en la gráfica muestra el ensayo. Se puede observar que los datos son muy dispersos, esto nos muestra como los mecanismos reales de falla están representados de forma muy pobre por ese agrupamiento de variables y que seguramente existen otras variables que influyen en el fenómeno y que no se están considerando. Se debe tomar en cuenta que los resultados de la figura corresponden a las propiedades mecánicas y geométricas de las vigas ensayadas.

Por lo tanto, puede considerarse nula la incertidumbre que se tenía en los valores V_{cr} , f'_c , b, d, p y toda la variabilidad puede atribuirse a que el fenómeno está pobremente representado en esa forma.

Imagen No.165: Resultados de pruebas de resistencia por cortante de vigas sin refuerzo transversal.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

El siguiente tema se necesita determinar la resistencia por cortante V_{cr} de una viga sin refuerzo transversal, es posible delimitar más o menos tres zonas de la misma:

- Una zona puntual para los casos en que la cuantía de la viga vale cero. El límite inferior de esta zona lo marca la siguiente expresión.

$$\frac{V_{CR}}{b d \sqrt{f'_c}} = 0.20$$

- Una zona que se encuentra en el intervalo de $0 < p \leq 0.015$ en la que se agrupan puntos que indican que a mayor cuantía p , mayor es la resistencia por cortante V_{cr} . La parte inferior de la nube de puntos tiene una pendiente positiva que equivale a 20.
- Una zona situada en el intervalo $p > 0.015$ en la cual se observa que la parte inferior de la nube de puntos tiene una ordenada constante equivalente a $\frac{V_{CR}}{b d \sqrt{f'_c}} = 0.50$, lo que se muestra cierta independencia de la resistencia por cortante respecto a la cuantía p .

Estas bases nos sirven para definir dos expresiones que no predicen la resistencia al cortante V_{cr} , si establecen valores inferiores a las posibles resistencias de laboratorio.

$$P \leq 0.015$$

$$\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f'_c}} = 20p + 0.20$$

Dónde:

$$V_{CR} = bd(0.20 + 20p)\sqrt{f'_c}$$

Para cuantías de acero longitudinal $p > 0.015$

$$\frac{V_{CR}}{bd\sqrt{f'_c}} = 0.50$$

De donde:

$$V_{CR} = 0.5bd\sqrt{f'_c}$$

Se toma como conclusión que las siguientes expresiones sirven para definir la resistencia al corte.

$$V_{CR} = F_R bd(0.20 + p)\sqrt{f'_c}$$

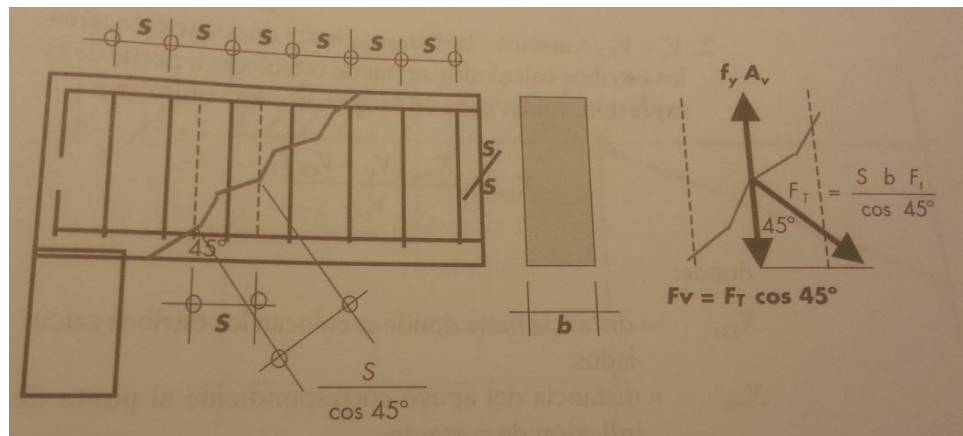
Para una cuantía de acero longitudinal $p \geq 0.015$ tenemos.

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f'_c}$$

$F_R = 0.8$ Es el factor de resistencia por cortante, en los análisis de resistencia al corte para vigas de concreto.

5.4.6.20 Contribución V_{SR} a la resistencia por cortante del armado transversal (estribos). El corte V_{SR} que los estribos brindan se calcula a partir de expresiones que consideran al armado funcionando análogamente a una armadura situada en el interior de la viga. Para la deducción de estas expresiones se considera que los estribos están dispuestos a una distancia S entre ellos, que son paralelos y que tiene una inclinación ϕ respecto al eje longitudinal de la viga. Los estribos son perpendiculares a la longitud de la viga. Se puede observar en la Imagen 166.

Imagen No.166: Determinación de la contribución de los estribos a la resistencia por cortante.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

El estribo cubre una zona tributaria equivalente a $S/2$ a cada lado, de esta manera, la fuerza diagonal que trata de abrir la grieta a 45 grados, es:

$$F_T = \frac{S b f_t}{\cos 45^\circ}$$

Dónde:

f_t es igual al esfuerzo de tensión diagonal: $\frac{V_{SR}}{bd}$

La componente vertical F_v de esta fuerza es $F_v = (F_t \cos 45^\circ)$

Al plantear el equilibrio de fuerzas verticales e igualando la fuerza F_v a la fuerza que desarrolla el estribo en el momento que fluye se tiene:

$$\frac{S \left(\frac{V_{SR}}{bd} \right) b}{\cos 45^\circ} \cos 45^\circ = f_y A_v$$

Donde tenemos: $V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S}$

5.4.7 Resistencia total por cortante V_R . La resistencia total V_R por cortante de una viga de concreto reforzado equivale a la suma de las contribuciones antes analizadas, la del concreto con su armado longitudinal y la del refuerzo transversal.

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

5.4.8 Problemas del diseño por cortante de vigas de concreto reforzado. Existen dos tipos de problemas que se dan en el diseño por corte en las vigas de concreto reforzado.

- Problemas de revisión.
- Problemas de cálculo de separación de los estribos.

5.4.8.1 Problemas de revisión. La resistencia total V_R de una viga de concreto equivale a la suma de las contribuciones tanto del concreto armado longitudinal y el refuerzo transversal.

$$V_R = V_{CR} + V_{SR}$$

Por medio de esta expresión se puede estimar si la disposición de estribos satisface la expresión reglamentaria que rige el diseño por cortante.

$$V_R \geq V_U$$

5.4.8.2 Problemas de cálculo de separación de estribos. Para un diseño con máxima economía se debe igualar el cortante último producido por las cargas en la viga con el cortante resistente de la misma:

$$V_R = V_U$$

Al despejar el cortante que toman los estribos se tiene:

$$V_{SR} = V_U - V_{CR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S}$$

La ecuación para determinar la separación de los estribos se demuestra con la siguiente expresión:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}}$$

5.4.9 Disposiciones reglamentarias sobre el diseño por cortante.

1. En ningún momento se permite que V_u sea mayor que $2.5F_R b d v_f' c$.
2. Si V_u es mayor que V_{CR} per menor o igual que $1.5F_R b d v_f' c$, la separación de los estribos no debe ser mayor a $0.5d$.
3. Si V_u es mayor que $1.5F_R b d v_f' c$, la separación de estribos no deberá ser mayor que $0.25d$.
4. La separación de estribos no debe ser menor que 6 cm.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes.
(2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

5.4.10 Distancia del apoyo hasta donde se colocan los estribos.

La separación de estribos S calculada con la expresión:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}}$$

Es utilizada para el valor del cortante en el apoyo correspondiente. Se considera válida para todos los valores de.

- $V_u - V_{CR}$ mayores que cero, se considera un valor positivo.
- $V_u - V_{CR}$ son valores constantes, la distancia hasta donde se colocarán los estribos calculados se pueden establecer a partir de la expresión, válida para una viga con carga uniforme.

$$X_{EST} = \frac{X_{PIC}(V_u - V_{CR})}{V_u}$$

Dónde:

X_{EST} : distancia hasta donde se colocan los estribos calculados.

X_{PIC} : distancia del apoyo correspondiente al punto de inflexión de cortantes.

$V_u - V_{CR}$ = diferencia entre cortante último y cortante que toma el concreto.

V_u = cortante último.

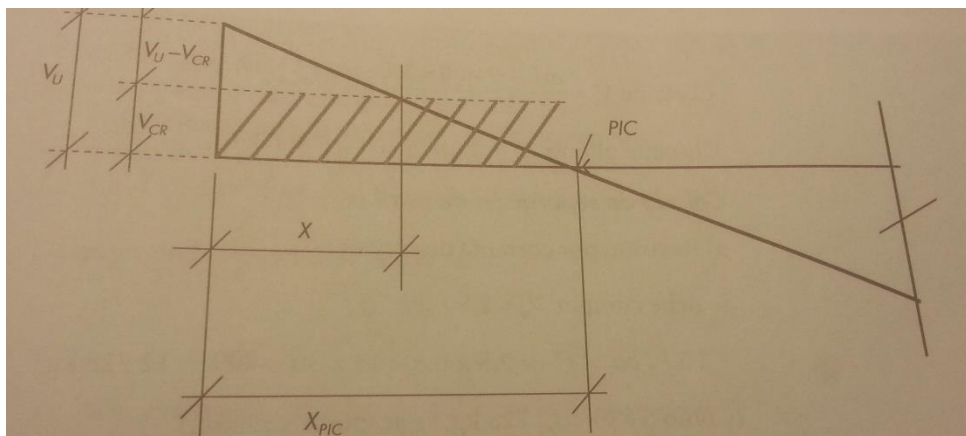
5.4.11 Cantidad de estribos a colocar. Como se puede ver en la Imagen 167 la separación de estribos se calcula por medio de la expresión:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_U - V_{CR}}$$

Solo es necesaria en los primeros dos estribos, para los siguientes se debería calcular una nueva separación, ya que la fuerza cortante disminuye hacia el centro de la viga. Para simplificar el proceso se acepta la misma separación en toda la distancia X , teniendo esta siguiente expresión. (Figura 45).

$$\text{cantidad de estribos} = \frac{X}{S}$$

Imagen No.167: Distancia hasta donde se colocan estribos calculados.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.12 Deflexiones de los elementos. Las deflexiones son el resultado natural de la aplicación de las acciones en los miembros estructurales. En algunos casos es posible disimular con plafones falsos su presencia o contrarrestarla con deflexiones en sentido contrario. Los elementos no estructurales como las ventanas, canales etc. En azoteas, los encharcamientos debidos a las deflexiones en la losa son frecuentes. Al final, la apariencia deformada de los miembros estructurales puede afectar al usuario. El factor que más afecta es la causa de las deflexiones excesivas con los momentos de inercia ya que rige la magnitud de las deformaciones.

Existen dos enfoques que permiten tomar en cuenta las deflexiones que se producirán en la construcción, en el primero de ellos se establecen dimensiones mínimas de los elementos estructurales de modo que, sin necesidad de calcular las deflexiones, éstas se mantengan a niveles permisibles. Este criterio lo aplican los diversos reglamentos en el diseño de ciertos tipos de estructuras. El segundo enfoque de los mencionados anteriormente implica calcular las deflexiones máximas del elemento analizado bajo cierta combinación de carga y comparar estos valores con un valor máximo admisible que usualmente toma en cuenta los efectos físicos o psicológicos que la deflexión pueda tener sobre elementos no estructurales usuarios.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

5.4.12.1.1 Establecimiento de secciones de anteproyecto. El ACI (instituto americano del concreto) en relación a las losas que se trabajan en una dirección y trabes bajo diversas condiciones de apoyo como se muestra en la tabla (5.7). Estos valores se aplican para concreto de peso normal y acero con límite de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$. Para otros valores de f_y se deberán multiplicar por el factor $(0.4 + 0.00014f_y)$. El símbolo L representa el claro. Estos valores son aplicables cuando las deformaciones no afectan a elementos no estructurales.

Imagen No.168: Peraltes mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando se calculan las deflexiones.

Elemento	Peralte total h mínimo			
	Libremente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos cont.	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y losas nervuradas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.12.1.2 Cálculo de deflexiones inmediatas. Las variables que se toman para el diseño y cálculo de deflexiones son la resistencia a la tensión y el módulo de elasticidad del concreto, la cuantía de acero a tensión y el agrietamiento del elemento. De este modo, se ha logrado establecer métodos simplificados para la cuantificación de las deflexiones inmediatas, es decir las que se presentan justo después de aplicar las cargas.

La sección transformada es aquella en la cual el área de acero se sustituye por un área equivalente de concreto numéricamente igual al área de la sección transversal de las barras multiplicada por la relación n de módulos de elasticidad de acero y concreto.

Sección transformada = nA_s

Dónde: $n = E_s / E_c$

Es importante recordar que los módulos de elasticidad del acero E_s del concreto E_c son:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \text{ para concreto clase 1}$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'_c} \text{ para concreto clase 2}$$

La Imagen 169 muestra la sección transformada. Si la viga de sección constante se permite tomar como momento de inercia, es correspondiente al centro del claro en vigas simplemente apoyadas y vigas continuas y el del apoyo para voladizos. En vigas continuas se debe utilizar un valor promedio del momento de inercia calculado de la siguiente manera.

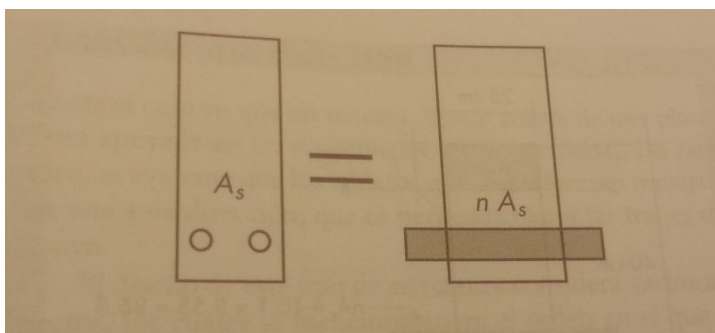
$$I_e = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_c}{4}$$

Donde los momentos de inercia de la sección trasformada agrietada de los extremos del claro en estudio, e I_c es el de la sección central. Si la viga es continua sólo en uno de sus extremos, el momento de inercia correspondiente al tramo discontinuo se supone igual a cero y el denominador de la anterior expresión cambia aun valor 3.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Una vez que se determine el valor de I_e , la deflexión se calcula por lo general a la mitad del claro, en donde a pesar de no existir simetría en cargas y condiciones de apoyo, la deflexión se aproxima a la máxima.

Imagen No.169: Representación de la sección transformada de acero.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.12.1.3 Cálculo de deflexiones diferidas. En el cálculo de las deflexiones diferidas la carga viva sobre el elemento no se aplicará en forma sostenida sino sólo una fracción de la misma, según el ACI para diversos tipos de destinos de pisos o cubiertas. En una casa habitación, la carga media es $W=70\text{kg/m}^2$ equivale aproximadamente a 41% de la carga máxima $W_m=170\text{kg/m}^2$.

La norma propone calcular las deflexiones diferidas debidas a la combinación de carga muerta más la fracción de carga viva que actuará de forma sostenida. Dicho método consiste en calcular la deflexión inmediata con la expresión de mecánica de sólidos correspondiente, empleando el momento de inercia de la sección agrietada transformada y la combinación de cargas mencionada, y multiplicar este resultado por el factor que toma en cuenta el período de 5 años o más, en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\frac{2}{1 + 50p'}$$

En el factor anterior p' corresponde a la cuantía en la zona de compresión en el centro del claro para vigas simplemente apoyadas y en el empotramiento para voladizos. En vigas contiguas p' se consigue con el mismo criterio que se aplica para obtener el momento de inercia en este tipo de estructuras. El factor es aplicable para concretos clase 1 y deberá duplicarse para vigas construidas con concreto clase 2.

5.4.12.1.4 Deflexiones admisibles. La suma de las deflexiones inmediatas y diferidas deberá compararse con la admisible, debiendo ser menor que ésta. Las normas admiten que la flecha vertical admisible para miembros que no afecten elementos no estructurales equivaldrá a:

$$\frac{L}{240} + 0.5cm$$

Y para miembros que afectan a elementos estructurales la flecha admisible equivale a:

$$\frac{L}{480} + 0.3cm$$

Para el caso de voladizos, los límites que se establecieron anteriormente se deberán de duplicar.

5.4.13 Diseño de muros de concreto reforzado. Los requisitos se aplican a muros estructurales especiales de concreto reforzado, prefabricados o construido en la obra y las vigas de acople que forman parte del sistema de resistencia ante las fuerzas sísmicas.

5.4.13.1 Refuerzo en los muros. Las cuantías de refuerzo que se distribuye en el alma, no deben ser menores a 0.0025 para los muros estructurales. Si el V_u no excede de: $0.083A_{cv}\lambda\sqrt{f'}c$, Se puede reducir los valores requeridos. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450mm. El refuerzo que contribuye a V_n debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano cortante. Se debe utilizar al menos dos capas de refuerzo cuando V_u exceda $0.17A_{cv}\lambda\sqrt{f'}c$.

El refuerzo que llevan los muros estructurales de concreto debe estar desarrollado para f_y en tracción. Se debe tolerar que la altura efectiva del elemento sea $0.8L_w$ para muros.

En lugares donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de desarrollo del refuerzo longitudinal debe ser 1.25 veces los valores que se calcularon para f_y en tracción. Los empalmes mecánicos del refuerzo deben cumplir con los empalmes soldados.

Las fuerzas de diseño se deben obtener por medio del V_u , en un análisis de cargas laterales de acuerdo a las combinaciones de mayorero de carga. El corte de los muros estructurales no debe exceder la siguiente condición.

$$V_u = A_{cv}(\alpha_c\lambda\sqrt{f'}c + f_y)$$

Donde el coeficiente:

α_c es 0.25 para $h_w/l_w \leq 1.5$, 0.17, y varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para h_w/l_w entre 1.5 y 2.0. el valor de la relación H_w/L_w que se utilizar para determinar V_n para segmentos de un muro debe ser la mayor entre aquella para todo el muro y aquella para el segmento de muro considerado. Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si H_w/L_w no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo no debe ser menor que la cuantía mínima de refuerzo.

Las áreas que comparten una fuerza lateral V_n , no debe tomarse mayor que $0.66A_{CV}v_f'c$, donde A_{CV} es el área bruta de concreto definida por el ancho del alma y la longitud de la sección. Para cualquiera de las demás áreas o secciones individuales del muros V_n no debe suponerse mayor que $0.83A_{CV}v_f'c$ donde A_{CV} representa el área de la sección transversal de concreto del manchón considerado.

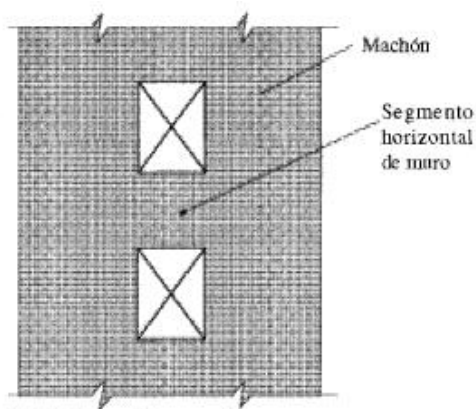
La resistencia a flexión de un muro o de un segmento de muro se determina de acuerdo con los procedimiento normalmente usados para las columnas. Se debe determinar la resistencia considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia el refuerzo concentrado en los elementos de borde y el distribuido en las alas y lama basándose en un análisis de compatibilidad de deformaciones. La cimentación que soporta al muro debe diseñarse para desarrollar las fuerzas de ala y el alma del muro. Para los muros con aberturas se deben considerar la influencia de la abertura o aberturas en las resistencias a flexión y cortante y se debe verificar la trayectoria de las cargas alrededor de ellas. Para este propósito pueden ser útiles los conceptos de diseños por capacidad y los modelos puntual-tensores.

Las secciones de muro se intercepten para generar formas L, Y, o C o secciones trasversales de otra forma, se debe considerar la influencia del ala en el comportamiento del muro mediante la selección de anchos de ala apropiados. Los ensayos muestran que el ancho efectivo del ala aumenta con niveles crecientes de desplazamiento lateral y que la efectividad del ala en compresión es diferente del ala en

tracción. El valor usado para el ancho efectivo del ala en compresión tienen poco impacto en la capacidad de resistencia y deformación del muro, para simplificar el diseño se usa un valor único de ancho efectivo del ala tanto en tracción como en compresión basado en una estimación del ancho efectivo del ala en tracción.

5.4.13.2 Diseño a flexión y carga axial. Los muros estructurales y partes de dichos muros sometidos a una combinación de carga axial y flexión deben diseñarse por el método de diseño correspondiente. Deben considerarse como efectivos el concreto y el refuerzo longitudinal desarrollado dentro del ancho efectivo del ala, del elemento de borde y del alma del muro. Debe considerarse el efecto de las aberturas. Si se realiza un análisis más detallado el ancho efectivo de ala en secciones con alas deben extenderse desde la cara del alma a una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro.

Imagen No. 170: Muro con abertura.



(ACI committee 332,"requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi,2004, 26 pp)

Los muros estructurales que no sean diseñados, deben tener elementos de borde especiales en los bordes y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas mayoradas incluyendo los efectos sísmicos E , sobre pase $0.2f'_c$. los elementos de borde especiales pueden ser discontinuados donde El esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas mayoradas usando un modelo lineal elástico y las propiedades de las sección bruta.

El procedimiento considera que en el muro actúan cargas de gravedad y el máximo cortante y momento inducidos por el seno en una dirección dada, bajo esta carga, los bordes comprimidos en la sección crítica resisten la carga aferente de gravedad más la resultante de compresión asociada con el momento de flexión.

En algunos casos no se requiere de elementos de borde especiales, si la cuantía de refuerzo es mayor que $2.8f_y$, el refuerzo transversal de borde de cumplir. El espaciamiento longitudinal máximo del refuerzo transversal en el borde no debe exceder de 200mm.

Si en el diseño del muro V_u , en el plano es mayor a $0.83A_{cv}f'_c$, el refuerzo transversal que termine en los bordes de muros estructurales in elementos de borde debe tener un gancho estándar que engancho el refuerzo de borde, o el refuerzo de borde debe estar abrazado con estribos en U que estén empalmados al refuerzo horizontal y tengan su mismo tamaño y espaciamiento.

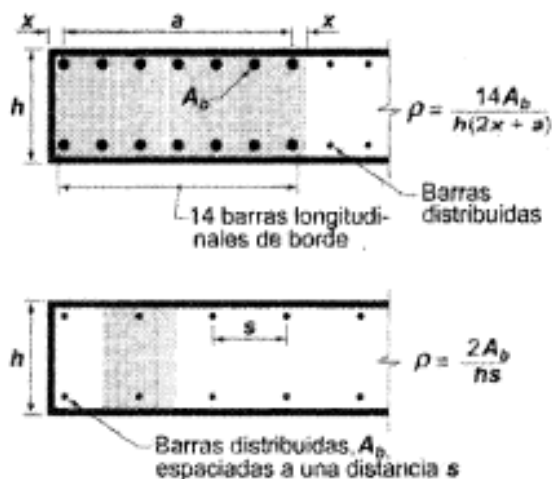
Las inversiones de carga cíclicas pueden ocasionar pandeo en el refuerzo longitudinal de borde incluso en los casos en que la demanda en los bordes del

elemento no requiera de elementos especiales de borde. Para inhibir el pandeo en los muros con cantidades moderadas de refuerzo longitudinal incluye únicamente el refuerzo en los bordes del muro. Se puede realizar un espaciamiento mayor de los estribos en relación a lo que se plantea debido a la menor demanda de deformación en los muros estructurales.

La colocación de ganchos o estribos en los extremos del refuerzo horizontal del muro brinda anclaje de tal modo que el refuerzo sea efectivo para resistir esfuerzos de cortante. En los muros de poco corte en el plano no es necesario el desarrollo del refuerzo horizontal.

Imagen No.171 Cuantía de refuerzo longitudinal para condiciones típicas de borde en el muro.

COMENTARIO



Fuente: ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 318-08) American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

5.4.13.2.1 Vigas de acople. Las vigas de acople que conectan muros estructurales pueden proporcionar rigidez y disipación de energía. Las limitaciones geométricas generan vigas de acople altas con relación a su luz libre. Las vigas de acople altas pueden estar controladas por cortante y pueden ser susceptibles a degradación de resistencia y rigidez bajo las cargas sísmicas. Los resultados de los ensayos demuestran que un refuerzo diagonal confinado proporciona resistencia adecuada en las vigas de acople altas.

El refuerzo orientado diagonalmente únicamente es efectivo si las barras están colocadas con una inclinación grande. Las vigas de acople con refuerzo diagonal están restringidas a vigas que tengan una relación de aspecto $L_n/H < 4$.

Estas vigas deben cumplir con los requerimientos del V_u . Las vigas de acople con $(L_n/h) \geq 4$ y con V_u que sobrepase de $0.33A_{cv}f'_c$ deben reforzarse con dos grupos de barras que se intersectan de forma diagonal. Colocados en forma simétrica respecto al centro de la luz, a menos que se pueda demostrar que la pérdida de rigidez y resistencia de las vigas de acople no debilitará la capacidad de la estructura para soportar carga vertical, o la evacuación de la estructura, o la integridad de los elementos no estructurales y sus conexiones a la estructura. (ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction (ACI 332-04) and comentario American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26pp)

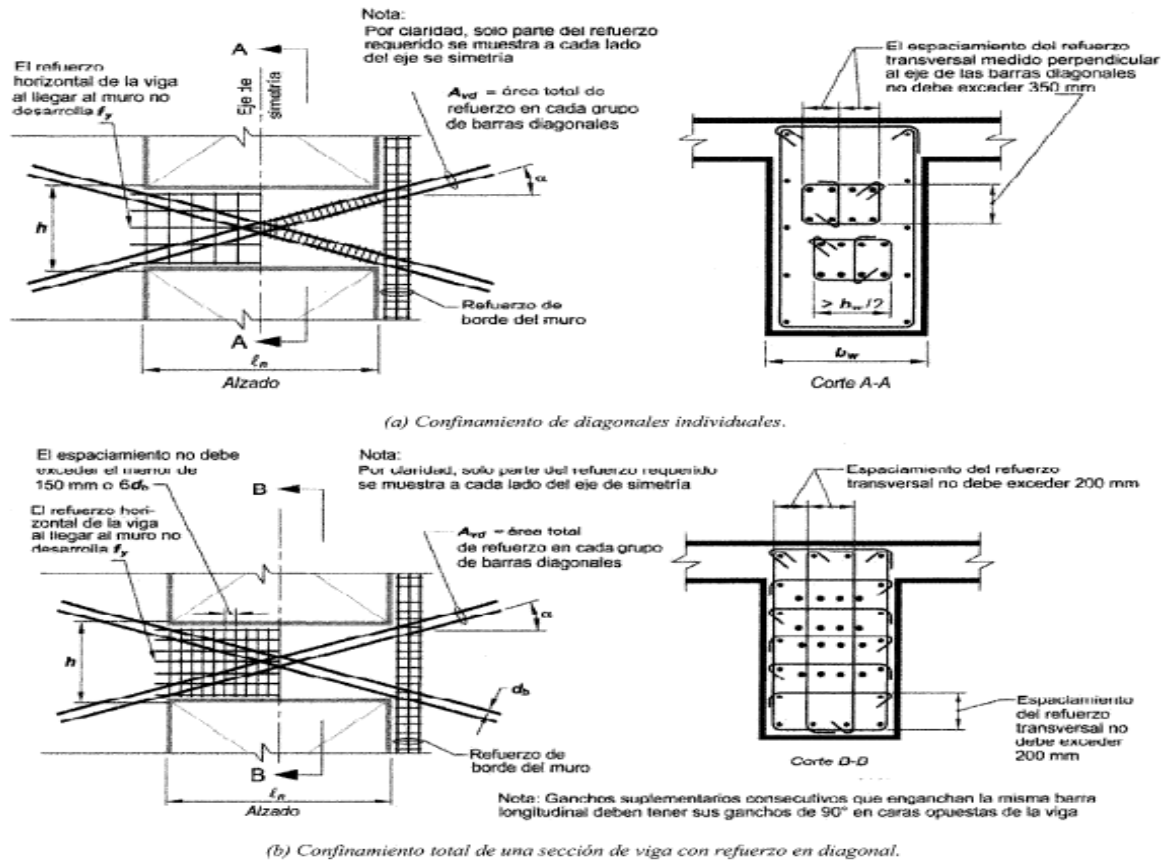
Las vigas de acople deben llevar el siguiente análisis:

- V_n debe determinarse por: $V_n = 2A_v f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$
- Cada grupo de barras diagonales consiste en un mínimo de cuatro barras colocadas en dos o más capas. Las barras diagonales deben estar embebidas en el muro no menos de 1.25 veces la longitud de desarrollo para f_y en tracción.

- Cada grupo de barras diagonales debe estar confinado por refuerzo transversal, con dimensiones exterior a exterior no menor de $b_w/2$ en la dirección paralela a b_w y $b_w/5$ a lo largo de los otros lados, donde b_w es el ancho del alma de la viga de acople. El refuerzo debe cumplir con el reglamento y debe tener un espaciamiento medio en forma paralela a las barras diagonales que cumpla con sin exceder seis veces el diámetro de las barras diagonales, y deben tender un espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas de los ganchos medidos en forma perpendicular a las barras diagonales que no exceda de 350mm. Con el propósito de efectuar el cálculo de A_g para su uso en las ecuaciones. El refuerzo transversal o su refuerzo transversal alternativo que cumple con los requisitos de espaciamiento y relación de volumen para los refuerzos transversales a lo largo de las diagonales, debe continuar a través de la intersección de las barras diagonales. El refuerzo longitudinal y transversal adicional debe distribuirse alrededor del perímetro de la viga, con el área total en cada dirección no menor de $0.002b_ws$ y un espaciamiento no mayor a 300mm.

(ACI committee 332, "*requirements for residential concrete construction*" (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

Imagen No. 172: Vigas de acople.



Fuente: ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04) American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26pp)

5.4.14 Diseño de losas de concreto reforzado. Las losas de concreto son los elementos estructurales más comunes, los detalles de comportamiento no siempre se comprenden debido a la complejidad de las ecuaciones elásticas de las placas, en especial en zonas de apoyo. Existen métodos que permiten analizar de manera relativamente fácil este tipo de elementos.

Las losas son elementos estructurales laminares que consisten en segmentos llamados tableros, los cuales trabajan en dos direcciones se les conoce como elementos bidimensionales, ya que dos de sus dimensiones, el largo y el ancho son mucho mayores que su espesor.

- Las losas formadas por tableros apoyados en su perímetro, ya sea por trabes o muros.
- Losa planas, es decir, losas formadas por tableros sin apoyo perimetral, es sin vigas ni muros. El criterio para decidir cuándo usar uno u otro tipo de la losa depende en gran parte de las cargas y los claros que se quieren cubrir.

Los tableros apoyados en su perímetro se conoce como tableros que trabajan en dos direcciones, se presentan caso de tableros que se considera que trabajan en una dirección, y además son muy alargados, en los que la relación del claro corto entre el claro largo es menor a 0.5:

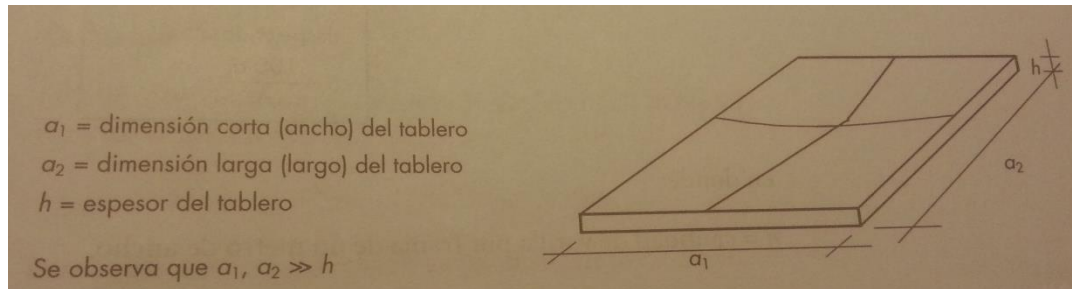
$$\frac{a1}{a2} < 0.5$$

5.4.14.1 Losas en una dirección. El diseño de este tipo de estructura considera varios aspectos, los cuales se mencionarán en el orden en el que se toman en cuenta en el proceso de cálculo y diseño.

- Se debe considerar la deflexión que sufre el sistema proponiendo un peralte total adecuado. Para ello se recomienda recurrir a la tabla 5.7 que establece peraltes mínimos recomendados por el ACI.
- La flexión es el segundo factor que se debe considerar en el diseño de losas que actúan en una dirección. Un tablero que trabaja en una sola dirección se comporta como un conjunto de vigas anchas y paralelas que trabajan en sentido corto. Para ello, se calculan los momentos flexionantes mediante el equilibrio cuando la losa consta de un solo tablero o mediante un análisis elástico, si la losa consta de varios tableros apoyados en vigas paralelas. En ambos casos se

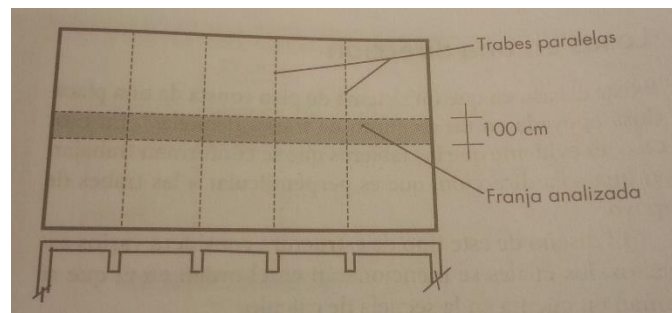
considera que los tableros trabajan con una serie de vigas paralelas de un metro de ancho y perpendiculares a las vigas, como se ve en la Imagen 173.

Imagen No. 173: Características geométricas de tablero de losa.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*

Imagen No. 174: Sistema de piso con tableros en una dirección.



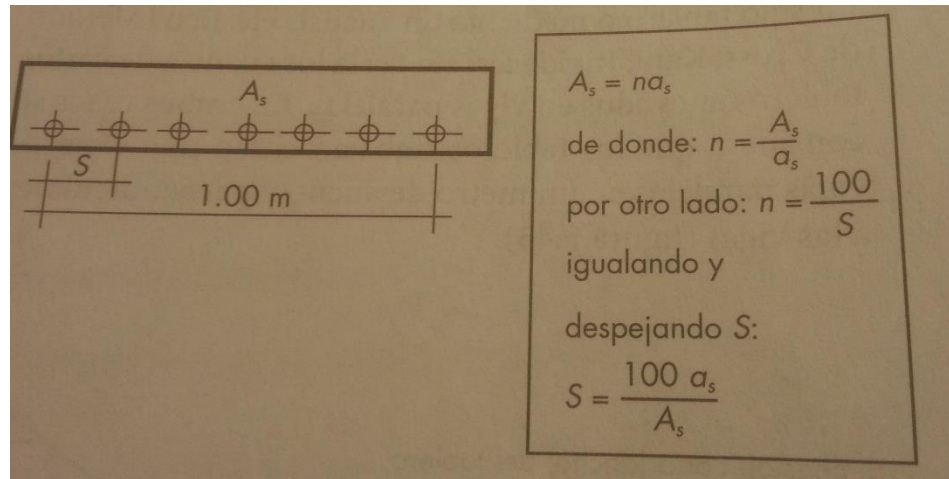
Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

El área de acero por franja unitaria que deberá disponerse en este caso puede calcularse a partir de la expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y j d}$$

En tanto la separación S de varillas se establece a partir del siguiente razonamiento:

Imagen No. 175: Espaciamiento de varillas.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

En donde:

n = cantidad de varilla por franja de un metro de ancho.

Se considerarán los cambios volumétricos disponiendo cuando menos un área de acero por franja unitaria $A_{smin} = 0.0025 b d$ en entrepiso y $A_{smin} = 0.003 b d$ en el techo.

Se debe tener precaución en la separación obtenida que no exceda las separaciones máximas reglamentarias, la que corresponde al acero por cambios volumétricos es, $3.5h$ y 50cm .

- El tercer facto que se debe considerar en el diseño de este sistema de piso es el cortante, el cual se considera resistido satisfactoria mente si se cumple la condición:

$$V_R = V_u$$

Para este cálculo de corte último V_u , se debe corresponder a la sección situada a un peralte efectivo del paño del apoyo donde se presente el cortante máximo.

$$V_R = 0.5F_R b d \sqrt{f'c}$$

En la cual como se dijo antes, b es el ancho dela franja analizada, $b=100\text{cm}$. Para el diseño de este tipo de tableros de la losa es usual tomar en cuenta el claro como la distancia entre ejes de los elementos de soporte, aunque es posible considerarlo como la distancia entre paños de apoyos incrementado en un peralte efectivo.

5.4.14.1.1 Doblado de varillas. El armado de la losa se debe tomar en cuenta que el acero que se coloque en la zona donde se produzcan esfuerzos de tensión bajo el efecto de las cargas. Los columpios, son los que van colocados en el lecho superior de la losa en zonas sobre apoyo y en el lecho inferior en los centros de los claros.

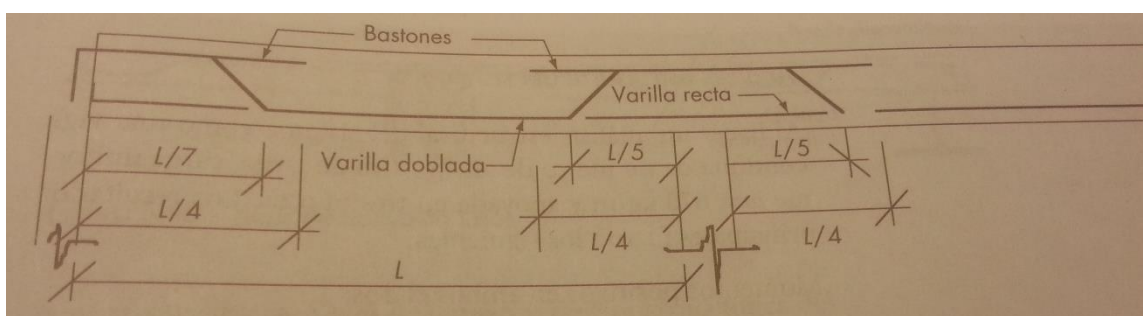
Se acostumbra configurar la parrilla en cada dirección con pares de varillas conformados por una varilla recta por el lecho inferior y la siguiente doblada con los columpios mencionados. De esta manera, se pierde una varilla que debería ir sobre apoyo en zona de momento negativo. Para compensar esto se tienen bastones en esas zonas, para subsanar la pérdida.

En cuanto al doblado de la varilla se toman en cuenta distancias del paño del apoyo al punto de inflexión de momento flexionante, equivalentes a un séptimo del

claro en bordes discontinuos, un quinto del claro en bordes interiores y un cuarto del claro para localizar el extremo de bastones, como se muestra en la Imagen 176.

Los bastones deben colocarse centrados entre los columpio, de tal manera que conformen una parrilla uniforme, en algunos casos en los que los momentos negativos son muy grandes, hay necesidad de dispones más de un bastón entre columpios.

Imagen No. 176: Disposición de dobleces en losas.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.14.2 Losas macizas perimetralmente apoyadas. Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son muy grandes comparadas con su espesor. Una losa no es más que una placa apoyada en un conjunto de trabes, muros o líneas resistentes subdividiéndose en tableros. Los bordes de cada tablero tendrán diversas condiciones de continuidad, dependiendo de si la losa se prolonga hacia el otro lado del apoyo o termina en dicho borde. Cuando la relación geométrica entre el lado corto y el lado largo de cada tablero es mayor que 0.5, entonces el tablero distribuye su carga en dos direcciones, apoyándose en todo el perímetro, de manera contraria al sistema de piso estudiado anteriormente.

La solución de cada tablero de los que forman la losa es relativamente compleja, puesto que los desplazamientos en cada punto o distintos, lo que conduce a un sistema muy indeterminado.

Las soluciones que existen están basadas en la teoría de la elasticidad y que consideran a los bordes de cada tablero con una rigidez infinita, de esta manera, los tablero se suponen perimetralmente apoyados. Por lo general, estos métodos plantea el empleo de coeficientes que conducen a la obtención de momentos flexionantes en franjas unitarias que se cruzan en el centro del tablero.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

5.4.15 Método del RCDF para el cálculo del momento flexionante en tableros de losas de concreto reforzado. La solución de las losas se encuentra mediante los coeficientes que proporciona el reglamento.

Paso para el diseño de la losa

- Los tableros son normalmente rectangulares
- La distribución de cargas que actúan sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí en más de 50% del menor de ellos.
- La relación de carga viga a carga muerta no es mayor que 2.5 para losa monolíticas con sus apoyos, ni mayor que 1.5 en otros casos.
- (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

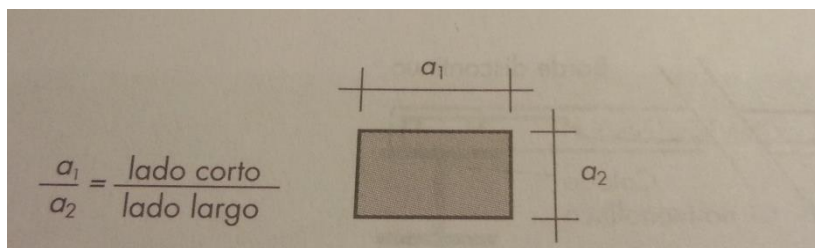
Los coeficientes se necesitan lo siguiente para tomar en cuenta:

- La relación “m” de lados del tablero analizado.
- La forma de apoyo perimetral del tablero, colado monolítico (caso I) o no monolítico (caso II).
- Las condiciones de continuidad de los bordes del tablero.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*)

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$$

Imagen No. 177: Relación de lados de un tablero de losa.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

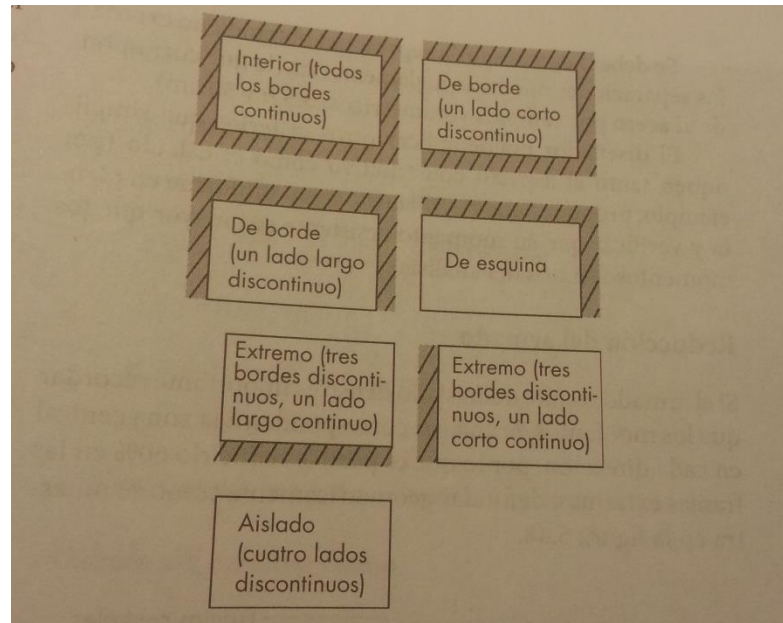
El método sugiere aproxima la relación al décimo o al medio décimo más cercano. Para facilitar el proceso de interpolación si es necesario. En caso de una relación “m” menor que 0.5, se tomarán los coeficientes que corresponden a la relación 0 de la tabla reglamentaria.

En la tabla el término borde interior o borde continuo se refiere a que la losa se prolonga más allá del borde y borde discontinuo a que no se prolonga. Para tener los

coeficientes se entra a la tabla con el valor de “m”, se debe colocar el tipo de tablero de acuerdo a las condiciones de apoyo y de continuidad, respectivamente, y si es necesario se realiza una interpolación modo de obtener los coeficientes.

En orden de obtener el tipo de tablero a utilizar se debe seguir la figura 56 donde se definen cinco casos típicos de tableros a utilizar.

Imagen No. 178: Representación de los casos que contiene el método reglamentario de análisis de losas.



Fuente: Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

Los valores de momento por unidad de ancho en las franjas centrales del tablero analizado se obtienen en los dos sentidos (corto y largo).

$$M_{corto} = (coeficiente)a_1^2 \times 10^{-4} W$$

$$M_{largo} = (coeficiente)a_2^2 \times 10^{-4} W$$

Donde W = carga total (muerta + viga) en kg/m^2

5.4.16 Diseño de losas macizas. Las losas deben diseñarse para cumplir con las condiciones de servicio y de seguridad. Para lo primero, se establece un peralte que les permita funcionar sin excesivas deflexiones y vibraciones, para lo segundo, se revisa que la resistencia de la losa por flexión y cortante sea la adecuada para resistir los efectos últimos correspondientes.

El reglamento establece un peralte mínimo equivalente al perímetro del tablero más desfavorable dividido entre 250. En la obtención de dicho perímetro se incrementará 25% la longitud de lados discontinuos. Lo anterior es aplicable a tableros en los que $f_y \geq 3300 \text{ kg/cm}^2$ y de W se multiplicará el peralte obtenido por:

$$0.032 \sqrt[4]{0.6 f_y W}$$

En tableros alargados no es necesario tomar un peralte mayor que al que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

5.4.16.1 Revisión del peralte por fuerza cortante. La fuerza cortante en un ancho unitario se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W$$

Con esta expresión se evalúa la fuerza cortante última en la sección crítica de la franja corta, que es la que está situada en la sección a un peralte del paño del apoyo. El cortante último debe incrementarse 15% cuando haya bordes continuos y discontinuos en el claro corto del tablero. Para lograr esto se debe tomar la siguiente expresión y considerar el cortante resistente.

$$V_R = 0.5F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Donde $b = 100\text{cm}$.

(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

5.4.16.2 Diseño por flexión. Consiste en calcular la separación necesaria del refuerzo considerando, además de la flexión, los cambios volumétricos y aspectos prácticos del armado. El área de acero necesaria puede calcularse empleando la expresión simplificada:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y j d}$$

En donde M_u = momento último = $1.4M$ y j es una constante que es denominada constante 0.9. La separación en cm correspondiente a esta área de acero puede calcularse con:

$$s = \frac{100a_s}{A_s}$$

Se consideran los cambios del volumen disponiendo un área de acero mínima por franja unitaria, $A_s \text{ min} = 0.002bd$ en entrepiso y $A_s \text{ min} = 0.003bd$ en techos, en ambos casos, $b=100\text{cm}$. La separación del refuerzo no debe exceder $h=3.5$ ni 50cm .

5.4.16.3 Dimensionamiento y refuerzo de losas macizas.

- Obtener los momentos flexionantes en los diversos tableros aplicando el método de coeficientes mencionado antes. Se sugiere multiplicar todos los valores por el factor de carga $F_c=1.4$ para obtener así los momentos últimos.

- Se debe plantear el peralte necesario para evitar deflexiones excesivas. En esta etapa, si el peralte resulta excesivo, es indicativo de que el tablero es demasiado grande y convendría disponer una trabe intermedio o cambiar a otro sistema estructural, como lo sería una losa ligera.
- Verificar que el peralte resiste el esfuerzo al corte.
- Calcular la separación de varilla necesaria para resistir cada momento último del análisis, para esto se utilizan las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{F_R f_y j d}$$

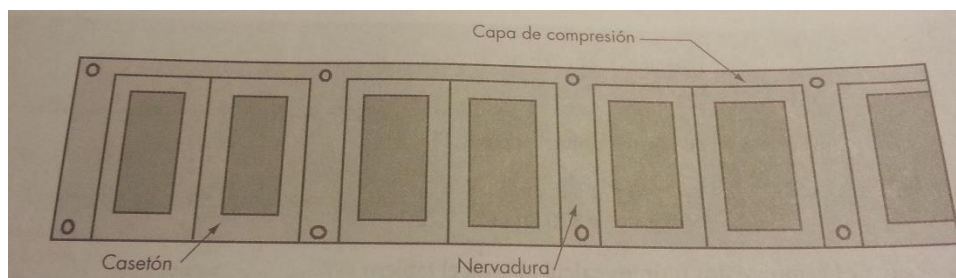
Y

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100$$

5.4.16.4 Losas aligeradas perimetralmente apoyadas. Este sistema constructivo se utiliza cuando los claros de los tableros que conforman la losa tienen dimensiones tales que el peralte necesario para evitar deflexiones es muy grande. Este sistema es preferible emplearlo en el caso mencionado, aunque en algunas ocasiones también se utiliza por razones arquitectónicas y constructivas.

Este sistema tiene un conjunto reticular de nervaduras que actúan en forma similar a las franjas unitarias de una losa perimetralmente apoyada. El aligeramiento se puede lograr de distintas maneras. La mayoría de las veces tiene una capa de concreto sobre el sistema de casetones y nervaduras. Esta capa puede ser considerada como patín de compresión en el cálculo de la Imagen 179.

Imagen No. 179: Losa aligerada.



(Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011).

El diseño para la revisión del corte V_R se calcula considerando la cuantía a tensión de la nervadura. La fuerza cortante última puede calcularse con la expresión:

$$V_u = 1.4 \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \times \text{distancia entre nervaduras}$$

5.4.17 Diseño de columnas de concreto reforzado. Las columnas en este tipo de elementos estructurales deben diseñarse para resistir las fuerzas axiales que provienen de las cargas mayoradas de todos los pisos o cubiertas, el momento máximo debido a las cargas mayoradas en un solo vano adyacente del entrepiso o cubierta bajo consideración. También debe considerarse la conducción de carga que produzca la máxima relación entre momento y carga axial.

En el cálculo de los momentos debidos a cargas gravitacionales en columnas construidas monolíticamente con la estructura, los extremos lejanos de las columnas se pueden considerar empotrados.

La resistencia a flexión de las columnas en cualquier piso se debe determinar distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente sobre y bajo el entrepiso bajo consideración, proporción a las rigideces relativas de las columnas y según las condiciones de restricción al giro.

Los límites exteriores de la sección transversal de un elemento en compresión con estribos construido monolíticamente con un muro o pilar de concreto no deben tomarse más de 40mm fuera de los estribos de este elemento.

Un elemento a compresión que tiene una sección trasversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, se permite emplear un área efectiva reducida A_g , no menor que la mitad del área total, con el fin de determinar el refuerzo mínimo y la resistencia. Esta disposición no se aplica en pórticos especiales resistentes a momento o muros estructurales especiales diseñados.

5.4.17.1 Límites del refuerzo de elemento a compresión. El área de refuerzo longitudinal A_{st} para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor a $0.08A_g$.

El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión es de 4 para barras dentro de estribos circulares y rectangulares, 3 barras dentro de estribos triangulares y 6 barras rodeadas por espirales.

La cuantía que determina el volumen del refuerzo en espiral no debe ser menor que el valor dado por:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Donde el valor f_{yt} no debe ser mayor a 700Mpa. Para F_{yt} mayor a 420Mpa, se deben usar empalmes por traslape. (ACI committee 332,"requirements for residential concrete construction"(ACI 332-04) ando comentario American concrete institute, Farmington Hills, Mi,2004,26pp)

5.4.17.2 Efectos de esbeltez en elementos a compresión. En los elementos sometidos a compresión no arriostrados contra desplazamientos laterales se puede ignorar los efectos de esbeltez si:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22$$

En elementos a compresión arriostrados contra desplazamientos laterales cuando:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

Donde $M1/M2$ es positivo si la columna está flectada en curvatura simple y negativo si el elemento tiene curvatura doble. La longitud no apoyada lateralmente de un elemento en compresión L_u , debe tomarse como la distancia libre entre losas de pisos, vigas y otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está analizando.

El radio de giro es igual a 0.3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0.25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión.

Los momentos totales, incluyendo los efectos de segundo orden, de elementos en compresión, vigas de restricción u otros elementos estructurales no deben exceder 1.4 veces los momentos debidos a los efectos de primer orden. (ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction (ACI 332-04) ando comentario American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26pp)

5.4.17.3 Análisis elástico de segundo orden. En este análisis se utilizan las siguientes propiedades para los elementos de la estructura.

- (a) Módulo de elasticidad E_c de 8.5.1
- (b) Momentos de inercia, I
 Elementos en compresión:
 Columnas $0.70I_g$
 Muros – no agrietados $0.70I_g$
 – agrietados $0.35I_g$
 Elementos a flexión:
 Vigas $0.35I_g$
 Placas planas y losas planas $0.25I_g$
- (c) Área $1.0A_g$

(ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04)
 American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

Los momentos de inercia de los elementos sometidos a compresión y a flexión se calculan de la siguiente manera:

Elementos a compresión:

$$I = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g} \right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o} \right) I_g \leq 0.875 I_g$$

(ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04)
 American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

Donde P_u y M_u deben venir de la combinación de carga particular considerando la combinación de P_u y M_u que resulta del menor valor de I .

$$I = (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d} \right) I_g \leq 0.5 I_g$$

(ACI committee 332,"*requirements for residential concrete construction* (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

5.4.17.4 Elementos a flexión. Los elementos sometidos a flexión se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos de la ecuación anterior, para secciones críticas de momento positivo y negativo. No hay necesidad de usar un valor de I menos a $0.25I_g$.

Los elementos a compresión, I debe de dividirse por el $1+bds$ cuando existen cargas laterales sostenidas. El termino bds es la relación entre la máxima fuerza cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza cortante mayorada asociada con las misma combinación de carga, pero no debe ser mayor de 1.0.

5.4.17.5 Procedimiento de magnificación de momentos. Las columnas en una estructura deben diseñarse como parte de estructuras con desplazamiento lateral. El diseño de columnas en estructuras sin desplazamiento lateral se basa en las ecuaciones anteriores. Se permite suponer como arriostrada una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5% de los momentos extremos de primer orden.

La siguiente expresión nos indica cómo:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \leq 0.05$$

Donde la sumatoria de P_u y V_u son la carga vertical total y el cortante horizontal mayorados del piso, es la deformación lateral relativa de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_u .

Los elementos a compresión se tienen que diseñar para la fuerza mayorada axial P_u y para el momento mayorado M_u .

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

Donde

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

y

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2}$$

(ACI committee 332,"requirements for residential concrete construction (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

El debe tomarse de la siguiente forma:

$$EI = \frac{(0.2EI_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}}$$

o

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

(ACI committee 332,"requirements for residential concrete construction (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

El factor de longitud efectiva $K = 1$

Para elementos sin cargas transversales entre los apoyos C_m , se considera como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

(ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

5.4.17.6 Procedimiento de magnificación de momentos- estructuras con desplazamiento lateral. Los momentos M_1 y M_2 que se utilizan deben tomarse de la siguiente manera, si es un elemento individual a compresión.

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

(ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

Todos los elementos que se encuentran a flexión deben ser diseñados para todos los momentos extremos magnificados de los elementos a compresión en el nudo.

El magnificador de momento de expresarse de la siguiente manera:

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1$$

(ACI committee 332, "requirements for residential concrete construction" (ACI 332-04)
American concrete institute, Farmington Hills, Mi, 2004, 26 pp)

5.4.17.7 Elementos cargados axialmente que soportan sistemas de losas. Los elementos cargados axialmente que soportan un sistema de losas incluido dentro del alcance de 13.1 deben seguir el reglamento de diseño propuesto en el código.

Si f'_c de una columna es 1.4 veces mayor que el del sistema de entrepiso, la transmisión de carga a través de la losa debe diseñarse de otra manera.

El concreto debe colocarse como resistencia igual a la especificada para la columna en el entrepiso en la zona de la columna. La superficie superior del concreto de la columna debe extenderse 600mm dentro de la losa a partir de la cara de la columna.

La resistencia de una columna a través de la losa de entrepiso debe calcularse con el valor más bajo de la resistencia del concreto y usando pasadores verticales. Las columnas que están restringidas lateralmente por los cuatro lados por vigas de altura igual por la losa , se permite basar la resistencia de la columna en una resistencia equivalente del concreto en la conexión de la columna igual al 75% de la resistencia del concreto de la columna del entre piso.

5.4.17.8 Resistencia al aplastamiento. La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto es de $\phi (f'_c A_1)$. Se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por: $\sqrt{A_2/A_1}$ no mayor a dos.

5.4.18 Diseño sismo resistente. El índice de sismicidad es una medida de la fuerza que se espera de un sismo hacia una estructura o área. Es importante saber qué tipo de sismo que debe esperar para poder diseñar una estructura de manera que pueda tener la capacidad de soportar un sismo.

En Guatemala se divide en macro zonas de amenaza sísmica, esto debido a la característica de cada zona por su índice de sismicidad que varía desde $I_0=2$ a $I_0=4$. La distribución geográfica del índice de sismicidad se especifica en el listado de amenaza sísmica por municipios, Anexo A. Esta norma recomienda la aplicación de un índice de sismicidad $I_0=5$ a nivel de micro zona para tomar en cuenta condiciones sísmicas severas geográficamente localizadas como fallas.

El diseño de protección se mide respecto al tipo de estructura y que uso se les va a dar a cada una de las construcciones. Todo por la clasificación de la obra. Imagen 180.

Imagen No. 180: Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño.

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Fuente: AGIES Doc 4 NSE 2.

5.4.18.1 Sismos para diseño estructural. Se diseña el sismo dependiente la clasificación de la obra, en este estudio como es una obra tipo D, ordinaria se realizarán los siguientes diseños para poder determinar y diseñar el sismo.

Los sismos de diseño se describen por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5% de amortiguamiento, a llamarse espectros el diseño que se obtendrán con las siguientes secciones. Los sismos que cuentan con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años se le conocen como sismo básico. Las obras ordinarias o donde lo permitan las normas NSE 3 y NSE5 y 7.

Los sismos severos, se les calcula a las obras importantes y obras esenciales, estos tienen un 5% de probabilidad de exceder un sismo en 50 años. Los sismos extremos son los que tienen una probabilidad del 2% para ser excedidos en 50 años. Este tipo de sismo se utiliza para la base del mapa de zonificación sísmica. El sismo mínimo es una reducción del sismo básico que se permite únicamente en casos de excepción específicamente indicados en las normas del AGIES, que incluyen obras utilitarias y algunos casos de readecuación sísmica de una obra existente.

5.4.18.2 Parámetros iniciales. Los parámetros S_{cr} y S_{1r} , son exclusivamente para el análisis sísmico dentro de la República de Guatemala, se especifican en el listado de amenaza sísmica por municipios.

Los parámetros S_{cr} y S_{1r} son respectivamente la ordenada espectral de período corto y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés, en teoría, sin la influencia del suelo que cubre el basamento. Nótese que el espectro se configura a partir de dos parámetros que podrían requerir dos mapas diferentes; sin embargo, la información de amenaza disponible indicó que se podían colocar ambos parámetros en un solo mapa.

Los valores de S_{cr} y S_{1r} tienen que ser verificados y ajustados para las condiciones de la superficie en la que se quiere analizar. Las siguientes expresiones nos ayudan a realizar este ajuste de forma general.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

S_{cs} es la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto, S_{1s} es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundos, cada uno de estos está multiplicándose con un amortiguamiento crítico del 5%, F_a es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y F_v es el coeficiente de sitio para períodos largos. Las características de sitio están en función del perfil del suelo en el sitio.

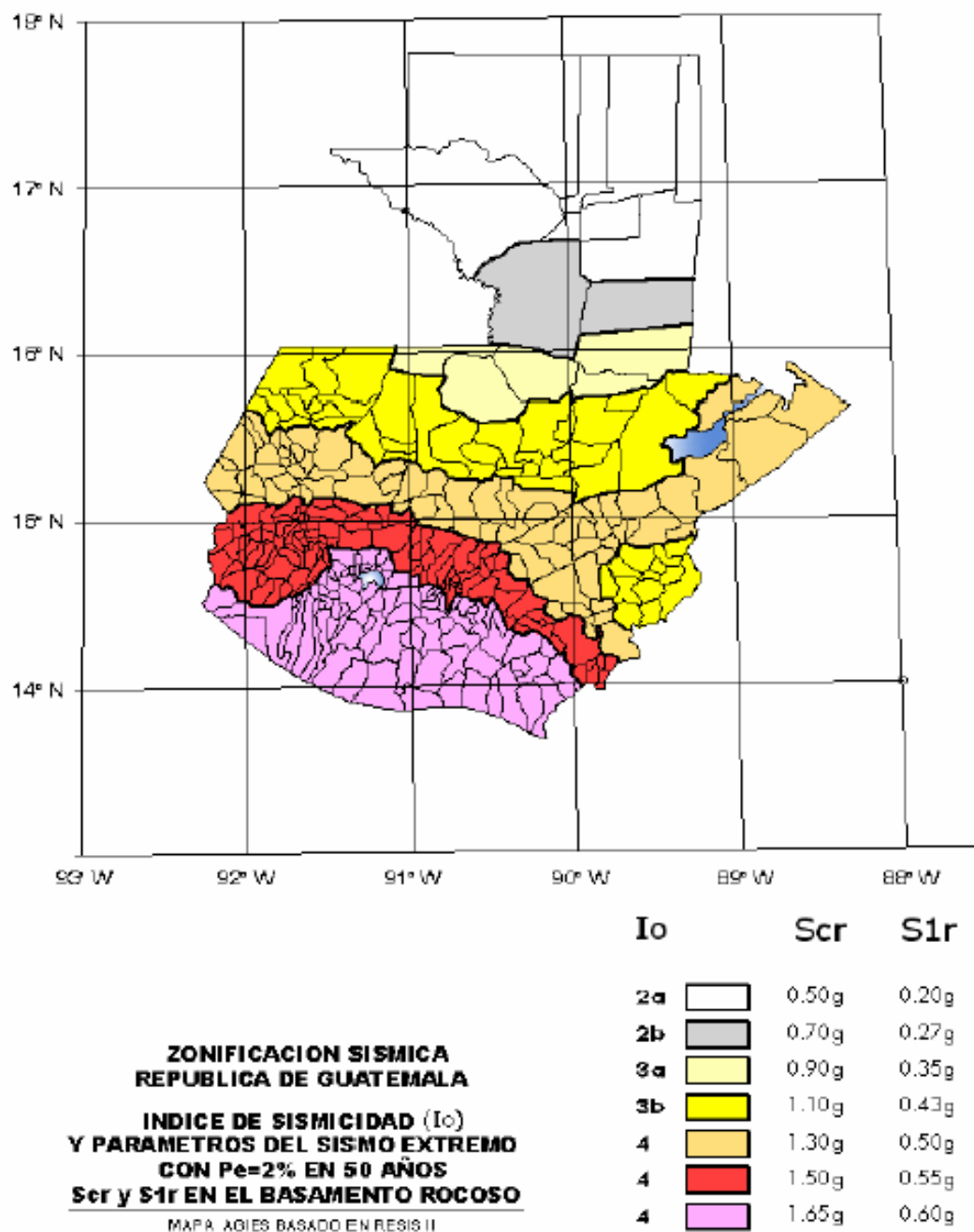
Si las vibraciones aumentan se debe realizar un ajuste por intensidades especiales sísmicas, estas condiciones se muestran a continuación.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Los factores N_a y N_v son los que aplican la proximidad de las amenazas especiales.

Imagen No. 181: Zonificación sísmica para la República de Guatemala.



Fuente: AGIES DOC 4 NSE 2

El período T_s descrito en segundos separa los períodos cortos de los largos, con la siguiente expresión.

$$T_s = S1s/S_{cs}$$

Imagen No. 182: Coeficientes de sitio.

Tabla 4-2

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

4.3.3.6 Coeficiente de Sitio F_v

Tabla 4-3

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

Fuente: AGIES Doc 4 NSE 2

5.4.18.2.1 Factores de escala en la construcción de los espectros de diseño. Los siguientes factores son descritos para cada uno de los tipos de sismos que se han estudiado.

Imagen No. 183: Factores de escala en la construcción de los espectros de diseño.

Sismo ordinario	--	10% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0.66$
Sismo severo	--	5% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=0.80$
Sismo extremo	--	2% probabilidad de ser excedido en 50 años	$K_d=1.00$
Sismo mínimo	--	condición de excepción	$K_d=0.55$

Fuente: AGIES Doc 4 NSE 2

Los espectros ya calibrados se definen por medio de las siguientes expresiones.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

Las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier tipo de período de vibración T , se definen:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{Si, } T \leq T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d}/T \quad \text{Si, } T > T_s$$

5.4.18.2.2 Aceleración máxima del suelo. La aceleración máxima del suelo se define por medio de la siguiente expresión.

$$A_{MSd} = 0.40 * S_{cd}$$

Este parámetro es equivalente a la “Aceleración pico del suelo” (PGA) ampliamente utilizada como base del espectro de diseño antes de que se empezara a utilizar atenuación de coordenadas espectrales. Este parámetro fija el inicio del espectro de diseño en $T = 0$

5.4.18.2.3 Componente vertical del sismo de diseño.

$$S_{vd} = 0.15 * S_{cd}$$

5.4.18.3 Clasificación del sitio. El sitio de interés de diseño se clasifica por medio de las características del perfil del suelo, 30 metros debajo de los cimientos de la estructura. Los sitios se clasifican por medio de las siguientes categorías: AB, C, D, E o F. las características de la A a la F son usuales en la literatura técnica puntual. Para Guatemala no se ha considerado diferenciar entre el perfil A y B y se utilizan los parámetros que corresponden al perfil B.

5.4.18.3.1 Perfil del suelo en lugares de sitios tipo AB. Roca o depósitos densos profundos caracterizados por valores promedio de velocidad de onda de corte $V_{ps} > 750$ m/s. En el caso de roca sólida, roca moderadamente fragmentada y moderadamente intemperizada, la velocidad V_{ps} podrá ser estimada por geotecnista, geofísico o geólogo competente. La roca fragmentada, intemperizada o roca relativamente blanda requiere medición de campo de la velocidad V_{ps} o bien se clasificará como suelo C.

No podrá asignarse un perfil AB a un sitio donde haya más de 3.0 metros de un depósito de suelo entre el fondo de los cimientos y la superficie rocosa.

5.4.18.3.2 Perfiles del suelo en lugares de sitio tipo F. Esta clasificación se utiliza para todos los sitios donde debajo a los 30 metros de los cimientos el suelo contenga las siguientes características en sus estratos.

- Suelos potencialmente susceptibles de fallar o colapsar bajo carga sísmica; incluyendo suelos potencialmente licuables, arcillas sensitivas y suelos pobremente cementados.
- Estratos de turbas y/o arcillas con alto contenido orgánico cuyo espesor sea mayor de 3 metros.
- Arcillas con espesores superiores a 7.50 m. el índice de plasticidad mayor a 75
- Arcillas de rigidez baja a media con $S_u < 50$ kPa en espesores considerables de más de 12 metros

Sitios con estas características tienden a ser poco confiables sísmicamente. No podrán tratarse como las otras clases de sitio. Se requiere un análisis específico de la columna de suelo para evaluar un espectro propio del sitio. (AGIES DOC 4 NSE 2)

5.4.18.3.3 Perfiles del suelo en lugares de sitio tipo C, D o E.

Para determinar la clase de sitio tiene que utilizarse la tabla de la velocidad ponderada de onda de corte V_{ps} , calculada con las ecuaciones que se describirán más adelante. Otra opción es estimar el valor ponderado de resistencia a la penetración estándar N_p , con la ecuación 4-11, como base de criterio para determinar la clase de sitio. Una tercera opción es evaluar N_{nc} y S_{uc} con las ecuaciones de 4-12 y 4-13 y seleccionar el valor que muestre menos rigidez al suelo.

5.4.18.3.4 Comentario sobre sitios clase C. Para el caso del Valle de Guatemala los posibles suelos C comprenden los depósitos piroclásticos conformados de ignimbritas, cenizas y arenas. Se presentan en casi toda la superficie del valle a algunos metros de profundidad. Los requisitos para perfil C se logran frecuentemente para proyectos con varios sótanos que penetran debajo de los depósitos superficiales menos densos.

5.4.18.3.5 Comentario sobre sitios clase E. Para el caso de la Ciudad de Guatemala probablemente deban incluirse en esta clasificación los aluviones fluviales cuaternarios, que son sedimentos aluviales holocénicos no consolidados incluyendo gravas, arenas, limos y arcillas, erosionados de los depósitos piroclásticos, formando lentes elongados de espesores de hasta 25 m.(AGIES Doc 4 NSE 2)

Imagen No. 184: Guía para clasificación de sitio.

Clase de Sitio		V _{ps} todo el perfil	N _p todo el perfil	N _{nc} sector no-cohesivo	S _{uc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad IP>20; humedad w ≥ 40% y Suc < 25 kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Fuente: AGIES Doc 4 NSE 2

5.4.18.3.6 Ecuaciones a utilizar en los parámetros del suelo.

La velocidad ponderada de onda de corte se determinar por medio de la ecuación 4-10 donde d_i es el espesor del estrato analizado i y V_{si} es la velocidad de este estrato.

$$V_{ps} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad (4-10)$$

(AGIES Doc 4 NSE 2)

El número ponderado de golpes de penetración estándar en la profundidad de 30 metros se determinar por medio de la ecuación 4-11.

$$N_p = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4-11)$$

(AGIES Doc 4 NSE 2)

En la ecuación (4-11) los estratos de espesor d_i son todos los de la columna de suelo que se está analizando, estos deben ser cohesivos o no.

5.4.18.4 Amenaza de intensidades sísmicas especiales. Los programas de microzonificación pueden utilizarse para identificar de peligros tratados. No es posible utilizar proyectistas individuales que incluyan estas previsiones en los proyectos a menos que haya información disponible oficialmente reconocida por las autoridades y personal a cargo de las normas de ejecución y construcción del proyecto.

Se calificarán las fallas activas próximas como Fuentes Sísmicas tipo A, B o C conforme la Imagen 185. Se determinarán los Factores de Falla Cercana **Na** y **Nv** conforme las Imágenes 185 y 186. Se aplicarán los factores **Na** y **Nv** conforme lo indican las ecuaciones 4-1a y 4-2 a.

Imagen No. 185: Tipo de fuentes sísmicas.

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de Corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (nota 1)	$M_0 \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_0 \geq 7.0$ $M_0 < 7.0$ $M_0 \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$
C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_0 < 6.5$	$TC < 2$
Nota 1: la zona de subducción de Guatemala no se considera por la distancia a la fuente Nota 2: la magnitud M_0 y el TC deben concurrir simultáneamente cuando se califique el tipo de fuente sísmica			

Fuente: AGIES Doc 4 NSE 2

Imagen No. 186: Factor N_a , para períodos cortos de vibración.

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor N_a que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes			

Fuente: AGIES Doc 4 NSE 2

Imagen No. 187: Factor N_v , para períodos largos de vibración.

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km				
Nota 2: utilizar el factor N_v que mayor haya salido al cotejar todas las fuentes relevantes				

5.4.19 Resumen de diseño de casa tipo habitación propuesto en el Megaproyecto, con el sistema constructivo de concreto reforzado (fundición). El megaproyecto consistió en diseñar una casa tipo habitación, para poder analizar sus propiedades físicas, mecánicas y su forma de estructuración. La casa que se diseñará es por el sistema constructivo fundición. Es importante notar que los temas descritos anteriormente nos ayudan a determinar y diseñar cada uno de los elementos de la casa tipo habitación.

El siguiente resumen muestra las técnicas y procedimientos de todos los elementos que se calcularon para poder determinar los tipos de muros a utilizar, cimientos, losas de entre piso y techo y por último las vigas tanto de amarre como de soporte para la losa de entrepiso y la losa de techo.

El cálculo muestra todos los resultados de las fórmulas utilizadas por medio de Excel para determinar el diseño más óptimo de la casa tipo habitación propuesta por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle de Guatemala.

El siguientes resumen se desglosará con los pasos y procedimientos que se tomaron en cuenta para poder analizar y diseñar la estructura de esta casa con el sistema constructivo de fundición.

5.4.19.1 Parámetros de diseño. El parámetro de diseño consistió describir las generalidades del proyecto para poder llevar a cabo del diseño estructural de la casa tipo habitación.

- Se realizó un cálculo de una casa de dos niveles con muros estructurales de concreto y reforzado con acero, este diseño debe cumplir con los requisitos sismo resistentes para la ciudad de Guatemala, se utilizó el Software ETABS, para el análisis y el diseño de la casa con sus distintos elementos estructurales y dimensiones.

5.4.19.1.1 Los materiales a utilizar son:

- Concreto en losas: 210 kg/cm^2
- Concreto de muros: 210 kg/cm^2
- Acero grado 60: 4200 kg/cm^2 (cimientos)
- Acero grado 70: 5000 kg/cm^2 (refuerzo muros y losas)
-

5.4.19.1.2 Características de cada uno de los elementos utilizados.

Muros:

- Altura desde el piso: 2.60 metros
- Altura libre: 2.50 metros
- $T=H/25 = 0.10$ metros
- Espesor mínimo(t)= 0.10 metros

- Refuerzo min: 0.0025 cm^2

Losa:

- Paño mayor: 5.7 X 4 metros
- Perímetro: 19.4 metros
- Espesor losa(tminimo): 0.10 centímetros

5.4.19.1.3 Integración de cargas gravitacional.

- Peso propio integrado por ETABS: 47.5 Toneladas
- Carga muerta sobre puesta:
- Piso= 100 kg/m^2
- Instalaciones: 25 kg/m^2
- Carga viva= 200 kg/m^2
- Viento: 19.98 kg/m^2
- Carga de arena: 36 kg/m^2
- Carga viva de techo: 100 kg/m^2

5.4.19.1.4 Parámetros de carga sísmica para Guatemala.

- La obra se clasifica como una obra ordinaria
 $S_{cr} = 1.5g$
 $S_{1r} = 0.55g$
- El tipo de suelo es categoría D

5.4.19.1.5 Coeficiente de sitio.

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1.5$$

Con los cálculos que se explican en el diseño sismo resistente se obtiene lo siguiente:

$$S_{cs} = 1.5g$$

$$S_{1s} = 0.825g$$

5.4.19.1.6 Espectro calibrado a nivel de diseño requerido.

$$S_{cd} = 0.99g$$

$$S_{1d} = 0.5445g$$

Explicación en el diseño sismo resistente se obtiene estos valores.

5.4.19.1.7 Componente vertical del sismo de diseño.

Explicación en el diseño sismo resistente se obtiene:

$$S_v = 0.1485g$$

Nivel de protección de la estructura es "D", cuenta con un:

$R = 4$ y $C_d = 4$ En ambas direcciones de la estructura.

Estos datos se ven en el análisis del diseño sismo resistente explicado anteriormente en este documento.

5.4.19.2 Diseño de muros estructurales de concreto reforzado. El diseño de los muros de concreto reforzado se realizó con la siguiente diseño estructural. La modalidad fue diseñar cada muro por separado. En el caso de la casa que se está evaluando se diseñó un muro de 5.7 metros de largo y 2.5 metros de alto y el otro muro diseñado fue de 4 metros de largo y 2.5 metros de alto respectivamente.

Estos muros fueron diseñados como muros de corte ya que estos debían soportar las cargas de las losas, tanto la de entrepiso con la losa de techo.

A continuación, se explicará el método de diseño para cada uno de los muros de la casa que se está diseñando.

5.4.19.2.1 Diseño de muro de concreto fundido no. 1. El procedimiento de diseño de este muro fue el siguiente:
La cuantía mínima utilizada fue verificada con las indicaciones del ACI318-08.

- $\rho_v = 0.0025$
- $\rho_h = 0.0025$
- espaciamiento máximo de 45 centímetros
- si V_u excede $0.53A_{cv} \sqrt{f'_c}$ [kg/cm²] se debe utilizar doble cama de refuerzo
- V_u se obtiene de la combinación del mayor de las cargas laterales, cargas de viento y de sismo.

La ecuación del corte nominal “ V_n ” se toma del ACI 318-08, donde nos expone la siguiente expresión:

$$V_n = A_{cv}(\alpha \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Dónde:

A_{cv} = Area transversal del muro

α_c = Coeficiente de esbeltez

α_c = 0.25 si $h_w/l_w < 1.5$

Varía linealmente de $h_w/l_w = 1.5$ y 2.0

$h_w/l_w = 2.0$

0.17

El muro de corte se diseña de la siguiente manera con los siguientes datos:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (Electro malla 6"X6")
- $P_u = 26.41 \text{ Ton}$ (dato tomado de Etabs)
- $V_u = 6.61 \text{ Ton}$ (dato tomado de Etabs)
- $M_u = 18.328 \text{ Ton.m}$ (dato tomado de Etabs)
- Coeficiente $K = 0.8$
- $H(\text{altura}) = 2.5 \text{ metros}$
- $L(\text{longitud}) = 4 \text{ metros}$
- $T(\text{espesor}) = 0.10 \text{ metros}$
- EL cálculo de la carga puntual óptima se obtuvo un dato de: 281.5312 Ton

El método que se utilizó para determina si el muro no necesitaba confinamiento fue el siguiente:

- $P_u/P_o = 0.09381$, como este valor es menor a 0.10 según el ACI318-08, este muro no necesita confinamiento.
- La expresión $P_u/(A_g \cdot f'_c) = 0.03144$, nos indica que el esfuerzo vertical a media altura del muro no excede de $0.06 \cdot f'_c$. Descrito en el ACI 318-08.
- El límite del muro estructural es de 0.05 ya que no es un muro simétrico, debido a las medidas, de 4 X 2.5 metros.

El siguiente método indica si el muro que estamos diseñando necesita elementos de borde (columnas y soleras).

Con la expresión:

- $M_u/(V_u * L) = 0.6931^*$, nos indica cómo es la reacción del momento último respecto al corte a lo largo del muro analizado.
- La expresión: $0.8A_w v f'_c = 46.7240$ Ton. Que determina el área de concreto que se está analizando en el muro.
- La revisión nos indica que el muro no necesita un elemento de borde para poderse diseñar, con utilizar electro malla, de 6"X6" (15X15) cm.
- El chequeo por carga puntual nos da el siguiente resultado: 8.092 Ton,
- El " ϕ " del refuerzo mínimo en este caso al utilizar electro malla es de 0.65.
- El área del estribo que se calcula con la expresión:
 $A_{st} = L_{eb} * 100 * t_{muro} = 4.876 \text{ cm}^2$
 Al multiplicar el valor de la carga última con el " ϕ " del estribo tenemos que:
 $\phi P_n = 57.48$ Ton.
- El chequeo nos indica que el área de estribo que se está proponiendo para este muro es el más adecuado.

(Ver detalle constructivo en el Apéndice 1)

5.4.19.2.2 Diseño de muro de concreto fundido no. 2. El procedimiento de diseño de este muro fue el siguiente:

La cuantía mínima utilizada fue verificada con las indicaciones del ACI318-08.

- $\rho_v = 0.0025$
- $\rho_h = 0.0025$
- espaciamiento máximo de 45 centímetros
- si V_u excede $0.53 A_{cv} v(f'_c)$ [kg/cm²] se debe utilizar doble cama de refuerzo

- V_u se obtiene de la combinación del mayoreo de las cargas laterales, cargas de viento y de sismo.

La ecuación del corte nominal " V_n " se toma del ACI 318-08, donde nos expone la siguiente expresión:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Dónde:

A_{cv} = Area transversal del muro

α_c = Coeficiente de esbeltez

α_c = 0.25 si $h_w/l_w < 1.5$

Varía linealmente de $h_w/l_w = 1.5$ y 2.0

$h_w/l_w = 2.0$

0.17

El muro de corte se diseña de la siguiente manera con los siguientes datos:

- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ (Electro malla 6"X6")
- $P_u = 26.41 \text{ Ton}$ (dato tomado de Etabs)
- $V_u = 6.61 \text{ Ton}$ (dato tomado de Etabs)
- $M_u = 18.328 \text{ Ton.m}$ (dato tomado de Etabs)
- Coeficiente $K = 0.8$
- H (altura) = 2.5 metros
- L (longitud) = 5.7 metros
- T (espesor) = 0.10 metros
- EL cálculo de la carga puntual óptima se obtuvo un dato de: 401.18 Ton

El método que se utilizó para determina si el muro no necesitaba confinamiento fue el siguiente:

- $P_u/P_o = 0.06583$, como este valor es menor a 0.10 según el ACI318-08, este muro no necesita confinamiento.
- La expresión $P_u/(A_g \cdot f'_c) = 0.02206$, nos indica que el esfuerzo vertical a media altura del muro no excede de $0.06 \cdot f'_c$. Descrito en el ACI 318-08.
- El límite del muro estructural es de 0.05 ya que no es un muro simétrico, debido a las medidas, de 5.7 X 2.5 metros.

El siguiente método indica si el muro que estamos diseñando necesita elementos de borde (columnas y soleras).

Con la expresión:

- $M_u/(V_u \cdot L) = 0.04864$, nos indica cómo es la reacción del momento último respecto al corte a lo largo del muro analizado.
- La expresión: $0.8 A_w v f'_c = 66.08 \text{ Ton.}$ Que determina el área de concreto que se está analizando en el muro.
- La revisión nos indica que el muro no necesita un elemento de borde para poderse diseñar, con utilizar electro malla, de 6"X6" (15X15) cm.
- El chequeo por carga puntual nos da el siguiente resultado: 6.2488 Ton,
- El " ϕ " del refuerzo mínimo en este caso al utilizar electro malla es de 0.65.
- El área del estribo que se calcula con la expresión:

$$A_{st} = L_e b \cdot 100 \cdot t_{\text{muro}} = 6.1511 \text{ cm}^2$$

Al multiplicar el valor de la carga última con el " ϕ " del estribo tenemos que:

$$\phi P_n = 75.517 \text{ Ton.}$$

- El chequeo nos indica que el área de estribo que se está proponiendo para este muro es el más adecuado.

(Ver detalle constructivo en el Apéndice 8 para muros y apéndice 6 para dinteles)

5.4.19.3 Diseño de losa de entrepiso y losa de techo.

5.4.19.3.1 Diseño de losa de entrepiso. El cálculo de la losa de entrepiso se realizó de la siguiente manera: En cuestión de diseño se seccionó la losa en tres áreas, dos áreas de 2.4X4metros y un área de 0.90X4metros respectivamente.

El primer paso fue hacer el cálculo de relación de longitudes “m”, para determinar si es una losa en dos direcciones o una dirección.

Teniendo lo siguiente:

$$La = 2.4m$$

$$Lb = 4m$$

$$m = 0.6 \text{ (losa en dos direcciones "0.5 < m < 1") ver apéndice:}$$

La relación “m”, nos muestra un resultado de 0.6. Donde tenemos que si “m” es mayor a 0.5 es una losa en dos direcciones. Si “m” es menor a 0.5 se denomina una losa en una dirección y por último si “m” es mayor a 1, los datos de “La” y “Lb” se tomaron al revés.

El siguiente paso, fue determinar el espesor de nuestra losa. Para el siguiente procedimiento se realizó el siguiente cálculo, donde se expresa lo siguiente:

$$t_{\min} = \frac{(2*La + 2*Lb)}{180} = 0.108 \text{ metros}$$

$$t_{\min} = 0.10 \text{ valor aproximado y mínimo permitido por el AGIES doc4 NSE2}$$

Como un tercer paso, se realizaron las combinaciones de carga correspondientes a las reacciones en cada uno de los puntos de la losa.

La losa se verifica como una losa tipo caso 2, ya que tiene continuidad en sus cuatro lados: los siguientes valores muestran la capacidad de corte de cada uno de los lados de la losa de dos direcciones caso 2.

Ca(-) 0.081

Cb(-) 0.01

PASO 5

Ca (+) dl 0.034

Cb (+) dl 0.004

Ca (+) ll 0.058

Cb (+) ll 0.007

En el cuarto paso se realizó la integración de las cargas que van a estar reaccionando sobre la losa que se está calculando.

Se tiene:

		U= 1.3M + 1.6 V	
Integración de		(combinación de	
Cargas		carga unitaria)	
ρ	2400 kg/m ³		
PP=	240 kg/m ²	1.3	312 kg/m ²
CMS=	100 kg/m ²	1.3	130 kg/m ²
tabicación	0 kg/m ²		
Piso	75 kg/m ²		
Instalaciones	25 kg/m ²		

$$A_s \text{ min} = 1.71875 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máximo} = 3 \cdot A_s$$

$$\text{min} = 5.15625 \text{ cm}^2$$

$$S \text{ máximo} = 0.3 \text{ cm}$$

$$S \text{ max 1} = 3 \cdot t = 0.3 \text{ cm}$$

$$S \text{ max 2} = 45 \text{ cm}$$

Las fórmulas se toman del diseño de losas de concreto reforzado, mencionado anteriormente en este documento.

Se realizan los cálculos de los momentos con las siguientes especificaciones del concreto a utilizar y del refuerzo que será utilizado.

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{ electro malla, } 6" \times 6" (15 \times 15 \text{ cm})$$

Al realizar el análisis de los cálculos se puede mostrar que el área de acero en toda la sección de la losa que se está calculando, lleva a cabo la revisión con el mínimo. En cuestión de normativa y de eficiencia en armado y fundición se utiliza lo siguiente:

- Concreto UGC 3000PSI o 210 kg/cm^2
- Electro malla $6" \times 6" (15 \times 15 \text{ cm})$ grado 70, $A_s = 0.756 \text{ cm}^2/\text{m}$ – $A_s = 0.616 \text{ cm}^2/\text{m}$

En cuanto al diseño del refuerzo se obtuvieron los siguientes resultados de las áreas de acero en cada una de las secciones de la losa analizada.

As a(+)	0.633523755 cm ²
As b (+)	0.20816519 cm ²
As a(-) cont	1.177391837 cm ²
As b (-) cont	0.397300487 cm ²
As a(+)	0.209341938 cm ²
As b (+)	0.069191671 cm ²

Estos resultados nos indican que el área de acero es el mínimo para cuestiones del refuerzo longitudinal y transversal de la losa analizada.

Se utilizaron dos camas de electro malla de 6"X6" grado 70 de 0.65cm²/m con una medida de 6 X 2.35 metros, facilitando el armado del refuerzo en la losa y el tiempo de armado se reduce. (Ver detalle constructivo en el Apéndice 4)

5.4.19.3.2 Diseño de losa de techo. El cálculo de la losa de entepiso se realizó de la siguiente manera: En cuestión de diseño se seccionó la losa en tres áreas, dos áreas de 2.4X4metros y un área de 0.90X4metros respectivamente.

El primer paso fue hacer el cálculo de relación de longitudes "m", para determinar si es una losa en dos direcciones o una dirección.

Teniendo lo siguiente:

$$La = 2.4m$$

$$Lb = 4m$$

$$m = 0.6 \text{ (losa en dos direcciones "0.5 < m < 1") ver apéndice:}$$

La relación “m”, nos muestra un resultado de 0.6. Donde tenemos que si “m” es mayor a 0.5 es una losa en dos direcciones. Si “m” es menos a 0.5 se denomina una losa en una dirección y por último si “m” es mayor a 1, los datos de “La” y “Lb” se tomaron al revés.

El siguiente paso, fue determinar el espesor de nuestra losa. Para el siguiente procedimiento se realizó el siguiente cálculo, donde se expresa lo siguiente:

$$t_{\min} = \frac{(2*LA+2*LB)}{180} = 0.108 \text{ metros}$$

$$t_{\min} = 0.10 \text{ valor aproximado y mínimo permitido por el AGIES doc4 NSE2}$$

Como un tercer paso, se realizaron las combinaciones de carga correspondientes a las reacciones en cada uno de los puntos de la losa.

La losa se verifica como una losa tipo caso 2, ya que tiene continuidad en sus cuatro lados: los siguientes valores muestran la capacidad de corte de cada uno de los lados de la losa de dos direcciones caso 2.

Ca(-)	0.081
Cb(-)	0.01

PASO 5

Ca (+) dI	0.034
Cb (+) dI	0.004
Ca (+) II	0.058
Cb (+) II	0.007

En el cuarto paso se realizó la integración de las cargas que van a estar reaccionando sobre la losa que se está calculando.

Se tiene:

Integración de

Cargas

$$U = 1.3M + 1.6 V$$

ρ 2400 kg/m³

PP= 240 kg/m² 1.3 312 kg/m²

CMS= 0 kg/m² 1.3 0 kg/m²

tabicación 0 kg/m²

Piso 0 kg/m²

Instalaciones 0 kg/m²

VIVIENDA

CV= 100 kg/m² 1.6 160 kg/m²

El cálculo de los momentos nos indica tanto los momentos negativos como los positivos en todas las secciones de la losa, tanto secciones continuas y discontinuas.

Ma (+)	114.55 kg.m/m
Mb (+)	37.89
Ma(-) cont	220.22 kg.m/m
Mb (-) cont	75.52 kg.m/m
Ma (-) disc	38.18 kg.m/m
Mb (-) disc	12.63 kg.m/m

Los momentos que se obtuvieron en el cálculo según lo mencionado en el diseño de losas de este documento. Podemos verificar los momentos positivos y negativos que se generan en la losa al momento de que ésta se cargue con las cargas mencionadas anteriormente.

El cálculo del acero mínimo y espaciamiento se realizó de la siguiente manera:

Tomando en cuenta los siguientes datos y resultados:

	c
d(espaciamiento)=	6.875 m
As min= 0.0025*b*d	
As min=	1.71875 cm ²
As máximo= 3*As min	5.15625 cm ²
S máximo=	0.3 cm

S max 1= 3*t	0.3 cm
S max 2=	45 cm

Las fórmulas se tomaron del diseño de losas de concreto reforzado, de este documento.

Se realizan los cálculos de los momentos con las siguientes especificaciones del concreto a utilizar y del refuerzo que será utilizado.

f'c=	210 kg/cm²	
		electro malla, 6"X6"(15X15cm)
fy=	5000 kg/cm²	

Al realizar el análisis de los cálculos se puede mostrar que el área de acero en toda la sección de la losa que se está calculando, realiza la revisión con el mínimo. En cuestión de normativa y de eficiencia en armado y fundición se utiliza lo siguiente:

- Concreto UGC 3000PSI o 210kg/cm²
- Electro malla 6"X6" –(15X15cm) grado 70, As= 0.756cm²/m – As=0.616cm²/m

En cuestión al diseño del refuerzo se obtuvieron los siguientes resultados de las áreas de acero en cada una de las secciones de la losa analizada.

As a(+)	0.373114446 cm ²
As b (+)	0.122773332 cm ²
As a(-) cont	0.722442844 cm ²
As b (-) cont	0.245331175 cm ²
As a(+)	0.123738048 cm ²

As b (+)

0.040856093 cm²

Estos resultados nos indican que el área de acero es el mínimo para cuestiones del refuerzo longitudinal y transversal de la losa analizada.

Se utilizarán dos camas de electro malla de 6"X6" grado 70 de 0.65cm²/m con una medida de 6 X 2.35 metros, facilitando el armado del refuerzo en la losa y el tiempo de armado se reduce. (Ver detalle constructivo en el Apéndice 7)

5.4.19.4 Diseño del cimiento corrido de concreto reforzado. El diseño del cimiento corrido para esta estructura se realizó de la siguiente manera. Para fines de diseño se utilizó como una zapata aislada, para determinar el diseño de cada muro que estuviera reaccionando sobre él.

Los datos que se utilizaron para este diseño de cimiento corrido fue el siguiente:

$f'_c =$	210.00 kg/cm ²
$f_y =$	4200.00 kg/cm ²
$\rho_{con} =$	2400.00 kg/m ³

Suelo

$Q_s =$	10000.00 kg/m ²
$FS =$	3.00
$\gamma_{suelo} =$	1400.00 kg/m ³
$\phi_{suelo} =$	0.65

Dónde:

Q_s = capacidad soporte del suelo

FS = Factor de seguridad

γ suelo = densidad del suelo

ϕ suelo = 0.65

En el siguiente paso se realizó el dimensionamiento de la columna. En este caso se hizo un cálculo tomando la sección del muro analizado como una columna continua sobre todo el cimiento.

Se dimensionó de la siguiente manera:

Z_x	50.00 cm
Z_y	570.00 cm
t cimiento	25.00 cm
Recubrimiento	10.00 cm
Pp cimiento+rell	<u>3106.50</u> kg

- Determinación del área de la zapata

Area	<u>28500.00</u> cm ²
------	---------------------------------

I_{xx}	771,637,500.00	cm ⁴
----------	----------------	-----------------

S_{xx}	2,707,500.00	cm ³
----------	--------------	-----------------

I_{yy}	5,937,500.00	cm ⁴
----------	--------------	-----------------

S_{yy}	237,500.00	cm ³
----------	------------	-----------------

Las propiedades se pueden calcular con las fórmulas descritas anteriormente en este documento.

El diseño continua, con la acción de chequeo de presiones sobre el cimiento corrido o zapata aislada. Estas combinaciones se demuestran con los siguientes resultados:

Combinación	P/A	Mxx/Sxx	Myy/Syy
ccs1	0.320987	0.0018860	0.000147
ccs3	0.244472	0.0029576	0.027948
ccs4	0.395387	0.0007508	-0.027536
ccs5	0.320741	0.0018714	-0.000105
ccs6	0.319118	0.0018369	0.000516

La revisión de la presión por punto se toma en cuenta los siguientes resultados:

Se debe tomar en cuenta que el sismo no se mayor ya que se calcula con el sismo último que reacciona sobre el cimiento corrido.

Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4
0.3227255	0.3230198	0.319247798	0.3189535
0.2194815	0.2753771	0.269461966	0.2135663
0.4236744	0.3686019	0.367100325	0.4221728
0.3227174	0.3225083	0.318765367	0.3189746
0.3204384	0.3214708	0.317796923	0.3167646

A continuación, se realizan las combinaciones de cedencia para diseñar nuestro cimiento corrido por el método de resistencia.

Para esta parte se obtuvieron los siguientes resultados:

CR1	1.4M	12723.01	6907.80	87.92
CR2	1.3M + 1.6V	12007.04	6965.28	-7.49
CR4	1.2M + V + S	7910.70	10410.04	9452.02
CR5	0.9M - S	11294.33	295.97	-9375.85
CR6	1.2M+V+1.3W	11016.86	6214.11	-58.07
CR7	0.9M-1.3W	8188.16	4491.90	134.25

Los módulos plásticos que se utilizaron fueron calculados y se obtuvieron los siguientes resultados:

Zxx 3,113,625.00 cm³

Zyy 273,125.00 cm³

Donde Zxx es la multiplicación de $1.15 \cdot S_{xx}$ y Zyy es la multiplicación de $1.15 \cdot S_{yy}$.

El factor 1.15 es la relación entre el módulo de sección normal y el módulo de sección plástico como se explica en el diseño de zapatas aisladas en la pag.60 de este documento.

Se realizó un chequeo de presiones últimas con los módulos plásticos, obteniendo los siguientes resultados.

	Pu/A	Muxx/Zxx	Muyy/Zyy
CR1	0.4464214	0.0022186	0.0003219
CR2	0.4212996	0.0022370	-0.0000274
CR4	0.2775683	0.0033434	0.0346070
CR5	0.3962922	0.0000951	-0.0343280
CR6	0.3865565	0.0019958	-0.0002126
CR7	0.2873040	0.0014427	0.0004915

Las presiones últimas en cada uno de los puntos del cimiento con los módulos plásticos calculados, resultaron de la siguiente manera:

Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4
0.448318091	0.448961929	0.444524787	0.443880948
0.423564019	0.423509157	0.419035090	0.419089952
0.246304712	0.315518615	0.308831850	0.239617947
0.430715330	0.362059240	0.361869126	0.430525216
0.388764901	0.388339659	0.384348102	0.384773344
0.288255141	0.289238195	0.286352873	0.285369819

La revisión por presiones se verificó de la siguiente manera:

$$q_{\min} = 0.24$$

- La zapata pasa la prueba, ya que el " $q_{\min}$ " es ≥ 0 , si fuera mayor que cero la zapata se levantaría.

$$q_{\max} = 0.45$$

- La zapata pasa la prueba, ya que “ $q_{\max}$ ” es menor a las combinaciones del factor de seldo y compresión. La zapata diseñada pasa la prueba y chequea por presiones en cada sección de ella misma.

Es importante realizar un chequeo de punzonamiento, tal y como lo menciona el ACI 318-08, explicado en este documento.

- El área de punzonamiento que se obtuvo es: $18,300 \text{ cm}^2$

- El área proyectada, el perímetro por “d” es calculado con la siguiente expresión:

$$P_z = 1.06\sqrt{f'_c} * A_p$$

Por medio de la expresión anterior, se obtiene lo siguiente:

$P_z = 281,103.73 \text{ kg}$ Las siguientes combinaciones de carga muestran la capacidad del peralte de la zapata, todos los cálculos se verificaron y se exponen las demandas y capacidades en cada punto, obteniendo que el peralte propuesto de la zapata es el adecuado para diseñarla y aplicarla a la estructura en proceso de diseño.

Combinación	Carga Axial Pu	Verificación	D/C
CR1	12723.01	OK	0.06
CR2	12007.04	OK	0.06
CR4	7910.70	OK	0.04
CR5	11294.33	OK	0.05
CR6	11016.86	OK	0.05
CR7	8188.16	OK	0.04

La revisión por corte se obtuvo de la siguiente manera:

Utilizando la expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$$

Se obtienen los siguientes resultados:

$V_{cx} =$	65667.67 kg
$V_{cy} =$	5760.32 kg
$\phi =$	0.75
$\phi V_{cx} =$	49250.76 kg
$\phi V_{cy} =$	4320.24 kg
Presión mínima	0.239617947 kg/cm ²
Presión máxima	0.448961929 kg/cm ²

El corte último V_u , tanto para la dirección "X" y dirección "Y", se obtuvieron los siguientes resultados:

		Chequeo	D/C
$V_u x =$	1279.54 kg	ok	0.03
$V_u y =$	-336.72 kg	ok	-0.08

Con la revisión se puede ver que las zapatas pasan la revisión por corte y el peralte propuesto es el adecuado para la implementación de las mismas en el diseño de la casa tipo habitación.

El último paso para terminar de diseñar la zapata aislada o el cimiento corrido es el diseño por flexión de la zapata.

En este diseño se realizaron los siguientes cálculos y sus respectivos resultados.

Momentos en dirección "X" y en la dirección "Y"

$$Mu_x = 51181.66$$

$$Mu_y = 879965.38$$

$$\phi = 0.90$$

Las áreas de acero calculadas en ambas direcciones con la expresión que se muestra, resultaron:

$$As_x = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \cdot bw \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Mu}{0.425 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot bw \cdot d^2}} \right)$$

As y = 26.71 cm²

El área de acero mínimo se calculó de la siguiente manera para ambas direcciones:

$$As_{min} = 0.002 \cdot b \cdot d$$

$$As_{x \min} = 17.10$$

$$As_{y \min} = 1.50$$

Para concluir el diseño se tomó el máximo de cada una de las áreas de acero en las direcciones "X" y "Y", para poder determinar el número de varilla a utilizar y el espaciamiento a colocar.

$$As_{x \text{ real}} = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$As_{y \text{ real}} = 26.71 \text{ cm}^2$$

	No. barra	S cm
Ref X	3.00	Espaciamiento en Y 23.67
Ref Y	3.00	Espaciamiento en X 1.33

Se puede terminar que el cimiento constará de tres varillas de 3/8" colocadas a cada 20 centímetros de distancia, lo que se llama un cimiento tradicional de concreto reforzado con las medidas mínimas.

5.4.19.5 Características importantes que se consideran en el diseño estructural. En la estructura que se está diseñando, se deben tomar en cuenta las siguientes características importantes para implementar en los elementos que conformarán ésta estructura.

5.4.19.5.1 Característica del cemento a utilizar. El AGIES Doc 7 NSE 4 indica:

El tipo de concreto que se recomienda utilizar es un concreto de 3000PSI o 210kg/cm^2 (UGC) uso general de la construcción. Este concreto se utilizará para la fundición de muros estructurales, losa de entrepiso, losa de techo y cimiento corrido.

5.4.19.5.2 Característica del refuerzo a utilizar en losas y muros estructurales. El refuerzo en los elementos de muros estructurales, losa de techo y losa de entrepiso se utiliza una malla de refuerzo.

Este tipo de refuerzo no es recomendable utilizar en elementos sísmo resistentes, como lo son los cimientos, vigas y columnas. Este refuerzo se utilizará para las combinaciones de refuerzos de alta resistencia para fundiciones de muros y losas, siendo el más común la estructomalla o malla electro soldada, este refuerzo tiene un módulo de espaciamiento de 6", y su resistencia es de 5000kg/cm^2 grado 70.

Para fines del diseño de la casa tipo habitación estudiada, el refuerzo debe colocarse y traslaparse unas contras, lo suficiente para mantener una resistencia uniforme y deben amarrarse debidamente en los extremos y bordes.

Es importante notar que la norma AGIES 318-08 indica que los traslapes de la electro malla, no debe ser menor a 30cm. Se debe realizar un traslape mínimo de 50cm.

5.4.19.5.3 Característica del refuerzo a utilizar en el cimiento corrido. Las viviendas deben conformar cuadros o anillos cerrados coincidentes con las habitaciones o ambientes, en cuyo caso el lado mayor no sobrepase los 7 metros. Esto con el fin de que las cargas se distribuyan lo más uniformemente posible sobre el suelo y para lograr que la vivienda sea sólida y monolítica cuando un sismo actúe sobre ella.

En viviendas de dos niveles de concreto fundido deben empotrarse a 60 centímetros de profundidad, se debe proteger la cimentación con impermeabilizante para que el agua no afecte a la estructura con humedades no deseadas.

El tipo de diseño de cimiento corrido típico, indica que para casas tipo habitación de dos niveles de concreto fundido en el lugar, deberá tener un cimiento corrido de concreto reforzado con un ancho mínimo de 50 centímetros por 30 centímetros de peralte. Un sobre cimiento de 20 centímetros de espesor y 40 centímetros de peralte.

EL refuerzo del cimiento debe consistir en:

- Tres barras No. 4 corridas más un eslabón No.3 espaciado a cada 15 centímetros.

El sobre cimiento debe consistir en:

- 6 barras No. 3 corridas y una “U” No.3 a cada 30 centímetros, con patas que sobresalgan 30 centímetros y 40 centímetros alternados para poder traslapar el refuerzo del muro que se está diseñando.

(AGIES Doc 7 NSE 4).

5.4.19.5.4 Característica del refuerzo a utilizar cómo anclaje para elementos de unión en la estructura. En el diseño de la estructura, debido a que es un diseño que se calcula con los valores mínimos, el uso de vigas y columnas no se utiliza en este diseño. Para compensar esto, en los elementos de unión de: cimiento corrido a muros estructurales y de muros estructurales a losa de entrepiso y losa de techo se utilizará lo siguiente:

- Se coloca una varilla No.4 que se bastonea en cada uno de los elementos de transición de elemento, cimiento a muro, muro a losas, espaciado a cada 20 centímetros. Este refuerzo ayuda a que el elemento de transición pueda soportar esfuerzo de torsión, que los absorbe este refuerzo. El detalle constructivo se realiza una escuadra de 40 veces el diámetro de la varilla de refuerzo.
- En este diseño se utiliza un traslape de: 50 centímetros, ya que el diámetro de la varilla No.4 es de: $12.70\text{mm} = 1.27$ centímetros.

5.5 Bloque de concreto

La metodología de diseño para la construcción de una vivienda de mampostería de bloque de concreto reforzada se realizó tomando ciertas consideraciones, las cuales tienen como objetivo proporcionar la suficiente información con base en la ubicación, dimensiones y uso de la obra.

Posterior a esto se realizó el diseño estructural de la misma para cada elemento principal que compone a la obra residencial. Se diseñaron elementos haciendo las respectivas revisiones en base a normativas locales (Guatemala) e internacionales.

Los elementos analizados fueron: cimiento corrido, muros de corte, vigas, losa de entrepiso y losa de techo.

5.5.1 Consideraciones Generales.

5.5.1.1 Descripción de la estructura. Se plantea una vivienda familiar de 2 niveles, con toda la estructura principal de bloque de concreto reforzado. El techo será en un solo sentido y junto con la losa de entrepiso serán considerados diafragmas rígidos.

5.5.1.2 Datos del proyecto.

- Ubicación: Ciudad de Guatemala
- Clasificación de obra: Ordinaria
- Uso: Vivienda familiar
- Área de construcción: 45.6 m^2

5.5.1.3 Planos originales. Los siguientes son los planos propuestos considerados para el pre-dimensionamiento de la estructura.

Imagen No. 188: Planta arquitectónica Nivel 1

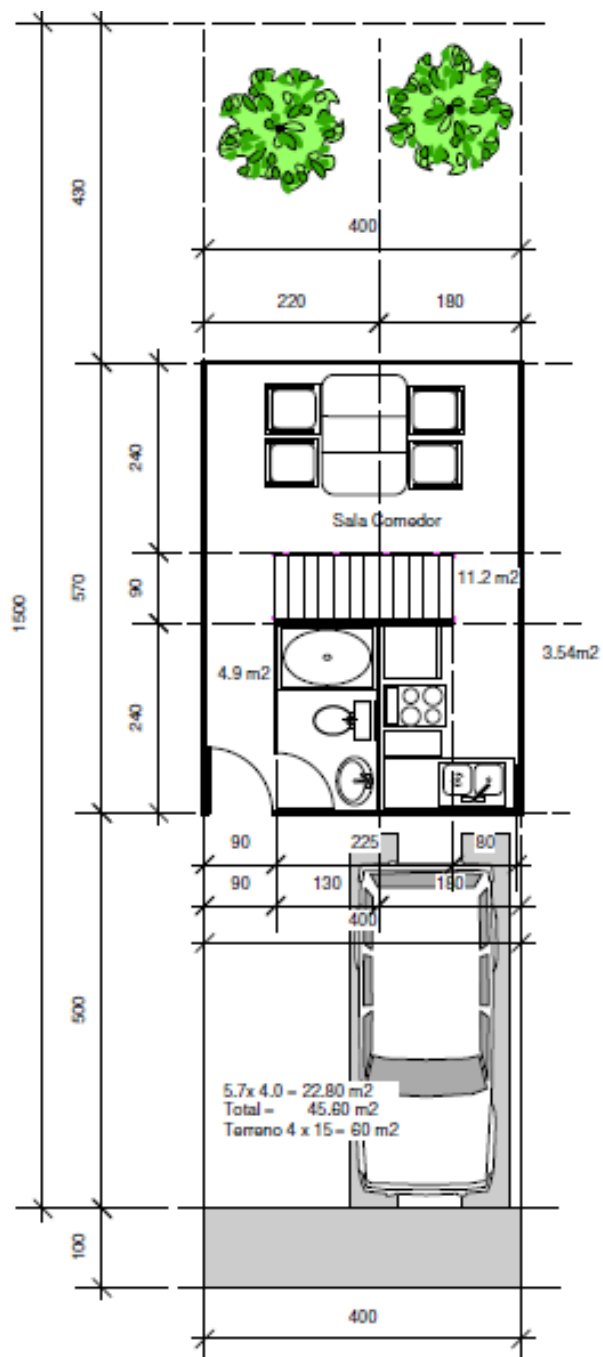


Imagen No. 189: Planta arquitectónica Nivel 2.



Imagen No. 190: Sección longitudinal.

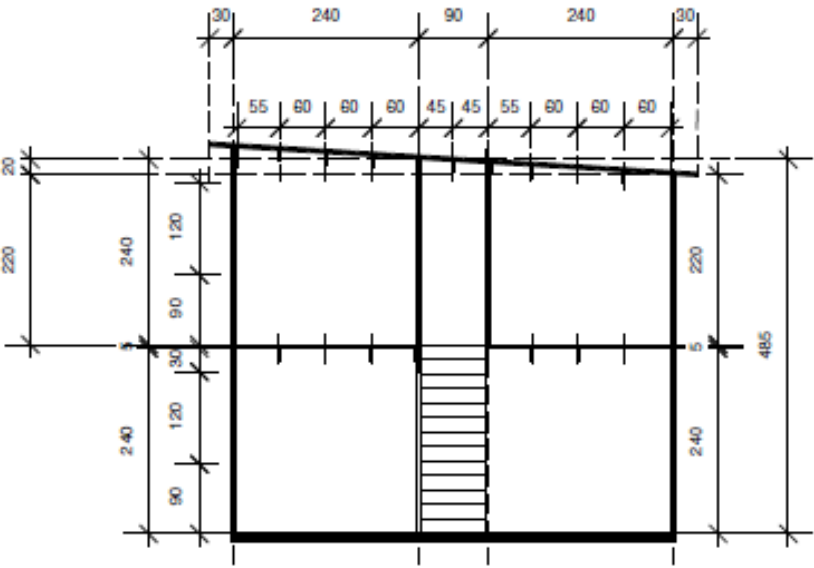
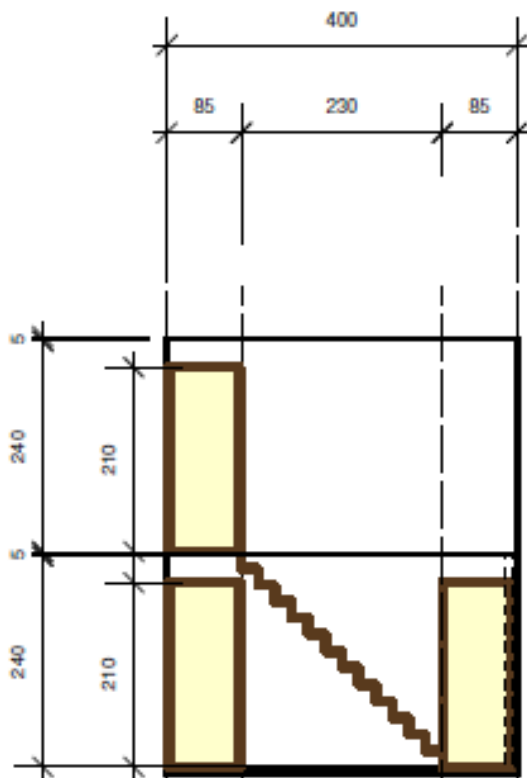


Imagen No. 191: Sección transversal.



5.5.1.4 Combinaciones de cargas. Para el diseño estructural de una estructura, AGIES en su documento NSE2, Capítulo 8 (Combinaciones de carga para diseño estructural), define los dos métodos que se pueden emplear de acuerdo a la norma correspondiente al sistema estructural por definir.

Las combinaciones para el diseño por método de esfuerzos de servicio o esfuerzos permisibles (*Allowable Stress Design*, ASD por sus siglas en inglés). Las otorga la norma NSE 2: Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección, Capítulo 8 (Combinaciones de carga para diseño estructural) y son las siguientes:

Combinaciones por cargas de gravedad

$$\rightarrow M + V$$

$$\rightarrow M + (Vt \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R)$$

$$\rightarrow M + 0.75V + 0.75 (Vt \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R)$$

Combinaciones por carga de sismo

$$\rightarrow M + 0.70(S_v \pm S_h)$$

$$\rightarrow M + 0.75V + 0.75 \times 0.70(S_v \pm S_h)$$

$$\rightarrow 0.80M \pm 0.70 (S_v \pm S_h)$$

Combinaciones por carga de viento

$$\rightarrow M \pm W$$

$$\rightarrow M + 0.75V + 0.75 P_L \pm 0.75W$$

$$\rightarrow 0.80M \pm W$$

Las cargas mayoradas por el método de factores de carga y resistencia, llamado LRFD por sus siglas en inglés (*Load and Resistance Factor Design*), se muestran a continuación,.

Combinaciones por cargas de gravedad

$$\rightarrow 1.4M$$

$$\rightarrow 1.3M + 1.6V + 0.5(Vt \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R)$$

$$\rightarrow 1.3M + V + 1.6(Vt \text{ o bien } P_L \text{ o bien } A_R)$$

Combinaciones por carga de sismo

$$\rightarrow 1.2M + V + S_v \pm S_h$$

$$\rightarrow 0.9M - S_v \pm S_h$$

Combinaciones por carga de viento

$$\rightarrow 1.2M + V \pm 1.3W + 0.5P_L + 0.0Vt$$

$$\rightarrow 0.9M \pm 1.3W$$

Notación de cargas:

M Cargas muerta

V Cargas viva

Vt Cargas viva de techo

Pl Cargas de lluvia

Ar Cargas de arena

Sh Carga sísmica horizontal

Sv Carga sísmica vertical

W Cargas de lluvia

5.5.1.5 Integración de cargas. La siguiente sección indica la integración de cargas utilizadas para el diseño de los elementos.

Integración de cargas gravitacionales:

Carga Muerta:

Peso propio (pp): Integrado por ETABS

Carga muerta sobrepuesta (cms):

$$\begin{aligned} \text{Piso} &:= 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} & \text{Instalaciones} &:= 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \\ \text{Tabiques} &:= 75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

$$\text{cms} := \text{Piso} + \text{Tabiques} + \text{Instalaciones} = 195 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva entrepiso:

$$\text{cv} := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva de techo:

$$\text{cvtecho} := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de Viento:

Exposición: tipo B

$$C_e := 0.67$$

$$C_q := 0.8$$

$$q_s := 474 \text{ Pa} = 48.335 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$I := 1$$

$$P_{\text{viento}} := C_e \cdot C_q \cdot q_s \cdot I = 25.907 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Se asume muro en
barlovento, casa alineada
Este a Oeste

Carga de Arena:

$$C_{\text{Ar}} := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \cdot 0.02 \text{ m} = 36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de lluvia:

$$R := 0.0098 \cdot 20$$

$$R1 := R \cdot 1 \text{ kPa} \quad R1 = 19.986 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de lluvia

Integración de Carga Sísmica

Suelo tipo: D (Firme)
 Nivel mínimo de protección sísmica y
 probabilidad del sismo de diseño: D

Se asume un suelo de tipo firme

Índice de sismicidad
 $I_o := 4$

Selección de parámetros
 $Scr := 1.5 \text{ g}$
 $S1r := 0.55 \text{ g}$

Ajuste por clase de sitio
 $Fa := 1.0$ $Fv := 1.5$
 $Scs := Scr \cdot Fa$ $S1s := S1r \cdot Fv$

Período de transición

$$Ts := \frac{S1s}{Scs} = 0.55$$

Ajuste por clasificación de obra

$$kd := 0.66$$

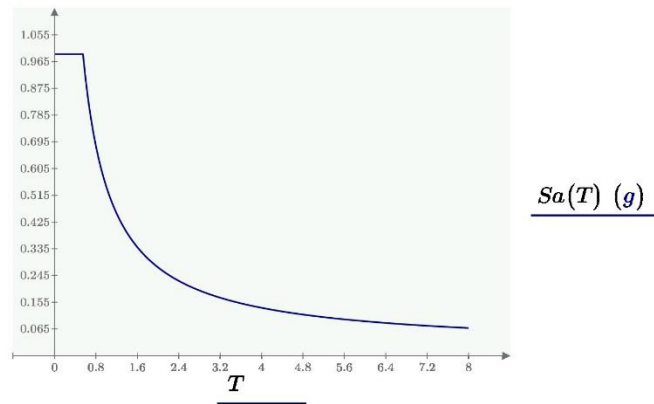
$$Scd := Scs \cdot kd = 0.99 \text{ g}$$

$$S1d := S1s \cdot kd = 0.545 \text{ g}$$

$$T := 0, 0.05 \dots 8$$

$$Sa(T) := \text{if} \left(T < Ts, Scd, \frac{S1d}{T} \right)$$

Espectro de Diseño

*Sismo Estático Equivalente*

El sistema estructural a utilizar será de tipo "Cajón de mampostería reforzada A (E2).

Período de vibración empírico

$$K_t := 0.047 \quad x := 0.85 \quad h_e := 5$$

h en metros

$$T_a := K_t \cdot (h_e)^x = 0.185$$

$$S_a(T_a) = 0.99 \text{ g}$$

Sistema tipo Cajón

$$R := 4 \quad C_d := 3$$

Coefficiente sísmico de diseño

$$C_{sa} := \frac{S_a(T_a)}{R} = 0.248 \text{ g}$$

Revisión de coeficiente sísmico

$$R1 := 0.044 \cdot Scd = 0.044 \text{ } g$$

$$R2 := 0.5 \cdot \left(\frac{S1r}{R} \right) = 0.069 \text{ } g$$

$$\text{RevisionR1} := \text{if}(Csa \geq R1, "OK", "NO OK") = "OK"$$

$$\text{RevisionR2} := \text{if}(Csa \geq R2, "OK", "NO OK") = "OK"$$

Propiedades del bloque de concreto

Tipo de bloque de concreto: Clase B

Densidad: 1680 kg/m^3

Mortero: Tipo II

Módulo de Elasticidad (Em):

$$Em := 750 \cdot 10 \frac{kgf}{cm^2} = (7.5 \cdot 10^7) \frac{kgf}{m^2}$$

5.5.2 Diseño de cimiento corrido.

5.5.2.1 Conceptos utilizados. Una cimentación es un elemento estructural que es colocado por debajo de la estructura en la superficie del terreno. Su propósito principal es transmitir las cargas de la estructura al suelo o rocas subyacentes. En el diseño de cimientos se deben tomar dos requisitos esenciales: el asentamiento total de la estructura debe limitarse a un valor tolerablemente pequeño y que, se elimine el asentamiento diferencial entre los diferentes elementos de la estructura. (Nilson, 2001)

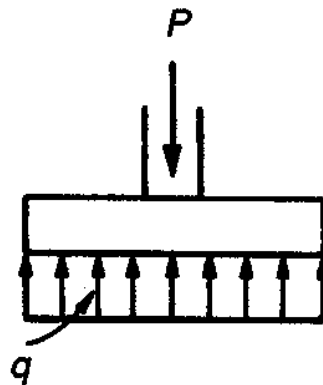
Para lograr los dos requisitos previos el diseño de un cimiento corrido debe lograr transmitir a un nivel de suelo con resistencia suficiente, la carga de la estructura y, distribuir la carga en un área de suficiente tamaño para minimizar las presiones de contacto. (Nilson, 2001)

Para un diseño óptimo de una zapata se debe tener en consideración la viabilidad de un suelo satisfactorio al cual el cimiento sea capaz de distribuir las cargas. De caso contrario el diseñador estructural debe considerar cimentaciones de mayor profundidad, hasta encontrar un suelo capaz de soportar las cargas. (Nilson, 2001)

En el diseño del cimiento corrido, se asumirá que se encuentra ubicado en una zona donde el suelo es capaz de distribuir las cargas de la estructura. Según Nilson (2001), este tipo de cimiento es llamado: zapata superficial. Básicamente consiste en una sección de concreto reforzado más ancha que el muro en sí, el cual es capaz de distribuir las presiones necesarias.

Si se dibujara un diagrama de cuerpo libre para una sección transversal del cimiento corrido y el muro, se podría observar que para una construcción común la carga soportada por el muro es transmitida hacia la zapata y, de igual forma la zapata sostiene la presión hacia arriba del suelo sobre el cual está apoyada. (Nilson, 2001)

Imagen No. 192: Diagrama de cuerpo libre. Sección transversal de zapata.



Fuente: (Nilson, 2001)

Para realizar una revisión por esfuerzos admisibles, se debe tomar en cuenta dos factores. El primero es la determinación de las presiones de contacto a partir de los principios de la mecánica de suelos. El segundo es obtener las cargas de servicio de tal forma que se tenga un factor de seguridad entre 2.5 y 3.0, para cuidar que dichas cargas no excedan la capacidad soporte del suelo y se mantenga dentro de los límites tolerables. (Nilson, 2001)

Según Nilson (2001), el diseño por cargas de servicio permite dimensionar la zapata e indica ser independiente de la resistencia de los elementos de concreto

reforzado. En complemento a este diseño se deben utilizar cargas mayoradas y resistencias nominales reducidas para el diseño de dichos elementos reforzados.

Para el diseño del cimiento corrido de la vivienda planteada, se considera una excentricidad de la columna al área de la zapata. Los efectos que la carga de la columna transmite provocan un momento flector a la base de la zapata y pueden representarse mediante una carga vertical y dicho momento. Por tanto, al evaluar las presiones de contacto se supone una distinta distribución a la mencionada con anterioridad. (Nilson, 2001)

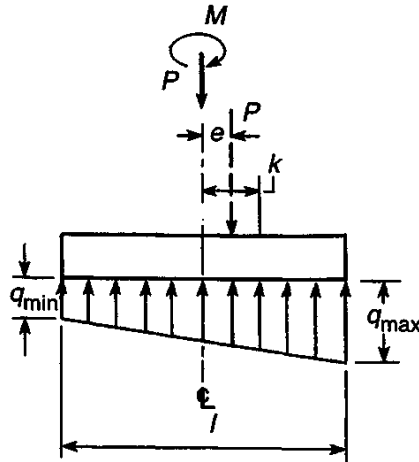
La fórmula para calcular dichas presiones se describe a continuación,.

$$q_{max,min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

El diseñador estructural debe cuidar que la excentricidad calculada a partir de la relación del momento y la carga axial no exceda un sexto del ancho de la zapata.

El área de la zapata se calculará a partir de la condición que la presión de contacto máxima o mínima (valores absolutos) no excedan la capacidad soporte del suelo de acuerdo a una metodología de esfuerzos permisibles (ASD). (Nilson, 2001)

Imagen No. 193: Presiones de contacto bajo zapatas excéntricas.



Fuente: (Nilson, 2001)

Posterior al dimensionamiento se procederá a realizar las revisiones correspondientes según ACI 318 (2008). Este reglamento en su Capítulo 15 indica que las zapatas deben diseñarse para resistir cargas mayoradas (LRFD).

Para la revisión a corte se debe considerar que estas zapatas aisladas están sometidas a acciones en dos direcciones, en otras palabras, se flexionan en dos direcciones principales. Por efectos de diseño se busca que el cortante sea asignado únicamente al concreto y no al acero de refuerzo. (Nilson, 2001)

Por tanto es importante la revisión y cálculo de la resistencia a cortante de ambos: cortante en dos direcciones o por punzonamiento y cortante en una dirección o por acción de viga.

5.5.2.2 Consideraciones y especificaciones de materiales. Para el cálculo del cimiento corrido de la vivienda de mampostería de bloque de concreto reforzado se consideró el cimiento para el muro PW18 (ver Apéndice 1 de identificación de muros), el cual cuenta con una longitud de 5.70 metros. Las reacciones para cada combinación de cargas se muestran en el Apéndice 2 (reacciones para cada muro según ETABS).

Tabla No. 75: Datos cimiento corrido. Concreto.

Concreto		
$f'_c =$	280.00	kg/cm ²
$f_y =$	4200.00	kg/cm ²
$\rho_{con} =$	2400.00	kg/m ³

Tabla No. 76: Datos cimiento corrido. Suelo.

Suelo		
$Q_s =$	10000.00	kg/m ²
$F_S =$	3.00	
$\gamma_{suelo} =$	1400.00	kg/m ³
$\phi_{suelo} =$	0.65	

Tabla No. 77: Dimensiones de columna.

C_x	15.00	cm
C_y	570.00	cm
Profundidad	60.00	cm

5.5.2.3 Cálculos y revisiones. A continuación, se describen las revisiones realizadas de los elementos y la estructura.

5.5.2.3.1 Revisión presiones admisibles.

Tabla No. 78: Presiones de contacto, presiones admisibles.

Presión de Contacto		
qmin=	0.32	Kg/cm ²
qmax=	0.53	Kg/cm ²

Para la revisión de presión de contacto mínimo se debe comparar dicho valor con “0”, si este valor es mayor o igual la zapata no se levantará en ninguno de los puntos analizados.

Analizando la presión de contacto máximo se debe comparar con el valor soporte del suelo y asegurar que el dimensionamiento de la zapata esté adecuado y no se tenga ningún problema por presiones admisibles.

5.5.2.3.2 Revisión por cargas mayoradas

Tabla No. 79: Presiones de contacto, cargas mayoradas.

Presión de Contacto		
qmin=	0.36	Kg/cm ²
qmax=	0.59	Kg/cm ²

Al observar la Tabla 79, se puede apreciar que la zapata no presentará ningún problema de levantamiento en cualquiera de sus puntos. Mientras que por presión máxima ésta se encuentra dentro de los límites permisibles al ser comparada con el valor soporte del suelo.

5.5.2.3.3 Revisión por corte.

Tabla No. 80: Revisión de punzonamiento.

Combinación	Carga Axial Pu	D/C
CR1	16851.85	0.07
CR2	15840.96	0.06
CR4	11309.43	0.05
CR5	14088.85	0.06
CR6	14555.87	0.06
CR7	10842.42	0.04
$\phi P_z =$	245438.40	kg

Tabla No. 81: Revisión por corte en una dirección.

Dirección	Vu	ϕV_c	D/C
X	846.21	56869.87	0.01
Y	-445.38	4988.59	-0.09

5.5.3 Diseño de muros de corte por confinamiento.

5.5.3.1 Conceptos utilizados. El diseño de muros de la vivienda se realizó según el método LRFD, basado en los requerimientos del código ACI 530-05 (*Building Code Requirements for Masonry Structures*).

Para su diseño debe considerarse que los muros se encuentran expuestos a cargas gravitacionales y laterales, por lo tanto el muro se encuentra a flexión y compresión. Las revisiones indicadas por el código mencionado con anterioridad, deben ser la comparación de esfuerzos últimos contra esfuerzos nominales, donde estos últimos sean mayores.

Para obtener la relación demanda capacidad de los muros sometidos a carga axial y momentos flectores, se debe proseguir a comparar cada efecto en el muro contra sus resistencias nominales mediante la utilización de las siguientes fórmulas:

Carga axial nominal:

$$P_n = 0.80 \left[0.80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (5-1)$$

$$P_n = 0.80 \left[0.80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \quad (5-2)$$

Para poder seleccionar una de las dos fórmulas debe compararse la relación h/r (altura de muro para un nivel y radio de giro), si este excediese un valor de “99”, debe utilizarse la fórmula 5-1, si este valor resulta ser mayor debe utilizarse la fórmula 5-2.

Momento nominal:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5-3)$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0.80 f'_m b} \quad (5-4)$$

Para la revisión a corte según LRFD se debe calcular el corte nominal, Vn. Este está compuesto por el corte nominal de la mampostería, Vm y, por el corte nominal del refuerzo acero, Vs. las ecuaciones para determinarlos se describen a continuación,:

$$V_n = V_m + V_s \quad (5-5)$$

$$V_m = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u \quad (5-6)$$

$$V_s = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (5-7)$$

5.5.3.2 Consideraciones y especificaciones de materiales.

Tabla No. 82: Propiedades del bloque hueco de concreto para muros.

Muro de bloque de concreto con mortero tipo II		
f'm=	25.00	kg/cm ²
E= 750 f'm=	18,750.00	kg/cm ²
Tipo de sistema constructivo	Cajón	

Para un análisis a detalles en cálculos revisar la integración de la carga sísmica, Apéndice 4 (memoria de cálculo muros de mampostería), Apéndice 1 y Apéndice 2.

5.5.3.3 Cálculos y revisiones.

Tabla No. 83: Revisión a flexión y compresión de muros.

Nivel	Dirección	Muro	$P_u / \phi P_n$	$M_u / \phi M_n$	D/C
1.00	X	PW4	46.25%	0.42%	46.67%
1.00	X	PW5	12.47%	0.58%	13.06%
1.00	X	PW6	20.54%	0.35%	20.89%
1.00	X	PW8	5.71%	0.77%	6.48%
1.00	X	PW10	10.50%	0.70%	11.21%
1.00	X	PW14	22.61%	0.25%	22.87%
1.00	X	PW15	7.26%	0.24%	7.50%
1.00	X	PW16	22.97%	0.35%	23.33%
2.00	X	PW1	5.41%	0.20%	5.61%
2.00	X	PW2	5.00%	0.12%	5.12%
2.00	X	PW3	6.38%	0.12%	6.50%
2.00	X	PW7	3.72%	0.21%	3.93%
2.00	X	PW9	1.57%	0.41%	1.97%
2.00	X	PW11	5.95%	0.09%	6.04%
2.00	X	PW12	3.95%	0.19%	4.14%
2.00	X	PW13	5.50%	0.10%	5.60%
1.00	Y	PW18	27.17%	0.30%	27.47%
1.00	Y	PW20	6.84%	0.41%	7.25%
1.00	Y	PW22	27.19%	0.28%	27.47%
2.00	Y	PW17	10.19%	0.17%	10.36%
2.00	Y	PW19	6.06%	0.39%	6.45%
2.00	Y	PW21	7.24%	0.24%	7.48%

Tabla No. 84: Revisión a corte de muros.

Nivel	Dirección	Muro	ϕV_m	ϕV_s	D/C
1.00	X	PW4	1,709.96	2,822.40	21.27%
1.00	X	PW5	1,249.89	2,822.40	35.51%
1.00	X	PW6	2,387.07	4,939.20	22.77%
1.00	X	PW8	7,097.16	16,228.80	69.21%
1.00	X	PW10	7,555.41	16,228.80	68.59%
1.00	X	PW14	2,786.44	5,644.80	24.45%
1.00	X	PW15	1,178.94	2,822.40	11.42%
1.00	X	PW16	2,796.45	5,644.80	24.82%
2.00	X	PW1	2,309.98	3,180.80	25.08%
2.00	X	PW2	1,148.08	1,590.40	8.19%
2.00	X	PW3	2,488.94	3,180.80	13.00%
2.00	X	PW7	8,770.07	9,144.80	26.88%
2.00	X	PW9	12,249.27	12,723.20	39.66%
2.00	X	PW11	2,497.12	3,180.80	13.96%
2.00	X	PW12	1,133.83	1,590.40	14.53%
2.00	X	PW13	2,582.67	3,180.80	10.70%
1.00	Y	PW18	25,635.15	22,663.20	49.94%
1.00	Y	PW20	8,047.89	9,542.40	57.54%
1.00	Y	PW22	26,290.04	22,663.20	50.76%
2.00	Y	PW17	25,587.70	22,663.20	27.26%
2.00	Y	PW19	2,619.10	3,578.40	31.62%
2.00	Y	PW21	24,667.36	22,663.20	29.98%

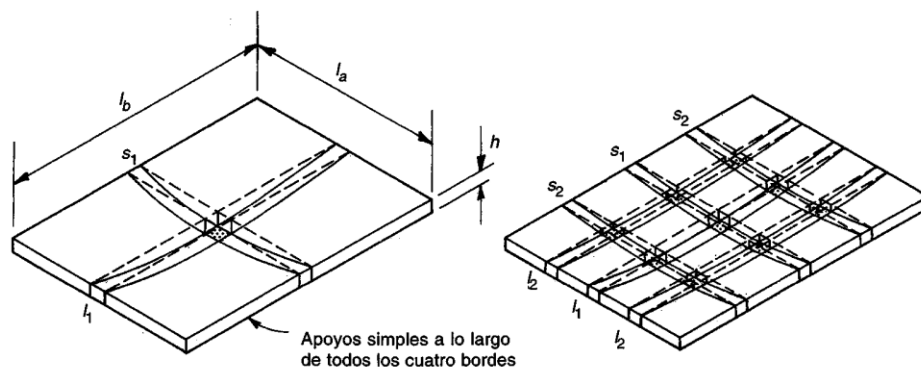
Para la revisión del acero utilizado en el diseño por muros confinados, se modulo el acero mínimo definido por AGIES en la norma NSE 7.4, Capítulo 4. Tanto para el refuerzo horizontal como el vertical. Luego de realizar este procedimiento, se procedió a cambiar aquellos detalles constructivos donde dicho acero no era funcional para la estructura.

5.5.4 Losa de entrepiso y techo.

5.5.4.1 Conceptos utilizados. Para un diseño estructural de losas es posible que se encuentren en una o en dos direcciones, esto dependiendo básicamente de dos consideraciones. La relación del lado largo con el corto y de sus elementos de borde.

Para la vivienda planteada se considerarán losas en dos direcciones apoyadas en los bordes. Este tipo de losa se diseña para que la carga en cada dirección sea distribuida proporcionalmente. (Nilson, 2001)

Imagen No. 194: Modelo de losas.



Fuente: (Nilson, 2001)

Para poder comprender el comportamiento de una losa con estas condiciones, es necesario visualizar el comportamiento bajo flexión. En la figura donde solo se indican dos franjas, se pensaría que parte de la carga es distribuida por una de las franjas y posterior a esto es transmitida al elemento de borde, condición que nos permite analizar las deflexiones y asumir que en el centro de la misma es posible igualar sus valores. (Nilson, 2001)

$$\frac{5w_a l_a^4}{384EI} = \frac{5w_b l_b^4}{384EI}$$

Uno de los métodos más utilizados en la actualidad es el: “método 3”. Este consiste en la utilización de coeficientes que se basan en un análisis elástico. Dicho método permite obtener los momentos que se generan en las franjas centrales para las losas en dos direcciones.

$$M_a = C_a w l_a^2$$

$$M_b = C_b w l_b^2$$

Dónde:

C_a y C_b , son los coeficientes de momento tabulados

w , carga uniforme

l_a , l_b , es la longitud de luz libre para los lados corto y largo, respectivamente.

Para poder interpretar las tablas y encontrar los momentos por flexión, es necesario comprender los casos de continuidad en las losas, los cuales se presentan a continuación.

Tabla No. 85: Casos de continuidad en losas.

Casos	Condiciones
Caso 1	Sin continuidad en los cuatro lados
Caso 2	Continuidad en los cuatro lados
Caso 3	Continuidad en los lados cortos
Caso 4	Continuidad en un lado corto y un lado largo
Caso 5	Continuidad en los lados largos
Caso 6	Continuidad en un lado largo
Caso 7	Continuidad en un lado corto
Caso 8	Discontinuidad en un lado largo
Caso 9	Discontinuidad en un lado corto

Fuente: (Nilson, 2001)

Dichos momentos permiten al diseñador estructural realizar el análisis para un elemento sometido a flexión.

5.5.4.2 Consideraciones y especificaciones de materiales. Para el diseño de losas se diseñó para un caso tipo 6 según Tabla 86, para un lado corto de 2.4 metros y un lado largo de 4 metros.

Tabla No. 86: Consideraciones losas.

Consideraciones		
espesor t	10	cm
$f'c$	210	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

5.5.4.3 Cálculos y revisiones. Por ser diseño a flexión, se obtiene el área de acero a partir de:

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \cdot b_w \cdot d \left(1 - \sqrt{1 - \left[\frac{Mu}{0.425 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2} \right]} \right)$$

Tabla No. 87. Área de acero mínimo y espaciamiento máximo.

Acero mínimo y espaciamiento máximo		
d=	6.875	cm
As min= 0.0025*b*d		
As min=	1.71875	cm2
As máximo= 3*As min	5.15625	cm2
S máximo=	30	cm
S max 1= 3*t	30	cm
S max 2=	45	cm

Tabla No. 88: Área de acero determinado por momentos de flexión.

As a(+)	1.209	cm2
As b (+)	0.369	cm2
As a(-) cont	1.928	cm2
As b (-) cont	0.000	cm2
As a(-)	0.397	cm2
As b (-)	0.122	cm2

Analizando se puede observar que el área de acero mínimo es mayor al área de acero requerido por los momentos calculados a partir del método 3.

5.5.5 Vigas.

5.5.5.1 Conceptos utilizados. El diseño de las vigas en la vivienda se realizó bajo el reglamento ACI 318-08, de la sección 21.5 de elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento.

Para el diseño se realizó un pre-dimensionamiento del elemento cumpliendo con los requisitos mencionados en la sección 21.5. Luego se obtuvo las reacciones de las vigas (ver Apéndice 5, reacciones en las vigas) los cuales permitieron calcular el área de acero a partir de la fórmula de flexión y comparar contra los valores mínimos de acero.

5.5.5.2 Consideraciones y especificación de materiales.

Tabla No. 89: Dimensiones viga.

Dimensiones		
L=	4	m
bw=	0.25	m
h=	0.35	m

Tabla No. 90: Especificaciones de materiales.

f'_c	245	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²

5.5.5.3 Cálculos y revisiones. Debido a que es diseño a flexión, el único dato relevante para análisis es el de área de acero. A continuación, se presentará el diseño para un tramo de una de las vigas para que el lector pueda apreciar la metodología. Si se desea ver a más detalle la memoria de cálculo de las vigas se encuentra en el Apéndice 7).

Tabla No. 91: Reacciones y diseño viga.

Beam	Loc	V2	M3	Mu pos	Mu neg	As (+)	As (-)
	m	ton	ton.m				
B1	0	0.62	0.16	0.16	0	0.15150223	0

La comparación que seguiría es del As(+) o As(-) con el As min, que se estipuló sería de dos varillas No.5 tanto en la parte superior como en la inferior. Si este acero no fuera suficiente, se debería de aumentar el área de la varilla para poder cumplir.

5.5.6 Derivas laterales. Para la revisión de derivas permisibles se utilizó el documento de AGIES NSE 3, Capítulo 4. Donde se brindan las derivas últimas máximas tolerables.

Tabla No. 92: Derivas últimas máximas tolerables.

Estructura	Clasificación de obra		
	Ordinaria	Importante	Esencial
Edificaciones de mampostería reforzada hasta cuatro niveles	0.007 hp	0.007 hp	0.007 hp
Edificaciones hasta la altura permitida sin ascensor	0.025 hp	0.025 hp	0.020 hp
Edificaciones en general	0.020 hp	0.020 hp	0.015 hp
hp altura del piso			

Fuente: (AGIES, 2010)

5.5.6.1 Cálculos y revisiones.

Tabla No. 93: Revisión de Derivas.

Deriva lateral máxima permitida, Δu	C_d	Deriva inelástica, δ_c	Deriva inelástica, ETABS
0.02	3.00	0.05	0.0010
0.02	3.00	0.05	0.0010
0.02	3.00	0.05	0.0008
0.02	3.00	0.05	0.0008

Como se puede observar las derivas inelásticas brindadas por el análisis realizado en ETABS, son menores a las permisibles brindadas para una estructura ordinaria de mampostería de hasta cuatro niveles.

5.6 Bloque de ladrillo

La metodología de diseño utilizada para el cálculo de la estructura que se plantea en este proyecto se realizó mediante el método de resistencia, el cual está definido en el Capítulo 7 del presente trabajo.

5.6.1 Especificaciones de la estructura. La estructura, ubicada en la ciudad de Guatemala, consiste de dos niveles utilizando únicamente de elementos de mampostería para soportar las cargas verticales y horizontales. Tiene 5.70 metros de largo y 4 metros de ancho, lo cual comprende un área total de 22.8 m^2 por nivel. Como losa de entrepiso se utilizará un diafragma rígido compuesto por concreto estructural y barras de acero para el refuerzo integral. Como losa de techo también se utilizará un diafragma rígido de concreto estructural y refuerzo de acero. La estructura será utilizada como una vivienda típica, por lo cual las cargas que la afectarán serán afines a este fin.

Arquitectónicamente, la casa consta de un baño, sala/comedor y cocina en el primer nivel y de dos habitaciones en el segundo nivel. Únicamente consta de ventanas en el lado corto de la estructura, esto se debe prioritariamente a que será una vivienda que tenga casas vecinas.

El principal material a utilizar será el ladrillo de 10 x 19 x 39, refiriéndose estas dimensiones a espesor, alto y largo. Por esta razón, la estructura será de ladrillo visto, como popularmente se le denomina a este tipo de estructuras.

Debido a que será una estructura de ladrillo visto, el sistema que muros que se utilizará será aquel de muros reforzado interiormente, utilizando pines verticales y soleras.

5.6.2 Requisitos generales para muros. Los requisitos generales para muros de mampostería se toman de la norma AGIES NSE 4 y AGIES NSE 7.4.

- Los muros que se utilizarán en el diseño de la estructura propuesta serán de mampostería reforzada integral. En este tipo de muros, el acero de refuerzo que se instalará tanto en el sentido horizontal como vertical se colocará en las celdas correspondientes a las unidades con vacíos y/o en el espacio de las áreas libres limitadas por las paredes de las unidades para levantado. Los refuerzos verticales podrán requerir eslabones o estribos en algunas posiciones.
- La altura de cada piso no deberá ser mayor que 3.15 m., pero en ningún caso la distancia libre vertical entre diafragmas deberá de exceder 25 veces el espesor efectivo del muro. En el caso de cubiertas que constituyan diafragmas inclinados, la medida vertical puede tomarse como la distancia libre entre el diafragma inferior de entrepiso o de cimentación y la altura media del diafragma; y cuando haya vigas de amarre a la altura de dintel, la distancia vertical puede tomarse hasta este nivel, verificando tanto la distancia por debajo del dintel como la distancia hasta el punto más alto de la culata de remate, la cual debe tener una solera de amarre en su remate.
- La relación entre la altura total de la construcción y la longitud del lado menor del rectángulo que circunscribe a la planta deberá ser no mayor que 2.0 en la zona sísmica 2 y no mayor que 1.75 en las zonas sísmicas 3 y 4.
- Según alguna de las dos direcciones ortogonales principales de la construcción, deberá existir, como mínimo, dos planos de muros resistentes a cargas laterales perimetrales y paralelos.

- Cada plano de muros podrá estar integrado por varios paneles, pero la longitud total de cada uno de éstos planos debe ser no menor que el 75% de la altura del piso correspondiente. Las secciones de muros de menos de 1 m, no se toman en cuenta para el conteo.
- Cada uno de los planos de los muros deberá estar vinculado a la estructura del techo o entrepiso en por lo menos: Para muros de ladrillo y bloques el 30% de la longitud de la planta según la dirección considerada en zona sísmica 2, y por lo menos 40% en zonas sísmicas 3 y 4.
- Según la otra dirección principal de la construcción, deberán existir por lo menos dos ejes de muros resistentes, los cuales en conjunto estarán vinculados a la estructura del techo o entrepiso en por lo menos el 60% de la longitud de la planta según la dirección considerada en zona sísmica 2, y por lo menos 80% en zonas sísmicas 3 y 4.
- Para el caso de techo o entrepiso rígido, la distancia entre el centroide de las áreas brutas de dichos muros y el centroide geométrico de la planta deberá ser no mayor que el 25% de la dimensión de la planta perpendicular a la dirección considerada.

5.6.2.1 Tamaño de la sisa. Las sisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7 mm y máximo de 13 mm. Las piezas cuyas celdas deban inyectarse posteriormente con grout, deberán tener sus sisas tanto horizontales como verticales completamente pegadas con mortero en todo el espesor del muro.

5.6.2.2 Inyección del grout. Cuando se inyecten celdas de más de 1.40 m de altura se deberá hacer una ventana de limpieza en la parte baja del muro, la cual se cerrará después de haber hecho la limpieza y antes de colocar el grout. El grout de inyección se consolidará por medio de un vibrador o de una barra y se recompactará poco tiempo después de haber sido inyectado y consolidado. Ninguna celda donde se coloque refuerzo podrá tener una dimensión menor que 50 mm ni un área menor que 3,000 mm².

5.6.2.3 Espesor mínimo de muros. La norma AGIES NSE 7.4 dicta que los muros deben tener un espesor mínimo de 140 mm, y que la relación entre la distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro, deberá ser tal que atienda adecuadamente el pandeo ya sea horizontal o vertical. De igual manera, la norma AGIES NSE 4, la cual es más específica para viviendas de uno y dos niveles dicta que los muros de carga de la vivienda deben tener un espesor no menor al indicado en la siguiente tabla:

Tabla No. 94: Espesores mínimos para muros de carga.

Tipo de edificación	Espesor en mm
Casas de mampostería de bloque	140
Casas de mampostería de ladrillo	110
Casas de concreto fundido en el lugar	100

Fuente: AGIES NSE 4.

La norma AGIES deriva sus suposiciones de las normas del ACI, en donde también se menciona que el espesor mínimo para los muros de mampostería tipo bloque es de 140 mm. Lo curioso de esto es que en ningún lugar se menciona el porqué de estos espesores mínimos, sin embargo, se considera que el principal problema del espesor de los muros es su esbeltez, y por ende, la deformación a medio muro debido al pandeo que se genera por las cargas.

En el documento de “*Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*” el cual forma parte del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, se menciona que el espesor mínimo para los muros de mampostería será de 100 mm, siempre y cuando se cumpla que la relación de esbeltez del muro, H/t , no sea mayor a 30.

5.6.3 Relación de esbeltez para muros. En la norma AGIES NSE 7.4 se menciona que la relación de esbeltez para los muros estructurales se deberá de tomar como la relación entre su altura libre y el espesor del muro, y no deberá exceder de veinte (20). Sin embargo, menciona que los muros con una relación mayor a 20 sí se pueden hacer, siempre y cuando posea elementos adicionales de refuerzo para imposibilitar el pandeo del muro.

5.6.4 Requisitos para el acero de refuerzo. Los incisos presentados en esta sección fueron tomados de la norma AGIES NSE 7.4.

Separación entre barras

La distancia libre mínima entre barras paralelas de refuerzo deberá ser el diámetro del refuerzo, pero no menos de 25 mm, con excepción en los traslapes.

Recubrimiento mínimo

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y se deberá llenar a todo lo largo con grout. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 15 mm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

Refuerzo en las celdas

El refuerzo que se coloque en las celdas de las unidades prefabricadas deberá quedar completamente embebido dentro del grout de inyección.

Número de barras por celda

En muros de 140 mm de espesor o menos, solo podrá colocarse una barra en una misma celda, para barras No. 4 o mayores, y el diámetro máximo de la barra será el No. 8 (25 mm). En ningún caso se podrán colocar más de dos barras por celda.

Porcentaje de refuerzo en muros

La suma del porcentaje de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v no deberá ser menor que 0.002 y ninguna de los dos porcentajes deberá ser menor que 0.0007. El porcentaje de refuerzo horizontal se calculará como $p_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el área de refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $p_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

Requisitos para el refuerzo vertical

El diámetro mínimo para refuerzo vertical será No. 3. Las barras del refuerzo vertical deberán principiar en la cimentación y terminar en la solera superior, debidamente ancladas a ella de acuerdo con lo estipulado en la norma NSE 7.1.

Tipos de refuerzo vertical

A fin de cumplir con el porcentaje mínimo de refuerzo, en la tabla siguiente se especifican tres tipos de refuerzo mínimo vertical. El refuerzo tipo A deberá contar con eslabones No. 2 con gancho a 180° a cada 200 mm; el tipo B llevará eslabones No. 2 con gancho a 180° a cada 200 mm.

Tabla No. 95: Refuerzo mínimo vertical.

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

Fuente: AGIES NSE 7.4.

Separación del refuerzo vertical

Las separaciones máximas a que podrán estar los refuerzos mínimos verticales entre sí, de acuerdo al material de los muros, se indican en la tabla de separación máxima del refuerzo vertical. En esquinas, intersecciones de muros y en ambos extremos de un muro aislado, se deberá colocar refuerzo tipo A, aunque quede a menor distancia que la estipulada en dicha tabla. En el caso de los extremos de un muro aislado, las cuatro barras de que consta el refuerzo tipo A deberán ubicarse consecutivamente en los últimos cuatro agujeros de cada extremo del muro. Los laterales de los vanos de las puertas y ventanas, deberán rematarse por lo menos con refuerzos tipo B.

Tabla No. 96: Separación máxima del refuerzo vertical.

Material del muro	Ancho (mm)	Distancia entre refuerzos tipo A (m)	Distancia entre refuerzo tipo A y refuerzo tipo B (m)	Distancia entre refuerzo tipo A y refuerzo tipo C (m)	Distancia entre refuerzo tipo B y refuerzo tipo C (m)	Distancia entre refuerzos tipo C (m)
Ladrillo tubular	230	5.00	2.50	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)
Bloques de arcilla cocida	140	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80
	110	3.00	1.75	0.75	0.75	0.75
Bloques de concreto	150	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80

Fuente: AGIES NSE 7.4.

5.6.5 Integración de cargas gravitacionales.

Carga Muerta

Peso propio integrado por etabs

Muerta sobrepuesta

$$Piso := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Tabiques := 75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Instalaciones := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Cms := Piso + Tabiques + Instalaciones = 195 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga Viva

$$Vivaent := 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Vivatecho := 100 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de Viento

Parámetros y cálculos

$$\text{Exposición: B} \quad Ce := 0.67 \quad Vs := 100 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

$$qs := 474 \text{ Pa} \quad I := 1$$

$$Cq := 0.8 \quad \text{presion de barlovento, casa alineada este oeste}$$

$$Pw := Ce \cdot qs \cdot I \cdot Cq = 25.907 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de Lluvia

$$R := 0.0098 \cdot 20 = 0.196 \quad 2 \text{ cm de lluvia empozada, en mm}$$

$$R1 := R \cdot 1 \text{ kPa}$$

$$R1 = 19.986 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Carga de Arena

$$\delta_{arena} := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad altura_{arena} := 2 \text{ cm}$$

$$arena := \delta_{arena} \cdot altura_{arena} = 36 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

5.6.6 Integración de carga sísmica.

Datos:

Ubicación: Guatemala

Clasificación de obra: Ordinaria

Suelo tipo: D (Firme)

Nivel de protección: D

Parámetros iniciales

Índice de sismicidad

$$S_{cr} := 1.5 \text{ } g$$

$$I_o := 4$$

$$S_{1r} := 0.55 \text{ } g$$

Ajuste por clase de sitio

$$F_a := 1.0$$

$$F_v := 1.5$$

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a$$

$$S_{1s} := S_{1r} \cdot F_v$$

Período de transición

$$T_s := \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.55$$

Ajuste por clasificación de obra

$$k_d := 0.66$$

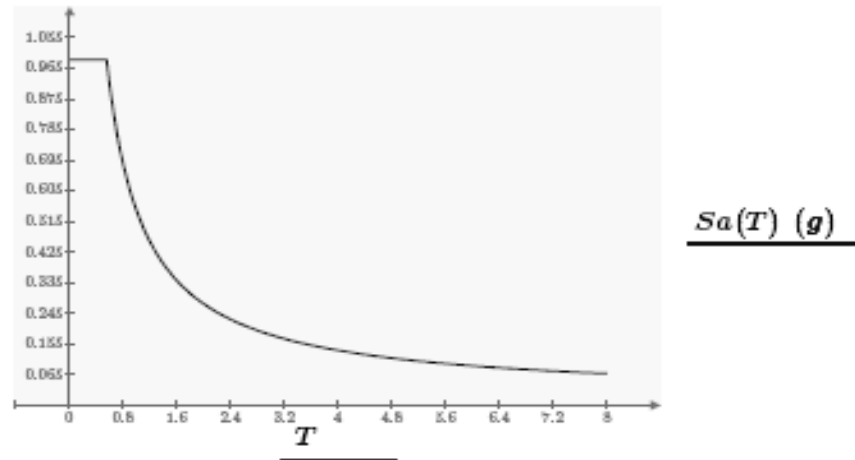
$$S_{cd} := S_{cs} \cdot k_d = 0.99 \text{ } g$$

$$S_{1d} := S_{1s} \cdot k_d = 0.545 \text{ } g$$

$$T := 0, 0.05 \dots 8$$

$$Sa(T) := \text{if}\left(T < Ts, Scd, \frac{S1d}{T}\right)$$

Espectro de Diseño



Sismo Estático Equivalente

Sistema estructural lateral a usar son muros de mampostería reforzada (E2 Agies Doc 6 NSE 3).

Período de vibración empírico

Parámetros

$$Kt := 0.047 \quad x := 0.85 \quad he := 5.00$$

$$Ta := Kt \cdot (he)^x = 0.185$$

$$Sa(Ta) = 0.99 \text{ g}$$

Coefficiente sísmico de diseño

$$R := 4 \quad \text{Por ser sistema estructural de muros de mampostería reforzada}$$

$$Csa := \frac{Sa(Ta)}{R} = 0.248 \text{ g}$$

Revisión coeficiente sísmico de diseño

$$R1 := 0.044 \cdot Scd = 0.044 \text{ g}$$

$$Rev1 := \text{if}(Csa \geq R1, "Ok", "No ok")$$

$$R2 := \frac{0.5 \cdot S1r}{R} = 0.069 \text{ g}$$

$$Rev2 := \text{if}(Csa \geq R2, "Ok", "No ok")$$

$$Rev1 = "Ok"$$

$$Rev2 = "Ok"$$

5.6.7 Combinaciones de carga. Las combinaciones de carga fueron tomadas de la norma AGIES NSE 2.

Notación de las cargas

M – Cargas muertas.

V – Cargas vivas.

Vt – Cargas vivas de techo.

Sh – Carga sísmica horizontal.

Sv – Carga sísmica vertical.

W – Cargas de viento.

Pl – Cargas de lluvia.

Ar – Cargas de arena volcánica.

5.6.7.1 Combinaciones de gravedad.

(CR1) 1.4 M

(CR2) 1.3 M + 1.6 V + 0.5 (Vt o bien Pl o bien Ar)

(CR3) 1.3 M + V + 1.6 (Vt o bien Pl o bien Ar)

5.6.7.2 Combinaciones de sismo.

(CR4) $1.2 M + V + S_v \pm S_h$

(CR5) $0.9 M - S_v \pm S_h$

5.6.7.3 Combinaciones de viento.

(CR6) $1.2 M + V \pm 1.3 W + 0.5 P_l$

(CR7) $0.9 M \pm 1.3 W$

5.6.8 Determinación de las fuerzas en la estructura. Para encontrar las fuerzas actuantes en cada elemento de la estructura a diseñar se utilizó la ayuda de un programa computarizado, ETABS. El procedimiento que se siguió para determinar las fuerzas en la estructura fue el siguiente:

- Determinación de los ejes de la estructura
- Dibujo de los muros, ventanas y losas
- Carga de la estructura utilizando las cargas ya determinadas en la sección 8.2 y 8.3
- Definición de las combinaciones de carga en el programa
- Obtención de los resultados de las fuerzas actuantes para cada elemento de la estructura.

5.6.9 Diseño de los elementos estructurales.

5.6.9.1 Diseño de losas. Debido a la arquitectura de la estructura, la planta de losas de entrepiso se dividió en tres losas, según el área correspondiente (habitaciones, escaleras). Las cargas aplicadas a la losa fueron de acuerdo a las definidas en la sección 8.2, y de acorde a esto se diseñó la losa mediante el método 3 del código ACI 1963. Los resultados del diseño de la losa se presentan en el anexo 1 y 2.

5.6.9.2 Diseño de muros. Para el diseño de los muros de mampostería reforzada interiormente que se plantean para la estructura de este trabajo fueron diseñados siguiendo los lineamientos expuestos en el documento ACI 530-05. Las suposiciones de diseño que se consideraron para el diseño de los muros son expuestos en la sección 3.3.2 del documento ACI 530-05.

El documento dicta que cada muro debe ser revisado para que cumpla con la fuerza axial, el momento flexionante y el corte. El cálculo de la fuerza axial nominal del muro es calculado con la siguiente ecuación, la cual corresponde a la ecuación (3-16) de dicho documento.

$$P_n = 0.80 \left[0.80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (3-16)$$

La ecuación de la fuerza axial nominal presentada es válida para miembros estructurales que posean una relación h/r no mayor a 99. El resultado del cálculo de esta ecuación para cada muro estructural se presenta en el anexo 3.

El siguiente paso fue calcular el esfuerzo nominal a corte de la estructura. Este consta de la suma del esfuerzo nominal a corte de la mampostería más el esfuerzo nominal a corte del refuerzo de acero.

$$V_n = V_m + V_s$$

Para el cálculo del esfuerzo nominal a corte de la mampostería se utilizó la ecuación 3-21 del documento ACI 530-05. La ecuación se presenta a continuación.

$$V_m = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u \quad (3-21)$$

El esfuerzo nominal a corte del refuerzo de acero es calculado en base a la cantidad de acero a corte colocado en la estructura y la separación de esta, por lo que antes de poder realizar el cálculo del esfuerzo a corte del refuerzo de acero, es necesario definir cuanto acero y a cada cuanto se colocará. En el caso de la estructura planteada, el refuerzo a corte del acero será concentrado en soleras espaciadas a cada 1.20 metros. La ecuación para el cálculo del esfuerzo nominal a corte del acero corresponde a la ecuación 3-22 del ACI 530-05, y se presenta a continuación.

$$V_s = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (3-22)$$

El momento flexionante nominal del muro se calculó a partir de la ecuación 3-27 y 3-28 del ACI 530-05. Esta ecuación va en función del área de acero del muro, por lo que es necesario definir previamente a calcular el esfuerzo flexionante nominal del muro, el acero mínimo para cada muro. Es importante mencionar que su capacidad a flexión también va en función de la fuerza axial última, por lo que este dato también se debe calcular previamente. Las ecuaciones utilizadas para este cálculo se presentan a continuación.

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (3-27)$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0.80 f'_m b} \quad (3-28)$$

Adicional a los cálculos realizados para el cálculo de los muros, se realizó un cálculo de la deflexión del muro a media altura debido a la carga axial, el momento nominal y el momento de los elementos quebrados. Esta deformación toma en cuenta los efectos del pandeo del muro y debe cumplir con una deformación máxima permisibles que es igual a 0.007 veces la altura del muro. La ecuación utilizada para este cálculo corresponde a la ecuación 3-31 de ACI 530-05.

$$\delta_s = \frac{5M_{cr}h^2}{48E_mI_g} + \frac{5(M_{ser} - M_{cr})h^2}{48E_mI_{cr}} \quad (3-31)$$

Todos los resultados del cálculo de todos los muros se presenta en el anexo 3.

5.6.9.3 Diseño de cimientos. El diseño de cimientos se realizó siguiendo los lineamientos expuestos en la norma AGIES NSE 4. Debido al tipo de estructura de mampostería reforzada interiormente, la escogencia para el cimiento se consideró como un cimiento corrido para los muros. Se diseñó para la carga máxima del muro crítico, y por facilidad de construcción, se asumió este cimiento para todos los muros.

Luego de realizar el cálculo de los cimientos, se pudo notar que este únicamente debía de cumplir con el refuerzo mínimo, por lo que para fines del diseño, se tomó el diseño de cimiento corrido propuesto en la norma AGIES NSE 4 para viviendas de dos

niveles. Este es un cimiento de 500 mm de ancho por 250 mm de peralte. El refuerzo del cimiento consiste de 4 barras No. 3 corridas más eslabón No.3 a cada 15 centímetros.

5.6.9.4 Diseño de vigas. En el planteamiento del proyecto, debido a la modulación de las losas, fue necesario considerar la colocación de dos vigas de concreto reforzado en el área de las gradas. Estas vigas servirán como apoyo de la losa de entrepiso en las gradas, de modo que esta pueda transferir de una mejor manera la dirección de las fuerzas hacia los cimientos.

Estas vigas se diseñaron siguiendo los lineamientos expuestos en el libro Diseño de Estructuras de Concreto, de Nilson. Este libro se basa en los lineamientos establecidos por el ACI. Debido a que las vigas están sujetas únicamente a flexión, se utilizó el Capítulo 3 de dicho libro para su diseño.

5.6.10 Proceso constructivo

5.6.10.1 Pasos simples para el proceso constructivo de los muros de mampostería.

- Colocar las unidades (trabadas o apiladas); ranurar las juntas.
- Mojar o no las unidades de arcilla: Se debe realizar una prueba de campo para averiguar: trazar un círculo de 25 mm de diámetro en la unidad. Si 20 gotas de agua, puestas en el círculo, se absorben en menos de 1.5 minutos, las unidades deben ser mojadas brevemente antes de colocarse.
- Colocar las varillas
- Vaciado del concreto líquido (Limpiar las celdas, rociar las celdas, vaciar por hiladas o por pisos)
- Vaciado de los elementos de concreto armado
- Dejar la mampostería curarse.

5.6.10.2 Materiales a utilizar.

5.6.10.2.1 Ladrillo. El ladrillo a utilizar para la construcción de la vivienda típica propuesta es un ladrillo de 19 x 10 x 39, refiriéndose a dimensiones de altura – espesor – longitud. El esfuerzo a compresión exacto de este tipo de ladrillo se desconoce, pero para fines de cálculo, se asumió un f'_p de 50 kg/cm². Este valor se asumió a partir de características mecánicas de unidades de mampostería similares. Para un análisis más exacto, el esfuerzo a compresión de las unidades de mampostería a utilizar debe ser calculado experimentalmente a través de pruebas de laboratorio siguiendo los estándares de prueba establecidos en el Masonry Handbook o norma equivalente.

5.6.10.2.2 Mortero de pega. El mortero de pega escogido es un mortero tipo 2, según lo establecido en la norma AGIES NSE 7.4. En base a resultados experimentales sobre el f'_m que brindará el mortero de pega tipo 2 en unidades de mampostería de ladrillo tipo bloque como el que se está utilizando, se asumió un f'_m de 30 kg/cm².

5.6.10.2.3 Acero de refuerzo. El acero de refuerzo que se utilizará consiste de varillas de hierro corrugado, grado 60. Debido a su grado, su esfuerzo de fluencia será de 4200 kg/cm². Se utilizarán únicamente varillas que cumplan con las especificaciones de refuerzo de acero que fueron expuestas en la sección 6.2.

5.6.10.2.4 Cemento. El cemento que se utilizará para la mezcla de mortero o concreto líquido, será únicamente aquel que cumpla con las normas que le rigen establecidas en los Capítulos 4 y 5 respectivamente. Además de cumplir con estas normas, se debe procurar utilizar un cemento que esté bien almacenado, fuera de contacto con humedad, íntegro, etc.

6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Tabla No. 96: Comparativa de propiedades físicas y mecánicas de materiales constructivos.

	Bambú	Madera	Europanel	Concreto reforzado	Bloque de concreto	Bloque de ladrillo
Propiedades físicas						
Conductividad térmica:	0.13 W/(m*K), 0.024 W/(m*K)	0.1 W/(m*K)	0.06 W/(m*K)	1.8 W/(m*K)	0.47 W/(m*K)	0.48 W/(m*K)
Conductividad acústica:	Absorbe 10 % de las ondas	Absorbe el 10% de las ondas	Absorbe el 10% de las ondas	55 dB como perdida en la intensidad de las ondas acústicas	50 dB como perdida en la intensidad de las ondas acústicas	43 dB como perdida en la intensidad de las ondas acústicas
Densidad:	650 kg/m ³	650 kg/m ³	200 kg/m ³	2350kg/m ³	1680 kg/m ³	1220 kg/m ³
Absorción de agua:	N/A	12%	1.75%	13%	15%	17%
Propiedades mecánicas						
Compresión	14 MPa	14.5 MPa	0.18MPa	20Mpa	9.8 MPa	9.8 MPa
Tensión:	18 MPa	11.86 MPa	0.08MPa	0.55Mpa	N/A	
Flexión:	15 MPa	10.4 Mpa	0.17MPa	N/A	N/A	
Corte:	1.2 MPa	5.23 Mpa	0.08MPa	N/A	N/A	
Módulo de Elasticidad:	9500 MPa	9490 Mpa	4.5MPa	1274.87Mpa	1839.375 Mpa	

Para realizar la comparación entre los diferentes materiales, se estudiaron diversos enfoques. El primer enfoque estudiado fue las propiedades físicas de cada material. Para esto se tomaron cuatro parámetros específicos: conductividad térmica, conductividad acústica, densidad y absorción de agua.

La conductividad térmica se refiere a la capacidad de conducción de calor a través del material. La conductividad acústica se refiere a la velocidad del sonido cuando atraviesa un material. Por otro lado la densidad es la cantidad de masa por unidad de volumen y por último la absorción de agua se refiere a la cantidad de agua que puede absorber un material en función de la masa.

Con respecto a la conductividad térmica se puede observar que la madera y el bambú tienen el mismo coeficiente térmico ya que son materiales muy parecidos. Por otro lado el bloque de concreto y el bloque de ladrillo cuentan con coeficientes bastante similares siendo estos los coeficientes más elevados. Por último el europanel es el que posee el coeficiente más pequeño. De esto podemos concluir que el europanel, la madera y el bambú, son los materiales más aislantes, que se puede traducir en clara ventaja sobre los demás porque conservan la temperatura.

Observando los coeficientes de conductividad acústica se puede determinar que los materiales de bloque de concreto, bloque de ladrillo y concreto reforzados son los que contienen una menor conductividad acústica a diferencia de los demás materiales. Por lo que estos materiales impiden de una mejor forma el paso de la onda sonora.

En lo que se refiere a la densidad, se observa que los materiales de mayor densidad son el bloque de ladrillo, el concreto reforzado y el bloque de concreto. Esto

puede presentar desventajas en la estructura como lo pueden ser: el diseño sísmico, el peso de la estructura, en el dimensionamiento de los elementos estructurales. Por otro lado los materiales como madera, bambú y europanel, su densidad varían desde 200 kg/m^3 a 650 kg/m^3 . Lo cual representa un 10% de la densidad de los materiales anteriores. Esto se refleja en tener estructuras livianas, las cuales tienen ventajas en diseño sísmico pero a la vez tienen desventajas con el volteo generado por las cargas de viento.

Comparando la capacidad de absorción de agua de los materiales, el bambú en particular no tiene un porcentaje de absorción ya que tiene un recubrimiento con cera exterior lo que le da una impermeabilidad. En cuanto a la madera es similar al del concreto que son los materiales de una absorción media. Los de mayor absorción son el bloque de ladrillo y bloque de concreto. En términos generales una alta absorción no presenta ninguna ventaja para la estructura, si la estructura presenta refuerzos de acero es una desventaja ya que se puede generar una corrosión, en cuanto a la madera, el bambú y el europanel, el porcentaje de absorción no presenta ningún tipo de ventaja ya que esto puede generar que sus propiedades mecánicas cambien y puedan afectar la integridad de la estructura.

Al momento de comparar las propiedades mecánicas de los materiales se tomaron los siguientes parámetros: capacidad a compresión, tensión, flexión, corte y módulo de elasticidad.

Para la compresión se observó que los materiales con mayor capacidad son la madera con 14.5 MPa y el bambú con 14 MPa, luego de estos siguen los bloques de concreto y el ladrillo. Por último el europanel no tiene capacidad de ser un material

estructural, lo cual solamente se puede utilizar como material de relleno. La resistencia a compresión de la madera y el bambú están íntimamente ligados a su eje de aplicación.

Para la resistencia a la tensión, flexión y corte de los materiales se reflejó que el bambú y la madera son los materiales de mayor capacidad. Para esta esta resistencias es importante mencionar que los materiales de concreto reforzado, bloque de ladrillo y bloque de concreto no pueden ser comparados, ya que estos materiales trabajan como una unidad con el refuerzo de acero, el cual aporta la capacidad para resistir los mismo. Por lo que se debe comparar como una unidad y no como elementos independientes.

Por último el módulo de elasticidad representa la capacidad de un material de regresar a su estado inicial después de haber sido sometido a un esfuerzo. Por lo que en este caso los materiales de mejor módulo de elasticidad son la madera y el bambú. Luego le siguen el concreto reforzado, el bloque de ladrillo y el bloque de concreto.

Para el europanel es importante mencionar que este no es un material estructural, el cual no tiene la capacidad necesaria para resistir fuerzas o esfuerzos externos.

Tabla No. 97: Comparativa de rendimientos en sistemas constructivos.

Actividad	Material	Unidad	Cantidad	Rendimiento por hora	Total horas	Total de días
Trazo y excavación		m3	19.4	2.5	7.76	0.97
Armado y fundición de cimiento corrido		ml	19.4	3	6.47	0.81
Levantado de muros 1er nivel	bambú	m ²	46.56	2.03	22.94	2.87
	madera	m ²	46.56	2	23.28	2.91
	block concreto	m ²	46.56	0.225	206.93	25.87
	ladrillo	m ²	46.56	0.23	202.43	25.30
	concreto	m ²	46.56	2.5	18.62	2.33
	europanel	m ²	46.56	2.15	21.66	2.71
Losa de entrepiso	bambú	m ²	22.8	0.475	48.00	6.00
	madera	m ²	22.8	0.38	60.00	7.50
	block concreto	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	ladrillo	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	concreto	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	europanel	m ²	22.8	0.45	50.67	6.33
Levantado de muros 2do nivel	bambú	m ²	46.56	3.12	14.92	1.87
	madera	m ²	46.56	2	23.28	2.91
	block concreto	m ²	46.56	0.225	206.93	25.87
	ladrillo	m ²	46.56	0.23	202.43	25.30
	concreto	m ²	46.56	2.5	18.62	2.33
	europanel	m ²	46.56	2.15	21.66	2.71
Losa o cubierta de techo	bambú	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	madera	m ²	22.8	0.46	49.57	6.20
	block concreto	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	ladrillo	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	concreto	m ²	22.8	0.9	25.33	3.17
	europanel	m ²	22.8	0.22	103.64	12.95

Tabla No. 98: Comparativa de días/hombre por sistema constructivo.

Resultados días/hombre						
Material	bambú	madera	Bloque de concreto	ladrillo	concreto	europanel
Días	47.03	53.23	119.69	117.44	51.07	105.92

Otro punto de comparación de los materiales constructivos es el tiempo de ejecución. Para ello se consideraron actividades comunes para una vivienda. Estas son: trazo y excavación, armado y fundición de cimiento corrido, levantado de muros de primer nivel, losa de entrepiso, levantado de muros de segundo nivel, losa o cubierta de techo.

La forma de comparación para cada actividad realizada, se realizó por medio de la cuantificación de cantidad de trabajo como lo son los metros lineales de cimiento corrido, metros cuadrados de losas y metros cuadrados de muros. Adicional a esto se determinaron los rendimientos por hora de cada uno de los materiales para cada actividad, este concepto consiste básicamente en cuanto trabajo es capaz de realizar una persona en una hora, para luego poder obtener una cantidad estimada de horas para cada actividad. Es importante mencionar que los rendimientos por hora fueron determinados a partir de experiencias laborales.

En lo que se refiere a las primeras dos actividades de trazo y excavación, y armado y fundición de cimiento corrido se tomaron como actividades comunes para cada sistema constructivo, ya que el cimiento corrido no es determinante en una comparativa de este tipo.

Para el resto de las actividades en la construcción de la vivienda, se pudo observar según los rendimientos establecidos que el bambú, el concreto y la madera son los sistemas constructivos de menor tiempo de ejecución. Mientras que el bloque de concreto, de ladrillo y europanel, presentan tiempos de ejecución mayores a los 100 días.

Tabla No. 99: Elementos estructurales para cada sistema constructivo.

Elemento estructural	Material de diseño					
	Bambú	Madera	Concreto	Block	Ladrillo	Europanel
Cimentación	Corrido de 40 x 20 cms. Reforzado con varillas No. 3 en dirección x y y varillas No. 3 a cada 40 cms	Cimiento Corrido de 40 x 20 cm. Reforzado con varillas No. 3 @ 0.25 m en dirección x y No. 3 @ 0.25 m en dirección y	Cimiento corrido de 50 x 25 cms. Reforzado con varillas No. 4 en dirección "x" y varillas No.3 a cada 20cm	Cimiento corrido de 50 x 25 cms. Reforzado con varillas No. 3 en ambos sentidos.	Cimiento corrido de 50 x 25 cms. Reforzado con varillas No. 3 en ambos sentidos.	Cimiento corrido de 50x70cm. Refuerzo de 4 varillas No. 3 con eslabones a cada 15cm.
Muros primer nivel	Pedestales de 20 x 20 cms. Columnas y breizas de Guadua de diámetro 10 cms. Muros cubiertos de esterilla de bambú.	Panel de madera de 2"x3" de pie derecho separados a 40 cm. Con una costanera de 2"x3" en el cordón superior e inferior. Con una cubierta de plywood de ½" de espesor	Muros estructurales de concreto reforzado con un espesor de 10 centímetros y refuerzo mínimo de electro malla 6"X6"	Muros confinados con refuerzo vertical de mochetas y horizontal por medio de soleras.	Muros reforzados interiorment e mediante un refuerzo horizontal concentrado en soleras y un refuerzo vertical distribuido en pines.	Se utilizaron paneles de madera con parales de 2x2in, a 45cm. columnas principales de 5x5in y Europanel de 12 centímetros
Entrepiso	Tablón de pino de 1" x 1', vigas secundarias de Guadua de diámetro 12 y vigas principales de Guadua de diámetro 18 cms.	Tablón de 1/2" espaciado cada 40 cm y vigas secundarias de 2"x4" espaciadas cada 40 cm.	Losa de 10 cms. De espesor con refuerzo en ambos sentidos de electro malla y bastones de acero No4, a cada 20 centímetros	Losa de 10 cms. De espesor con refuerzo en ambos sentidos de varillas de acero No. 3 a cada 20 cm.	Losa de 10 cms. De espesor con refuerzo en ambos sentidos de varillas de acero No. 3 a cada 20 cm.	Se utilizaron vigas gravitacionales de 14x14in con costaneras de 2x2in. Piso de madera tipo sándwich.

Continuación - Tabla No. 99: Elementos estructurales para cada sistema constructivo.						
Elemento estructural	Bambú	Madera	Concreto	Block	Ladrillo	Europanel
Muros segundo nivel	Columnas y breizas de Guadua de diámetro 10 cms. Muros cubiertos de esterilla de bambú.	Panel de madera de 2"x3" de pie derecho separados a 40 cm. Con una costanera de 2"x3" en el cordón superior e inferior.	Muros estructurales de concreto reforzado con un espesor de 10 centímetros y refuerzo mínimo de electro malla 6"X6"	Muros confinados con refuerzo vertical de mochetas y horizontal por medio de soleras.	Muros reforzados interiorment e mediante un refuerzo horizontal concentrado en soleras y un refuerzo vertical distribuido en pines.	Se utilizaron parales de 2x2in a cada 45 cm. Con paneles de madera y columnas de 5x5in.
Cubierta de techo	Lámina galvanizada. Costaneras de Guadua de diámetro 10 cms y vigas de techo de Guadua de diámetro 15 cms.	Costanera de 2"x2" espaciada cada 40 cm. Y lámina galvanizada.	Losa de 10 cms. De espesor con refuerzo en ambos sentidos de electro malla y bastones de acero No4, a cada 20 centímetros	Losa de 10 cms. De espesor con refuerzo en ambos sentidos de varillas de acero No. 3 a cada 20 cms.	Losa de 10 cms. De espesor con refuerzo en ambos sentidos de varillas de acero No. 3 a cada 20 cms.	Se utilizaron vigas primarias de 5x5in. Se utilizó Europanel de 30 centímetros de espesor para poner de cubierta.

En este trabajo se calificó dos tipos de estructuras para poder hacer una comparación. Hay estructuras livianas y estructuras pesadas. De esta manera se discutirán los elementos estructurales.

En las estructuras livianas se encuentran: el bambú, la madera y el europanel. En las estructuras pesadas están: concreto reforzado, el bloque de ladrillo y el bloque de concreto reforzado.

Se puede observar la diferencia de tipo de estructura comenzando por la cimentación. Para las estructuras livianas fue posible utilizar un cimiento de 40 x 20 centímetros y este está sobrado, mientras que para las estructuras más pesadas fue necesario incrementar la dimensión del cimiento a 50 x 25 centímetros. Lo liviano de las estructuras permite tener un menor cimiento. Esta cimentación puede ser optimizada si se sabe la capacidad soporte del suelo de donde se construirá la obra. En este caso, como no se tiene un lugar específico de construcción se supuso que la capacidad soporte del suelo es de 10 toneladas por metro cuadrado, un valor promedio de suelo.

Las estructuras livianas requieren de estar aisladas y separadas del suelo. Esto se debe a que al ser materiales naturales, se pudren ante la presencia de humedad o de agua. El europanel y la madera fueron aisladas del suelo con un muro de mampostería mientras que el bambú fue separado con pedestales. Estos muros y pedestales van desde el cimiento corrido hasta el inicio de los elementos. El muro para el europanel y para la estructura de madera consta del cimiento corrido y de dos hiladas. Encima de esto va una solera de humedad. Esto permite que la madera este a una distancia de 20 centímetros del nivel del suelo y de esta manera se aísla. Por parte del bambú, los pedestales utilizados son desde el cimiento corrido hasta cada columna. Estos salen 30 centímetros del suelo con la idea de aislar el bambú.

Las estructuras pesadas utilizan cemento corrido al igual que las estructuras livianas. Para estas, no existe dificultad en cuanto a la humedad pues los materiales son más resistentes a la humedad. En el bloque de ladrillo se ponen dos hiladas y después una solera de humedad, mientras que en el bloque de concreto solamente se puso una hilada, dejando la solera de humedad a nivel del suelo. En el caso del concreto, se funden los muros desde el cimiento. Se puede decir que la forma más sencilla de cimentación es la del concreto, pues el muro sale desde el cimiento, mientras que en los otros materiales hay que utilizar solera de humedad o pedestales. Para la madera,

europanel, bloque de ladrillo y bloque de concreto se utiliza un sobre cimientado de mampostería y solera de humedad. El bambú fue el único material que necesitó de pedestales. El uso de pedestales se volvió conveniente debido a la separación entre las columnas, para la madera fue necesario poner un muro como sobre cimientado debido a la proximidad entre las columnas o pie derecho.

El espesor de los muros es similar en varios materiales. El bambú, el concreto reforzado y el bloque de ladrillo tienen 10 centímetros de espesor, mientras que la madera tiene 9 centímetros. Después de estos los sigue el bloque de concreto con 15 centímetros y por último está el europanel con 23 centímetros, esto incluye la madera y el europanel. Encontramos una similitud entre el espesor de los materiales, mientras que el bloque de concreto es ligeramente mayor. El europanel es más del doble, esto se debe a que en el espesor se contempla la estructura de madera que actúa de forma estructural y el europanel que actúa como material aislante. El europanel tiene un espesor de 12 centímetros mientras que la madera que le da resistencia estructural tiene 11 centímetros. Si se elimina la presencia de europanel, la diferencia entre el espesor de los distintos materiales es mínima. En cuanto a recubrir los muros, existe una ventaja clara de las estructuras pesadas sobre las livianas. Las estructuras pesadas utilizan el mismo material estructural para cerrar los muros. Para las estructuras livianas es necesario utilizar plywood o esterilla. Para el europanel y la madera se utilizó plywood y para el bambú esterilla. En las estructuras de madera, el plywood actúa como material estructural mientras que la esterilla para el bambú no actúa de forma estructural. Las estructuras pesadas utilizan muros de corte, mientras que las estructuras livianas utilizan un sistema de marcos, en el bambú se utiliza arrostramiento mientras que en las estructuras de madera se utilizan paneles de resistencia lateral.

El entrepiso de las estructuras pesadas es igual, una losa de concreto reforzado de 10 centímetros de espesor. Las losas para el bloque de concreto y el bloque de ladrillo

es exactamente igual, el de la vivienda de concreto reforzado es distinto. Esto cambia en el refuerzo. En el caso del concreto, se utilizan bastones como medio de unión entre muros y losa y dos camas de electro malla como refuerzo. En las otras dos estructuras pesadas, se utilizan varillas número 3 a cada 20 centímetros. En este caso la fabricación de la vivienda de concreto es más sencilla, ya que no se tiene que hacer el armado del refuerzo y esto le da una ventaja en rendimiento.

Las estructuras livianas tienen entrepisos distintos. Todos utilizan un sistema de vigas y costaneras, pero son de distintos materiales. La vivienda de Guadua tiene vigas y costaneras de bambú y sobre estas tablón de 1 pulgada, la vivienda de madera tiene vigas y costaneras de madera y tablas de $\frac{1}{2}$ pulgada y el europanel utiliza un entrepiso tipo sándwich, en el que se ponen vigas en el centro y en la parte de abajo y encima se pone plywood. Estos son tipos distintos de entrepisos, son similares en el aspecto de que el sistema de resistencia es formado por vigas, pero las cubiertas son de materiales y formas distintas.

El planteamiento de los muros de segundo nivel son igual a los de primer nivel en todos los tipos de vivienda, el único material que cambia es el bambú, pues este utiliza columnas desde el suelo hasta la cubierta de techo. Se utilizan los mismos espesores ya mencionados. En cuanto a las estructuras livianas, el bambú tiene la ventaja de tener un elemento continuo desde el suelo, mientras que las columnas de madera y europanel salen desde el entrepiso.

La cubierta difiere en cuanto a los sistemas constructivos. Las estructuras livianas tienen un techo de lámina inclinado. El sistema de resistencia está formado por vigas. Es similar para las estructuras livianas, pero para el europanel se utiliza una capa de panel. Esto hace que el espesor de la cubierta sea mayor, pero esto conlleva a una ventaja

clara sobre la madera y el bambú. El europanel es aislante, mientras que los otros dos tipos de construcción son propensos a cambios de temperatura por la lámina.

En el caso de las estructuras pesadas se hizo una losa plana de concreto reforzado. En el caso del bloque de concreto y el bloque de ladrillo, se utilizó una losa igual a la de entrepiso. Para el caso de la vivienda de concreto reforzado también se utilizó una losa igual a la de entrepiso. Nuevamente, la fabricación de la vivienda de concreto fundido es más rápida ya que no se debe hacer el armado. Al ser plana la losa, es necesario hacerle paños. Esto es para que la losa tenga una pendiente y el agua no quede empozada.

7. CONCLUSIONES

- Para comparar los elementos estructurales se requirió clasificar las estructuras en livianas y pesadas. Las livianas son: Bambú, madera y europanel. Las pesadas son: Bloque de concreto reforzado, bloque de ladrillo y concreto reforzado.
- Los elementos de las estructuras livianas eran muy parecidos entre sí, sin embargo no eran de las mismas dimensiones. No únicamente las dimensiones son distintas sino que además el espaciamiento y los materiales para cubierta son distintos.
- Las estructuras pesadas poseen muros de espesores similares, cimentaciones iguales y losas del mismo peralte, lo que hace a estas viviendas muy parecidas entre sí.
- El material con la conductividad térmica más baja es el europanel, el cual posee un coeficiente de $0.06 \text{ W/ (m}^{\circ}\text{K)}$.
- El concreto, bloque de ladrillo y de concreto, son los mejores materiales de aislamiento acústico.
- El bambú, la madera y el europanel son materiales con densidades menores a los 700 kg/m^3 .
- El bloque de concreto, de ladrillo y concreto reforzado son materiales con densidades mayores a los 1200 kg/m^3 .

- El bloque de concreto y de ladrillo presentan mayores porcentajes de absorción de agua con un 15 y 17% respectivamente.
- El único criterio de comparación en las propiedades mecánicas de los materiales es la capacidad a compresión.
- El bambú y la madera presentan mayor capacidad a compresión que el resto de los materiales con 14 y 14.5 Mpa respectivamente.
- El bambú y la madera presentan los mayores módulos de elasticidad con 9500 Mpa y 9490 Mpa.
- El europanel no puede ser considerado como un material estructural.
- El menor tiempo de ejecución para realizar la vivienda planteada es mediante el sistema constructivo de bambú con 47 días de ejecución.

8. RECOMENDACIONES

- Debido a que los materiales que componen las estructuras livianas son biodegradables se debe poner una especial atención a la separación del nivel del suelo y el material.
- El ingeniero a cargo de la supervisión de la construcción de la vivienda compuesta de materiales livianos propuestos en este trabajo debe prestar especial atención al desarrollo de la mano de obra.
- Se debe respetar las normativas de diseño y construcción que aplican para cada sistema constructivo propuesto en este proyecto.
- Se recomienda revisar la proveniencia de las materias primas de construcción, buscando cumplir con las especificaciones técnicas de los códigos de diseño.
- Para lograr las capacidades a compresión de la madera y el bambú presentadas en este trabajo se deben colocar con la fibra paralela a la fuerza gravitacional.
- Se recomienda no utilizar el europanel como material estructural.
- Para los rendimientos se recomienda tener criterios propios para la estimación del tiempo de ejecución de cada sistema constructivo.

9. BIBLIOGRAFÍA

- _____; 2010a. *NSR-10. Título C, Concreto Estructural*. Bogotá, Colombia. 590 págs.
- _____; 2010b. *NSR-10. Título F, Estructuras metálicas*. Bogotá, Colombia. 584 págs.
- _____; 2010c. *NSR-10. Título G, Estructuras de Madera y Estructuras de Guadua*. Bogotá, Colombia. 168 págs.
- “Cimentaciones” Capítulo B, 2.4, *Manual de obras civiles*, Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
- “Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, DDF, Serires del Instituto de Ingeniería, Núm. ES-2, México 1991.
- “Diseño estructural de cimentaciones”, Capítulo C2, pag, 2, *Manual de obras civiles*, Comisión Federal de Electricidad, México 1981.
- “Principles of Sismogram Interpretation”, Kinematics, Inc., Application note, marzo, 1992.

- 2010a. *AGIES NSE 3-10 Diseño Estructural de Edificaciones*. Guatemala, Guatemala, 50 págs.
- ACI, Institución Americana del Concreto, requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI318s-08) y comentario.2008
- Administración Pública del Distrito Federal. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. . Distrito Federal, México.
- Acuña, L. y Casado, M. (2005). *Tecnología de la madera*. 1era. Edición. Universidad de Valladolid. España.
- Anónimo. 2001. Escuela Técnica Superior, Ingenieros de Caminos Canales y Puertos. El Acero En la Construcción. España. Versión Electrónica. Consultada el 30 de mayo de 2013.
http://caminos.udc.es/info/asignaturas/406/contenido_publico/recursos/tema00.pdf
- Aragón O. 2005. La madera en la construcción y el análisis del ciclo de vida. Consultado el 30 de mayo de 2013.http://www.omaaragon.org/riesgos/ficheros/_3329.pdf
- Arias Julia, *et al.* 2011. *Simón Vélez*. Santa Fe, Argentina. Universidad Nacional de Rosario. 19 págs.
- Arnal simón, L. y M. Betancourt, *Nuevo reglamento de construcciones*, 2ª. Ed., Trillas, México, 1994

- Arrieta, J. (Enero de 2001). Fabricación de bloques de concreto con una mesa vibradora. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado el 3 de Agosto de 2013, de Fabricación de bloques de concreto con una mesa vibradora: <http://es.scribd.com/doc/24876405/Fabricacion-bloques-de-cemento>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1998). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismoresistente, NSR-98*. Bogotá, Colombia.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Título D.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010. *NSR-10. Título B, Cargas*. Bogotá, Colombia. 88 págs.
- Asociación guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. 2010. *AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección*. Guatemala, Guatemala. 72 págs.
- Bazán, L. y R. Meli, *Manual de diseño sísmico de edificios de acuerdo con el reglamento de construcciones del distrito federal*, Noriega Limusa, México, 1984.
- Belinda Nelly. 1995. *El Bambú Utilizado Como Material de Construcción*. Francisco Morazán, Honduras. 8 págs.

- Borbón, A. C., Cabanillas, R. E., & Pérez, J. B. (2009). Modelación y Simulación de la Transferencia de Calor en Muros de Bloque de Concreto Hueco. Informe académico, Universidad de Sonora, Sonora.
- Botero, L. (2002). Análisis de Rendimientos y consumos de mano de obra en actividades de construcción.
- Burgos Amarilis. 2003. *Revisión de las Técnicas de Preservación del Bambú*. Mérida, Venezuela. Universidad de Los Andes. 10 págs.
- Carranza Fred y Taco Jorge. 2011. *Cálculo y Diseño Estructural para la Cubierta del Mercado Central de la Parroquia de Píntag en base a Tenso-Estructura con el Uso del Bambú Gigante*. Sangolquí. Sangolquí, Ecuador. 231 págs.
- Centro de Trasnferencia Tecnologica (2004). *Manual de construccion de viviendas de madera*, 1era edición, Chile
- COGUANOR. (2011). NTG 41054. Bloques huecos de concreto. Especificaciones. Guatemala: Comisión Guatemalteca de Normas Ministerio de Economía
- Colombia, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. *Manual de Construcción Sismo Resistente de Viviendas en Bahareque Encementado*. Darío Prieto Samuel. Bogotá, Colombia. 69 págs.
- Comisión Guatemalteca de Normas. (2012). *COGUANOR NTG 41050. Mortero de pega para unidades de mampostería. Especificaciones*. Guatemala.

- Comité ACI 318. (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario.
- Construpedia. (2010). *Construmática*. Obtenido de Ladrillo: <http://www.construmatica.com/construpedia/Ladrillo>
- CORMA. *Aspectos Relevantes a Considerar en un Proyecto de Construcción de Vivienda*. Chile. Centro de Transferencia Tecnológica. 10 págs.
- Correal Juan Francisco y Arbeláez Juliana. 2010. *Influence of Age and Height Position on Colombian Guadua Angustifolia Bamboo Mechanical Properties*. Bogotá, Colombia. Universidad del Bío-Bío. 10 págs.
- Earle, Christopher J. (2012), *Pinus Maximinoi*K, The Gymnosperm Database 2013, encontrado en: http://www.conifers.org/pi/Pinus_maximinoi.php, consultado el 22/09/2013
- European Technical Approval (Bratislava). STYRCON – *Aislamiento térmico de tablas de poliestireno con cemento usado para la protección térmica de la construcción de edificios*. Studená 3, 821 04 Bratislava Slovak Republic, 2010. 8 págs.
- *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, Fundación ICA, A.C., México, 2000
- Farjon, A. 2013. *Pinus maximinoi*. In: IUCN 2013. IUCN Red List of Threatened Species. Version 2013.1

- Flores A. y L. Esteva L, *Análisis y diseño de cimentaciones sobre terreno compresible*, UNAM, Instituto de Ingeniería publ. Núm. 258, México 1970.
- Forest Products Laboratory (1999). *Wood handbook —Wood as an engineering material*. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. USA.
- Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes. (2011). *Diseño Estructural de Casas Habitación*. México DF, Editora, McGraw-Hill/Interamericana Editores S.A. De C.V.
- Gálvez, J. (2010). Aspectos generales durabilidad. Puerto Rico: Universidad Politécnica de Madrid.
- Gere G. y S. Timoshenko S., *Mecánica de materiales*, Grupo Editorial Iberoamérica, México 1986.
- Giménez, A., Ríos, N. y Moglia, G. (2000). *Relación albura-duramen en tres especies arbóreas de la Región Chaqueña Seca*. Fac. De Ciencias Forestales. Universidad Nacional de Santiago del Estero. Argentina.
- Gonzales, Yetzica, et al. 2009. *Preservación de Bambusa Vulgaris Schrad. ex Wendl mediante métodos sin presión*. Mérida, Venezuela. Recuperado el 17 de septiembre de 2013 de Universidad de Los Andes: <http://www.saber.ula.ve/revistaforestal/>
- González Cuevas O. y Robles O., *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, 3ª. Ed., Noriega Limusa, México, 1995.

- Hudson, D.E., *Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms*, Earthquake Engineering Reserach Institute, Pasadena, California., 1979.
- Inmaco. (s.f.). *Inmaco Guatemala*. Obtenido de Fichas Técnicas: <http://www.inmaco.com.gt/index.php/en/catalogos/fichastecnicas>
- Instituto Boliviano del cemento y el hormigón. (2010). *Diseño y Construcción de viviendas de bloques de hormigón*.
- James E. Amrhein, S. (2009). *Reinforced Masonry Engineering Handbook, Clay and Concrete Masonry* (6th Edition ed.). Masonry Institute of America.
- Juárez Badillo A. y Rico A., *Mecánica de suelos*, 2ª ed., Limusa, México, 1979.
- Klingner, R. E. (2011). *Especificación, Diseño y Cálculo de Mampostería*. San José, Costa Rica.
- Ladrillos Las Cruces. (s.f.). *Ladrillos Las Cruces*. Obtenido de Ladrillos Estructurales: <http://www.ladrilloslascruces.com/>
- Luna Patricia, et al. 2011. *Metodología de Diseño de Estructuras en Guadua Angustifolia Como Material Estructural por el Método de Esfuerzos Admisibles*. Bogotá, Colombia. Universidad Nacional de Colombia. 10 págs.
- Manual for Engineered Wood Construction. 2005. American Forest & Paper Association, American Wood Council. Estados Unidos. 160 págs.

- Masonry Institute of America. (2012). *Reinforced Concrete Masonry Construction, Inspectors Handbook* (7th Edition ed.).
- Masonry Standards Joint Committee (MSJC). (2005). *Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05)*.
- Meli R., "Diseño estructural", Noriega Limusa, México, 1991.
- Mercedes José Ramón. 2006. *Guía Técnica Cultivo del Bambú*. Santo Domingo, República Dominicana. CEDAF. 38 págs.
- Minimum Design Loads for Building and Other Structures. 2010. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos. 608 págs.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *E. 100 Bambú*. Lima, Perú. 58 págs.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. *Proyecto Normativo, Diseño y Construcción con Bambú*. Lima, Perú. 58 págs.
- Monroy Elia Melina. 2006. *Tratamiento Químico de Cuatro Especies de Bambú para su Preservación, Utilizando Ácido Bórico-Borax-Dicromato de Sodio por el Método de Inmersión y Baño Caliente-Frío*. Guatemala, Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. 99 págs.
- Museo Del Ladrillo. (s.f.). *Museo Del Ladrillo*. Obtenido de Historia del Ladrillo: http://www.museodelladrillo.com.ar/historia_del_ladrillo.asp

- Naranjo, Guillermo. 2012. *Conferencia sobre Bambú Guadua*. Guatemala, Guatemala.
- National Design Specification, design values for wood construction. 2005. American Forest & Paper Association, American Wood Council. Estados Unidos. 71 págs.
- Navas, A. (2007). Propiedades a compresión de la mampostería de bloques de concreto. San José.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá, Colombia: McGraw Hill.
- Nolivos Juan Carlos y Yacelga Jaime Gonzalo. 2010. *Estudio de Conexiones entre Elementos Estructurales de Caña Guadua Sometidos a Carga Axial*. Quito, Ecuador. Escuela Politécnica Nacional. 192 págs.
- *Normas de la compañía PN01*. 2013. Styrcon Ltda. Bratislava, Eslovaquia. 10 págs.
- Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala, Estudios geotécnicos y de microzonificación. 2010. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Guatemala. 43 págs.
- Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala. (2010). *AGIES NSE 4*. Guatemala.

- Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala. (2010). *AGIES NSE 7.4 Mampostería Reforzada (NR9: 2000)*. Guatemala.
- Raúl Jean Perrilliat, J. C. (s.f.). *Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería*. México DF.
- Resumen de actividades, Fundación ICA, A. C., México, 1992.
- Secretaría de Educación Pública. (2007). Manual: Elaboración de bloques de concreto. Chiapas: CECyTECH.
- Taylor, Robert J. 1997. Designing with LRFD for Wood. Estados Unidos. American Wood Council. 5 págs.
- UNE. (2006). *UNE 56544 Clasificación visual de la madera aserrada para uso estructural: Madera de coníferas*. 1era. Edición. España.
- Wikipedia. *Guadua Angustifolia*. Recuperado el 19 de junio de Wikipedia: http://es.wikipedia.org/wiki/Guadua_angustifolia
- Winandy, J. (1994). *Wood Properties*. USDA-Forest Service, Forest Products Laboratory. Encyclopedia of Agricultural. Vol 4. Orlando, Florida. USA.
- Wordreference. Definiciones variadas. Recuperado el 20 de junio de wordreference: <http://www.wordreference.com/es/>

10. ANEXOS

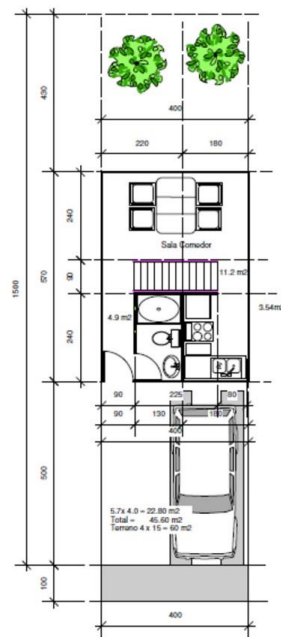
10.1 Bambú Guadua Angustifolia.

10.1.1 Apéndice A: Cálculo de Estructura de Guadua y Conexiones.

Proyecto: Diseño de Vivienda en Bambú Guadua Angustifolia

Descripción del Proyecto

Se plantea una estructura de vivienda familiar de 2 niveles. La estructura principal será de bambú, especie Guadua Angustifolia. Cada nivel tiene 22.80 metros cuadrados, la casa tiene 45.60 metros cuadrados y su diseño se plantea en un terreno de 60 metros cuadrados. A continuación se muestran vistas de planta del proyecto.



Planta nivel 1



Planta nivel 2

Datos del Proyecto

Ubicación: Ciudad de Guatemala

Clasificación de obra: Ordinaria

Uso: Vivienda

Dimensión de la estructura: 45.60 m²

Metodología: ASD

Integración de Cargas

$$ppte := 40 \frac{kgf}{m^2}$$

$$cmste := 50 \frac{kgf}{m^2}$$

$$cvte := 50 \frac{kgf}{m^2}$$

$$are := 1800 \frac{kgf}{m^3} \cdot 2 \text{ cm} = 36 \frac{kgf}{m^2}$$

$$llte := 0.0098 \cdot 20 \text{ mm} \cdot \frac{kPa}{mm} = 19.986 \frac{kgf}{m^2}$$

Carga de viento

Exposición tipo B

$$hte := 2.6 \text{ m} \quad hpiso := 2.4 \text{ m}$$

$$altoviento := hpiso + hte = 5 \text{ m}$$

$$Ce := 0.64 \quad Cq := 0.8 \quad qs := 474 \text{ Pa}$$

$$Pw := Ce \cdot Cq \cdot qs = 24.747 \frac{kgf}{m^2}$$

Integración de carga gravitacional de techo**Combinaciones de carga**

$$B.2.3.1 := (ppte + cmste) = 90 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.3.1 := (ppte + cmste) + llte = 109.986 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.3.2 := (ppte + cmste) + cvte = 140 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.4.1 := (ppte + cmste) + 0.75 \cdot cvte = 127.5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.4.2 := (ppte + cmste) + 0.75 \cdot llte = 104.99 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.5 := (ppte + cmste) + Pw = 114.747 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.7.1 := (ppte + cmste) + 0.75 \cdot Pw + 0.75 \cdot cvte = 146.06 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.7.2 := (ppte + cmste) + 0.75 \cdot Pw + 0.75 \cdot llte = 123.55 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.9 := 0.6 \cdot (ppte + cmste) + Pw = 78.747 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Wute := \max(B.2.3.1, B.2.3.3.1, B.2.3.3.2, B.2.3.4.1, B.2.3.4.2, B.2.3.5, B.2.3.7.1, B.2.3.7.2, B.2.3.9)$$

$$Wute = 146.06 \frac{kgf}{m^2}$$

Diseño de Costaneras de Techo

$$Atc := 1 \text{ m} \quad Dec := 10 \text{ cm} \quad tc := \frac{Dec}{6} = 1.667 \text{ cm}$$

$$Lc := 2 \text{ m}$$

$$Wc := Wute \cdot Atc = 146.06 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Mcn := \frac{1}{8} \cdot Wc \cdot \left(\frac{Lc}{2}\right)^2 = 18.258 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mcp := 0.07 \cdot Wc \cdot \left(\frac{Lc}{2}\right)^2 = 10.224 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Pc := Wc \cdot \frac{Lc}{2} = 146.06 \text{ kgf}$$

Diseño por flexión

$$Sc := \pi \cdot \frac{(Dec^4 - (Dec - 2 \cdot tc)^4)}{32 \cdot Dec} = 78.782 \text{ cm}^3$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 0.9$$

$$Ffc := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 12.15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$DCc := \frac{\frac{Mcn}{Sc}}{Ffc} = 0.187$$

Chequeo de corte

$$Fv := 1.2 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1 \quad Ac := \frac{\pi}{4} \cdot (Dec^2 - (Dec - 2 \cdot tc)^2) = 0.004 \text{ m}^2$$

$$Fvc := Fv \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc \cdot Ac = 480.53 \text{ kgf}$$

$$DCvc := \frac{Pc}{Fvc} = 0.304$$

Chequeo de deflexión

$$E := 9500 \text{ MPa} \quad kc := 1$$

$$Ic := \frac{\pi \cdot Dec^3 \cdot tc}{8} = 654.498 \text{ cm}^4$$

Límite: L/240 para viva y L/180 para viva + muerta

$$\Delta vc := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot Atc \cdot Lc^4}{E \cdot Ic} \cdot kc = 0.164 \text{ cm}$$

$$\Delta vcm := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvte + pp te + cmste) \cdot Atc \cdot Lc^4}{E \cdot Ic} \cdot kc = 0.46 \text{ cm}$$

$$DCvc := \frac{\Delta vc}{\frac{Lc}{240}} = 0.197 \quad DCvcm := \frac{\Delta vcm}{\frac{Lc}{180}} = 0.414$$

Diseño de Vigas de Techo

$$Atvt := 2 \text{ m} \quad Lvt := \sqrt{(2.4 \text{ m})^2 + (0.2 \text{ m})^2} = 2.408 \text{ m}$$

$$Wnvt := Wute \cdot Atc \cdot \frac{2.4 \text{ m}}{Lc} = 175.273 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Wtvt := Wute \cdot Atc \cdot \frac{0.2 \text{ m}}{Lc} \cdot m = 14.606 \text{ kgf}$$

$$Mvt := \frac{1}{2} \cdot Wc \cdot Lc \cdot Lvt = 351.76 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Pvt := Wute \cdot \frac{Lc}{2} \cdot Atc \cdot \frac{3}{2} = 219.091 \text{ kgf}$$

Chequeo por flexión

$$Dev_t := 15 \text{ cm} \quad tvt := \frac{Dev_t}{6} = 2.5 \text{ cm}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ffvt := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Svt := \pi \cdot \frac{(Dev_t^4 - (Dev_t - 2 \cdot tvt)^4)}{32 \cdot Dev_t} = 265.89 \text{ cm}^3$$

$$DCfvt := \frac{\frac{Mvt}{Svt}}{Ffvt} = 0.961$$

Chequeo de corte

$$Fv := 1.2 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1 \quad Avt := \frac{\pi}{4} \cdot (Dev_t^2 - (Dev_t - 2 \cdot tvt)^2) = 0.01 \text{ m}^2$$

$$Fvvt := Fv \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc \cdot Avt = 1081.192 \text{ kgf}$$

$$DCvvt := \frac{Pvt}{Fvvt} = 0.203$$

Chequeo de deflexión

$$E := 9500 \text{ MPa} \quad kvt := 1$$

$$Ivt := \frac{\pi \cdot Devt^3 \cdot tvt}{8} = 3313.399 \text{ cm}^4$$

Límite: L/240 para viva y L/180 para viva + muerta

$$\Delta vvt := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot Atvt \cdot Lvt^4}{E \cdot Ivt} \cdot kvt = 0.136 \text{ cm}$$

$$\Delta vmvt := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvte + pppe + cmste) \cdot Atvt \cdot Lvt^4}{E \cdot Ivt} \cdot kvt = 0.382 \text{ cm}$$

$$DCvt := \frac{\Delta vvt}{\frac{Lvt}{240}} = 0.136 \quad DCvmvt := \frac{\Delta vmvt}{\frac{Lvt}{180}} = 0.286$$

Chequeo de compresión

$$\frac{Lvt}{180} = 1.338 \text{ cm}$$

$$kc := 1 \quad Lvt := Lvt \cdot kc = 2.408 \text{ m}$$

$$rvt := \frac{\sqrt{(Devt^2 + (Devt - 2 \cdot tvt)^2)}}{4} = 4.507 \text{ cm}$$

$$\lambda vt := \frac{Lvt}{rvt} = 53.436 \quad Ckc := 2.565 \cdot \sqrt{\frac{7500 \text{ MPa}}{14 \text{ MPa}}} = 59.368$$

$$Avt := \frac{\pi}{4} \cdot (Devt^2 - (Devt - 2 \cdot tvt)^2) = 0.01 \text{ m}^2$$

$$Fca := \frac{Wtvt}{Avt \cdot \left(1 - \frac{2}{5} \cdot \left(\frac{\lambda vt}{Ckc}\right)^3\right)} = 0.021 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$Fc := 14 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ffcc := Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 12.6 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$DCc := \frac{Fca}{Ffcc} = 0.002$$

Diseño de Entrepiso**Integración de cargas**

$$ppent := 40 \frac{kgf}{m^2} \quad cvent := 200 \frac{kgf}{m^2} \quad cmsent := 100 \frac{kgf}{m^2}$$

Combinaciones de carga

$$B.2.3.1 := ppent + cmsent = 140 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.2 := ppent + cmsent + cvent = 340 \frac{kgf}{m^2}$$

$$B.2.3.4 := (ppent + cmsent) + 0.75 \cdot cvent = 290 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Wuent := \max(B.2.3.1, B.2.3.2, B.2.3.4)$$

$$Wuent = 340 \frac{kgf}{m^2}$$

Diseño de tablón de entrepiso

$$Att := 1 \text{ ft} \quad Wte := Wuent \cdot Att = 103.632 \text{ m} \cdot \frac{kgf}{m^2} \quad Lte := 1.2 \text{ m}$$

$$Mtep := .077 \cdot Wte \cdot Lte^2 = 11.491 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mten := .107 \cdot Wte \cdot Lte^2 = 15.968 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$bt := 1 \text{ ft} \quad ht := 1 \text{ in} \quad Stxx := \frac{1}{6} \cdot bt \cdot ht^2 = 32.774 \text{ cm}^3 \quad Ffte := 14 \frac{N}{mm^2}$$

$$DCte := \frac{\frac{Mten}{Stxx}}{Ffte} = 0.341$$

Diseño de vigas secundarias de entrepiso

$$Atvse := 1.05 \text{ m} \quad Lvse := 2.4 \text{ m}$$

$$Wtvse := Atvse \cdot Wuent = 357 \frac{kgf}{m}$$

$$Mvsep := 0.07 \cdot Wtvse \cdot \left(\frac{Lvse}{2} \right)^2 = 35.986 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mvsen := .125 \cdot Wtvse \cdot \left(\frac{Lvse}{2} \right)^2 = 64.26 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Pvse := Wtvse \cdot \frac{Lvse}{2} = 428.4 \text{ kgf}$$

Chequeo por flexión

$$Devse := 12 \text{ cm} \quad tvse := \frac{Devse}{6} = 2 \text{ cm}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ffvse := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$Svse := \pi \cdot \frac{(Devse^4 - (Devse - 2 \cdot tvse)^4)}{32 \cdot Devse} = 136.136 \text{ cm}^3$$

$$DCfvse := \frac{\frac{Mvse}{Svse}}{Ffvse} = 0.343$$

Chequeo de corte

$$Fv := 1.2 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1 \quad Avse := \frac{\pi}{4} \cdot (Devse^2 - (Devse - 2 \cdot tvse)^2) = 62.832 \text{ cm}^2$$

$$Fvvse := Fv \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc \cdot Avse = 691.963 \text{ kgf}$$

$$DCvse := \frac{Pvse}{Fvvse} = 0.619$$

Chequeo de deflexión

$$E := 9500 \text{ MPa} \quad kvse := 1$$

$$Ivse := \frac{\pi \cdot Devse^3 \cdot tvse}{8} = 1357.168 \text{ cm}^4$$

Límite: L/240 para viva y L/180 para viva + muerta

$$\Delta vvse := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atvse \cdot Lvse^4}{E \cdot Ivse} \cdot kvt = 0.69 \text{ cm}$$

$$\Delta vmvse := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atvse \cdot Lvse^4}{E \cdot Ivse} \cdot kvt = 1.173 \text{ cm}$$

$$DCvse := \frac{\Delta vvse}{\frac{Lvse}{240}} = 0.69 \quad DCvmse := \frac{\Delta vmvse}{\frac{Lvse}{180}} = 0.88$$

$$\frac{Lvse}{180} = 1.333 \text{ cm}$$

Diseño de vigas principales de entepiso

$$Atvpe := 0.815 \text{ m} \quad Lvpe := 4 \text{ m}$$

$$Wtvpe := Atvpe \cdot Wuent = 277.1 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Mvpe := \frac{1}{8} \cdot Wtvpe \cdot Lvpe^2 = 554.2 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Pvpe := \frac{3}{2} Wtvpe \cdot \frac{Lvpe}{2} = 642.6 \text{ kgf}$$

Chequeo por flexión

$$Devpe := 18 \text{ cm} \quad tvpe := \frac{Devpe}{6} = 3 \text{ cm}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ffvpe := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Svpe := \pi \cdot \frac{(Devpe^4 - (Devpe - 2 \cdot tvpe)^4)}{32 \cdot Devpe} = 459.458 \text{ cm}^3$$

$$DCfvpe := \frac{\frac{Mvpe}{Svpe}}{Ffvpe} = 0.876$$

Chequeo de corte

$$Fv := 1.2 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1 \quad Avpe := \frac{\pi}{4} \cdot (Devpe^2 - (Devpe - 2 \cdot tvpe)^2) = 141.372 \text{ cm}^2$$

$$Fvvpe := Fv \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc \cdot Avpe = 1556.917 \text{ kgf}$$

$$DCvppe := \frac{Pvpe}{Fvvpe} = 0.413$$

Chequeo de deflexión

$$E := 9500 \text{ MPa} \quad kvpe := 1$$

$$Ivpe := \frac{\pi \cdot Devpe^3 \cdot tvpe}{8} = 6870.663 \text{ cm}^4$$

Límite: L/240 para viva y L/180 para viva + muerta

$$\Delta v_{vpe} := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atvpe \cdot Lvpe^4}{E \cdot Ivpe} \cdot kvpe = 0.816 \text{ cm}$$

$$\Delta v_{mvpe} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atvpe \cdot Lvpe^4}{E \cdot Ivpe} \cdot kvpe = 1.388 \text{ cm}$$

$$DC_{vvpe} := \frac{\Delta v_{vpe}}{\frac{Lvpe}{240}} = 0.49 \quad DC_{vmvpe} := \frac{\Delta v_{mvpe}}{\frac{Lvpe}{180}} = 0.624$$

Diseño de vigas principales de entrepiso con dos elementos (opcional)

Chequeo por flexión

$$Devped := 12 \text{ cm} \quad tvped := \frac{Devped}{6} = 2 \text{ cm}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ffvped := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$Svped := \pi \cdot \frac{(5 \cdot Devped^4 - 4 \cdot Devped^2 \cdot (Devped - 2 \cdot tvped)^2 - (Devped - 2 \cdot tvped)^4)}{32 \cdot Devped}$$

$$Svped = 513.127 \text{ cm}^3$$

$$DCfvped := \frac{\frac{Mvpe}{Svped}}{Ffvped} = 0.785$$

Chequeo de corte

$$Fv := 1.2 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Avped := \frac{\pi}{4} \cdot (Devped^2 - (Devped - 2 \cdot tvped)^2) = 62.832 \text{ cm}^2$$

$$Fvvped := Fv \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc \cdot Avped = 691.963 \text{ kgf}$$

$$DCvpd := \frac{Pvpe}{Fvvped} = 0.929$$

Chequeo de deflexión

$$E := 9500 \text{ MPa} \quad k_{vpd} := 1$$

$$I_{vpd} := \frac{\pi \cdot Devped^3 \cdot t_{vpd}}{8} = 1357.168 \text{ cm}^4$$

$$I_{vpdt} := 2 \cdot (A_{vpd} \cdot Devped^2) + I_{vpd} \cdot 2 = 20809.91 \text{ cm}^4$$

Límite: L/240 para viva y L/180 para viva + muerta

$$\Delta v_{vpd} := \frac{5}{384} \cdot \frac{c_{vent} \cdot A_{tvp} \cdot Lvpe^4}{E \cdot I_{vpdt}} \cdot k_{vpe} = 0.27 \text{ cm}$$

$$\Delta v_{mvped} := \frac{5}{384} \cdot \frac{(c_{vent} + p_{pent} + c_{msent}) \cdot A_{tvp} \cdot Lvpe^4}{E \cdot I_{vpdt}} \cdot k_{vpd} = 0.458 \text{ cm}$$

$$DC_{vvpe} := \frac{\Delta v_{vpd}}{\frac{Lvpe}{240}} = 0.162 \quad DC_{vmvpe} := \frac{\Delta v_{mvped}}{\frac{Lvpe}{180}} = 0.206$$

Distribución de conectores

$$j := \frac{7 \cdot Lvpe}{P_{vpe}} = 4.443 \frac{1}{N} \cdot mm$$

$$espaciamiento := \max \left(3 \cdot 2 \cdot Dec, \frac{Lvpe}{4} \right) = 1 \text{ m}$$

Diseño de Sistema Lateral

Se utilizará arriostramiento en la dirección corta y larga. Para ello es necesario hacer una integración y distribución de la carga lateral producida por sismo.

Integración de Carga Sísmica

Datos:

Ubicación: Guatemala
Clasificación de obra: Ordinaria
Suelo tipo: D (Firme)

$$Scr := 1.5 \text{ g}$$

$$S1r := 0.55 \text{ g}$$

$$Io := 4$$

Nivel de protección D

Ajuste por clase de sitio

$$Fa := 1.0$$

$$Fv := 1.5$$

$$Scs := Scr \cdot Fa = 1.5 \text{ g}$$

$$S1s := S1r \cdot Fv = 0.825 \text{ g}$$

Período de transición

$$Ts := \frac{S1s}{Scs} = 0.55$$

Ajuste por clasificación de obra

$$kd := 0.66$$

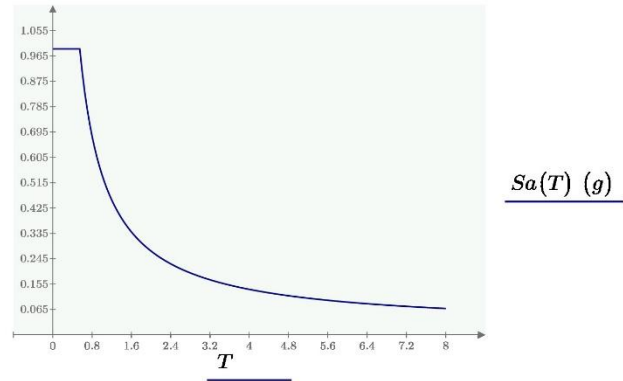
$$Scd := Scs \cdot kd = 0.99 \text{ g}$$

$$S1d := S1s \cdot kd = 0.545 \text{ g}$$

$$T := 0, 0.05 \dots 8$$

$$Sa(T) := \text{if} \left(T < Ts, Scd, \frac{S1d}{T} \right)$$

Espectro de Diseño



Sismo Estático Equivalente

Sistema estructural lateral a usar es paneles de madera de ejes A y C

$$Kt := 0.047 \quad x := 0.85 \quad he := 4.80 \quad R := 6 \quad Cd := 4$$

$$Ta := Kt \cdot (he)^x = 0.178$$

$$Sa(Ta) = 0.99 \text{ g}$$

$$Csa := \frac{Sa(Ta)}{R} = 0.165 \text{ g}$$

Método Dinámico

Propiedades del bambú

$$\rho_b := 650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad E = 9500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Panel de ejes A y C

Columnas 12 cm, Vigas 12 cm, Breizas 10 cm

$$Tb := 0.1903$$

$$Sa(Tb) = 0.99 \text{ g}$$

$$Csb := \frac{Sa(Tb)}{R} = 0.165 \text{ g}$$

$$Atmarco := 5.7 \text{ m} \cdot \frac{4}{2} \text{ m} = 11.4 \text{ m}^2$$

$$W2 := ((ppte + cmste) + (0.25 \cdot cvte)) \cdot Atmarco = 1168.5 \text{ kgf}$$

$$W1 := ((ppent + cmsent) + (0.25 \cdot cvent)) \cdot Atmarco = 2166 \text{ kgf}$$

$$Ws := W1 + W2 = 3334.5 \text{ kgf}$$

$$Vb := Csb \cdot \frac{Ws}{g} = 550.193 \text{ kgf} \quad h1 := 2.4 \text{ m} \quad h2 := 4.8 \text{ m}$$

Distribución vertical de corte basal

$$Cs1 := \frac{W1 \cdot h1}{W1 \cdot h1 + W2 \cdot h2} = 0.481 \quad Cs2 := \frac{W2 \cdot h2}{W2 \cdot h2 + W1 \cdot h1} = 0.519$$

$$F1 := 0.7 \cdot Cs1 \cdot Vb = 185.255 \text{ kgf} \quad F2 := 0.7 \cdot Cs2 \cdot Vb = 199.88 \text{ kgf}$$

Desplazamientos elásticos

$$\delta c1 := 0.0329 \text{ cm} \quad \delta c2 := 0.014 \text{ cm}$$

Desplazamientos post-elásticos

$$\delta u1 := \delta c1 \cdot Cd = 0.132 \text{ cm} \quad \delta u2 := (\delta c2 - \delta c1) \cdot Cd = -0.076 \text{ cm}$$

Límite último deriva permisible

$$\Delta u1 := 0.025 \cdot h1 = 6 \text{ cm}$$

$$R1 := \text{if}(\Delta u1 < \delta u1, \text{"Cambie"}, \text{"Correcto"}) = \text{"Correcto"}$$

$$\Delta u2 := 0.025 \cdot (h2 - h1) = 6 \text{ cm}$$

$$R2 := \text{if}(\Delta u2 < \delta u2, \text{"Cambie"}, \text{"Correcto"}) = \text{"Correcto"}$$

Panel de ejes 2 y 3

Columnas 12 cm, Vigas 12 cm, Breizas 10 cm

$$Tb := 0.2548$$

$$Sa(Tb) = 0.99 \text{ g}$$

$$Csb := \frac{Sa(Tb)}{R} = 0.165 \text{ g}$$

$$Atmarco := 4 \text{ m} \cdot \frac{5.7 \text{ m}}{2} = 11.4 \text{ m}^2$$

$$W2 := ((ppte + cmste) + (0.25 \cdot cvte)) \cdot Atmarco = 1168.5 \text{ kgf}$$

$$W1 := ((ppent + cmsent) + (0.25 \cdot cvent)) \cdot Atmarco = 2166 \text{ kgf}$$

$$Ws := W1 + W2 = 3334.5 \text{ kgf}$$

$$Vb := Csb \cdot \frac{Ws}{g} = 550.193 \text{ kgf} \quad h1 := 2.4 \text{ m} \quad h2 := 4.8 \text{ m}$$

Distribución vertical de corte basal

$$Cs1 := \frac{W1 \cdot h1}{W1 \cdot h1 + W2 \cdot h2} = 0.481 \quad Cs2 := \frac{W2 \cdot h2}{W2 \cdot h2 + W1 \cdot h1} = 0.519$$

$$F1 := 0.7 \cdot Cs1 \cdot Vb = 185.255 \text{ kgf} \quad F2 := 0.7 \cdot Cs2 \cdot Vb = 199.88 \text{ kgf}$$

Desplazamientos elásticos

$$\delta c1 := 0.0345 \text{ cm} \quad \delta c2 := 0.0195 \text{ cm}$$

Desplazamientos post-elásticos

$$\delta u1 := \delta c1 \cdot Cd = 0.138 \text{ cm} \quad \delta u2 := (\delta c2 - \delta c1) \cdot Cd = -0.06 \text{ cm}$$

Límite último deriva permisible

$$\Delta u1 := 0.025 \cdot h1 = 6 \text{ cm}$$

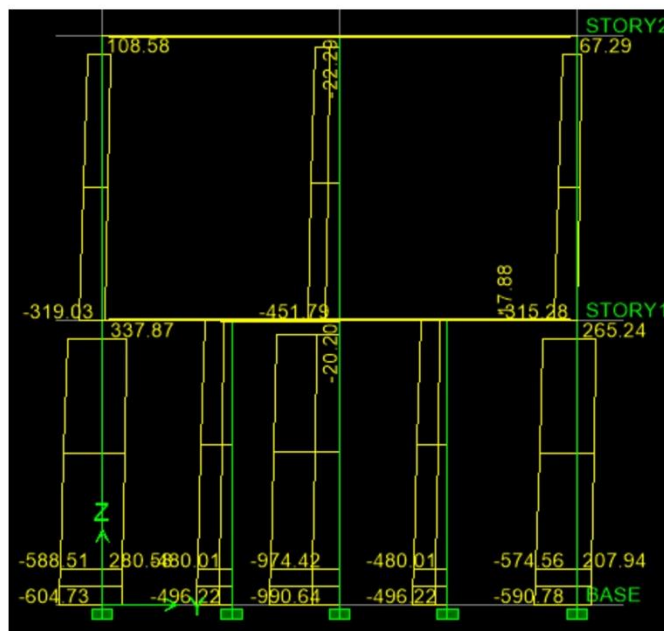
$$R1 := \text{if}(\Delta u1 < \delta u1, \text{"Cambie"}, \text{"Correcto"}) = \text{"Correcto"}$$

$$\Delta u2 := 0.025 \cdot (h2 - h1) = 6 \text{ cm}$$

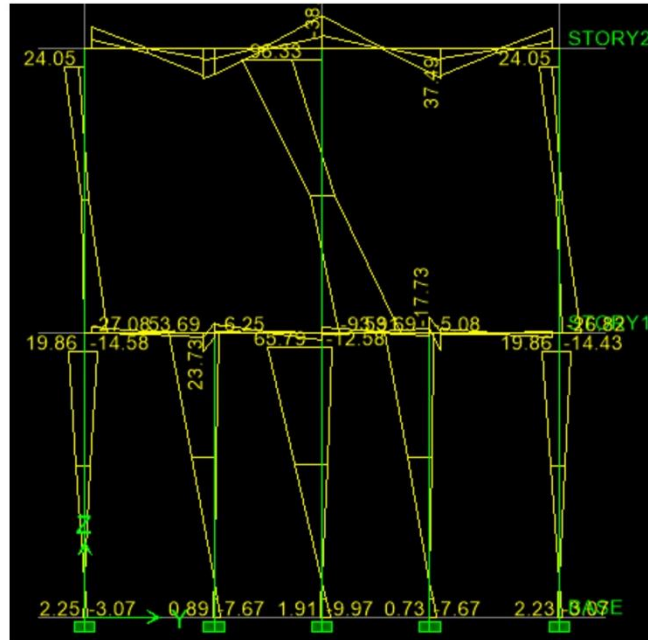
$$R2 := \text{if}(\Delta u2 < \delta u2, \text{"Cambie"}, \text{"Correcto"}) = \text{"Correcto"}$$

Diseño de columnas de panel de eje 1 y 4

Esfuerzos axiales máximos (kgf)



Momentos máximos (kgf*m)



Esfuerzos máximos:

$$P1 := 990.64 \text{ kgf} \quad M1 := 65.79 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo de flexocompresión

$$Dec1 := 10 \text{ cm} \quad tc1 := \frac{Dec1}{6} = 1.667 \text{ cm} \quad Lc1 := 5 \text{ m}$$

$$S1 := \pi \cdot \frac{(Dec1^4 - (Dec1 - 2 \cdot tc1)^4)}{32 \cdot Dec1} = 78.782 \text{ cm}^3$$

$$ff1 := \frac{M1}{S1} = 8.189 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ff1 := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$kc1:=1 \quad Lec1:=Lc1 \cdot kc1=5 \text{ m}$$

$$rc1:=\frac{\sqrt{(Dec1^2+(Dec1-2 \cdot tc1)^2)}}{4}=3.005 \text{ cm}$$

$$\lambda c1:=\frac{Lc1}{rc1}=166.41 \quad Ckc:=2.565 \cdot \sqrt{\frac{7500 \text{ MPa}}{14 \text{ MPa}}}=59.368$$

$$Ac1:=\frac{\pi}{4} \cdot (Dec1^2-(Dec1-2 \cdot tc1)^2)=43.633 \text{ cm}^2$$

$$fc1:=\frac{P1}{Ac1 \cdot \left(1-\frac{2}{5} \cdot \left(\frac{\lambda c1}{Ckc}\right)^3\right)}=-0.285 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$Fc:=14 \text{ MPa} \quad Cd:=0.9 \quad Cm:=1 \quad Ct:=1 \quad CL:=1 \quad CF:=1$$

$$Cr:=1 \quad Cp:=1 \quad Cc:=1$$

$$Fc1:=Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc=12.6 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$Na1:=P1 \quad I1:=\frac{\pi \cdot Dec1^3 \cdot tc1}{8}=654.498 \text{ cm}^4$$

$$Ncr1:=\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I1}{Lec1}=12515.301 \text{ m} \cdot \text{kgf}$$

$$km1:=\frac{1}{1-a} \quad a:=\frac{Na1}{Ncr1} \cdot 1.5=0.119 \frac{1}{m}$$

$$FC1:=\frac{fc1}{Fc1}+\frac{1.009 \cdot ff1}{Ff1}=0.589$$

$$Revisión1:=if(FC1<1, "Correcto", "Cambio")="Correcto"$$

Chequeo de tensión

$$T1:=458.29 \text{ kgf}$$

$$Ft:=18 \text{ MPa} \quad Cd:=0.9 \quad Cm:=1 \quad Ct:=1 \quad CL:=1 \quad CF:=1$$

$$Cr:=1 \quad Cp:=1 \quad Cc:=1$$

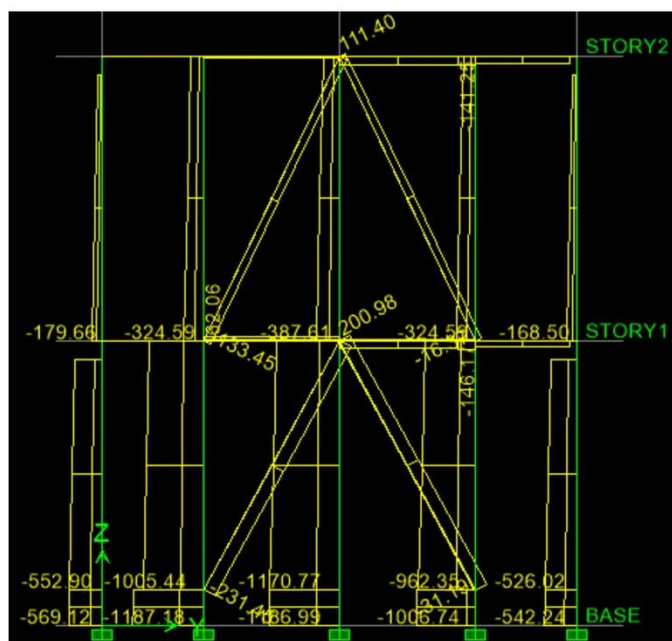
$$Ft1:=Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc \cdot Ft=16.2 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f1:=\frac{T1}{Ac1}=1.03 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

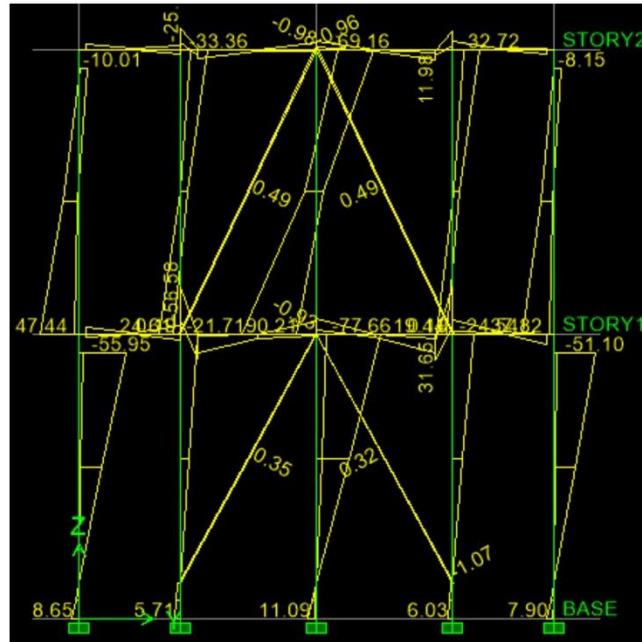
$$DCt1:=\frac{f1}{Ft1}=0.064$$

Diseño de columnas de panel de eje 2 y 3

Esfuerzos axiales máximos (kgf)



Momentos máximos (kgf*m)



Esfuerzos máximos:

$$P2 := 1187.18 \text{ kgf} \quad M2 := 77.66 \text{ kgf} \cdot m$$

Chequeo de flexocompresión

$$Dec2 := 10 \text{ cm} \quad tc2 := \frac{Dec2}{6} = 1.667 \text{ cm} \quad Lc2 := 4.60 \text{ m}$$

$$S2 := \pi \cdot \frac{(Dec2^4 - (Dec2 - 2 \cdot tc2)^4)}{32 \cdot Dec2} = 78.782 \text{ cm}^3$$

$$ff2 := \frac{M2}{S2} = 9.667 \frac{N}{mm^2}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ff2 := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$kc2 := 1 \quad Lec2 := Lc2 \cdot kc2 = 4.6 \text{ m}$$

$$rc2 := \frac{\sqrt{(Dec2^2 + (Dec2 - 2 \cdot tc2)^2)}}{4} = 3.005 \text{ cm}$$

$$\lambda c2 := \frac{Lc2}{rc2} = 153.097 \quad Ckc := 2.565 \cdot \sqrt{\frac{7500 \text{ MPa}}{14 \text{ MPa}}} = 59.368$$

$$Ac2 := \frac{\pi}{4} \cdot (Dec2^2 - (Dec2 - 2 \cdot tc2)^2) = 43.633 \text{ cm}^2$$

$$fc2 := \frac{P2}{Ac2 \cdot \left(1 - \frac{2}{5} \cdot \left(\frac{\lambda c2}{Ckc}\right)^3\right)} = -0.455 \frac{N}{mm^2}$$

$$Fc := 14 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Fc2 := Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 12.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$Na2 := P2 \quad I2 := \frac{\pi \cdot Dec2^3 \cdot tc2}{8} = 654.498 \text{ cm}^4$$

$$Ncr2 := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I2}{Lec2} = 13603.588 \text{ m} \cdot kgf$$

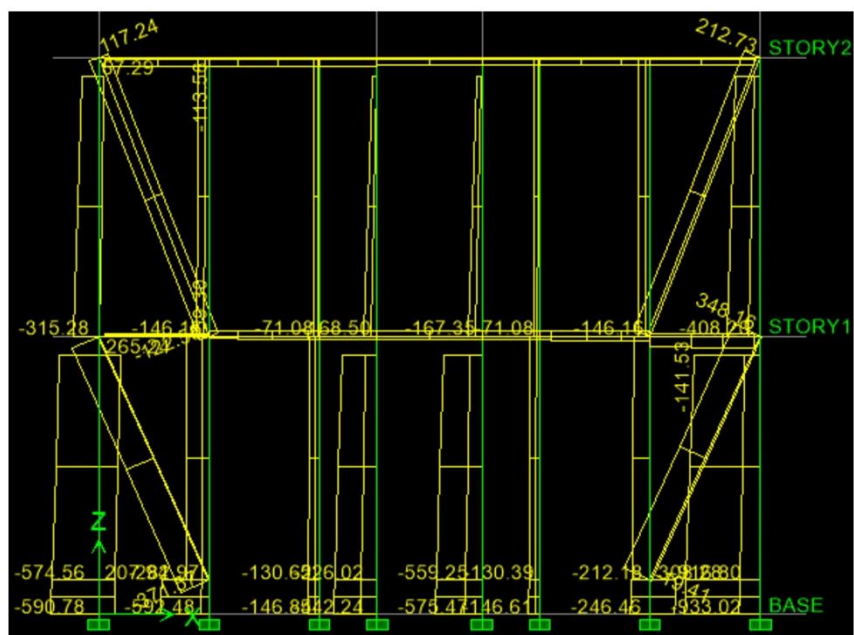
$$km2 := \frac{1}{1 - a} \quad a := \frac{Na2}{Ncr2} \cdot 1.5 = 0.131 \frac{1}{m}$$

$$FC2 := \frac{fc2}{Fc2} + \frac{1.009 \cdot ff2}{Ff2} = 0.686$$

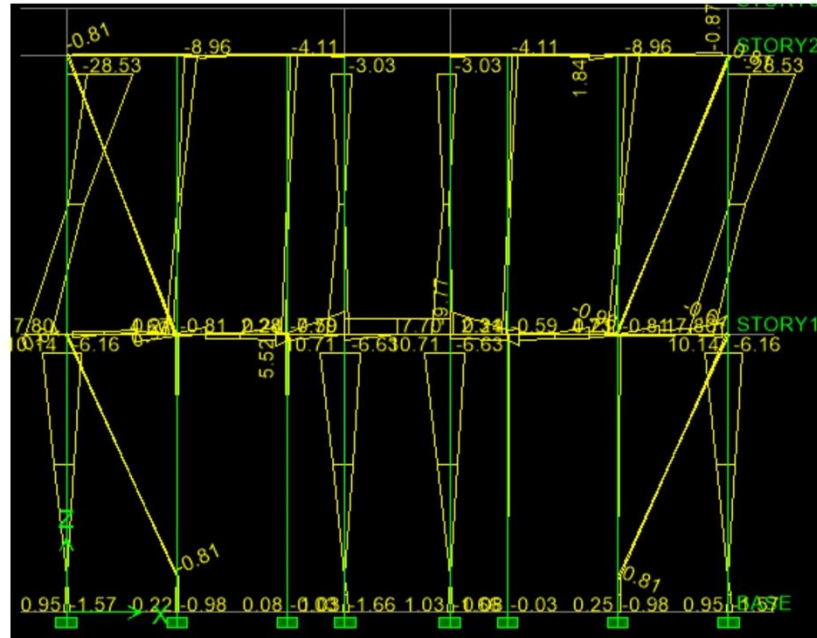
$$Revisión2 := \text{if}(FC2 < 1, \text{"Correcto"}, \text{"Cambio"}) = \text{"Correcto"}$$

Diseño columnas de panel de eje A y C

Esfuerzos axiales máximos (kgf)



Momentos máximos (kgf*m)



Esfuerzos máximos:

$$P5 := 590.78 \text{ kgf} \quad M5 := 28.53 \text{ kgf} \cdot m$$

Chequeo de flexocompresión

$$Dec5 := 10 \text{ cm} \quad tc5 := \frac{Dec5}{6} = 1.667 \text{ cm} \quad Lc5 := 5 \text{ m}$$

$$S5 := \pi \cdot \frac{(Dec5^4 - (Dec5 - 2 \cdot tc5)^4)}{32 \cdot Dec5} = 78.782 \text{ cm}^3$$

$$ff5 := \frac{M5}{S5} = 3.551 \frac{N}{mm^2}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ff5 := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$kc5 := 1 \quad Lec5 := Lc5 \cdot kc5 = 5 \text{ m}$$

$$rc5 := \frac{\sqrt{(Dec5^2 + (Dec5 - 2 \cdot tc5)^2)}}{4} = 3.005 \text{ cm}$$

$$\lambda c5 := \frac{Lc5}{rc5} = 166.41 \quad Ckc := 2.565 \cdot \sqrt{\frac{7500 \text{ MPa}}{14 \text{ MPa}}} = 59.368$$

$$Ac5 := \frac{\pi}{4} \cdot (Dec5^2 - (Dec5 - 2 \cdot tc5)^2) = 43.633 \text{ cm}^2$$

$$fc5 := \frac{P5}{Ac5 \cdot \left(1 - \frac{2}{5} \cdot \left(\frac{\lambda c5}{Ckc}\right)^3\right)} = -0.17 \frac{N}{mm^2}$$

$$Fc := 14 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Fc5 := Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 12.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$Na5 := P5 \quad I5 := \frac{\pi \cdot Dec5^3 \cdot tc5}{8} = 654.498 \text{ cm}^4$$

$$Ncr5 := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I5}{Lec5} = 12515.301 \text{ m} \cdot kgf$$

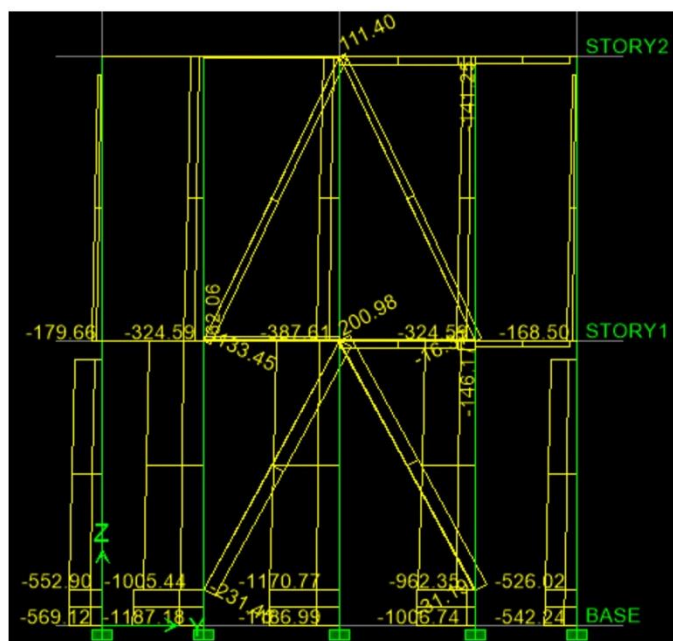
$$km5 := \frac{1}{1 - a} \quad a := \frac{Na5}{Ncr5} \cdot 1.5 = 0.071 \frac{1}{m}$$

$$FC5 := \frac{fc5}{Fc5} + \frac{1.009 \cdot ff5}{Ff5} = 0.252$$

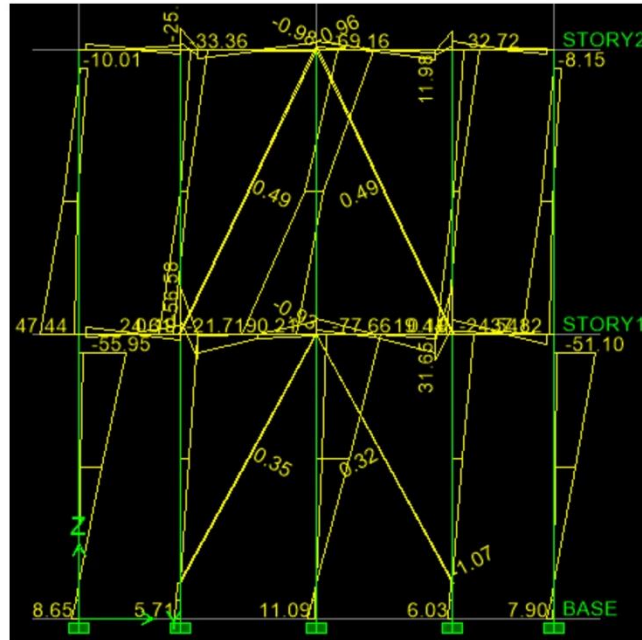
$$Revisión5 := if(FC5 < 1, "Correcto", "Cambio") = "Correcto"$$

Diseño de breizas de ejes 2 y 3

Esfuerzos axiales máximos (kgf)



Momentos máximos (kgf*m)



Esfuerzos máximos:

$$P2 := 231.4 \text{ kgf} \quad M2 := 1.07 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo de flexocompresión

$$Dec2 := 10 \text{ cm} \quad tc2 := \frac{Dec2}{6} = 1.667 \text{ cm} \quad Lc2 := 2.66 \text{ m}$$

$$S2 := \pi \cdot \frac{(Dec2^4 - (Dec2 - 2 \cdot tc2)^4)}{32 \cdot Dec2} = 78.782 \text{ cm}^3$$

$$ff2 := \frac{M2}{S2} = 0.133 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ff2 := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$kc2 := 1 \quad Lec2 := Lc2 \cdot kc2 = 2.66 \text{ m}$$

$$rc2 := \frac{\sqrt{(Dec2^2 + (Dec2 - 2 \cdot tc2)^2)}}{4} = 3.005 \text{ cm}$$

$$\lambda c2 := \frac{Lc2}{rc2} = 88.53 \quad Ckc := 2.565 \cdot \sqrt{\frac{7500 \text{ MPa}}{14 \text{ MPa}}} = 59.368$$

$$Ac2 := \frac{\pi}{4} \cdot (Dec2^2 - (Dec2 - 2 \cdot tc2)^2) = 43.633 \text{ cm}^2$$

$$fc2 := \frac{P2}{Ac2 \cdot \left(1 - \frac{2}{5} \cdot \left(\frac{\lambda c2}{Ckc}\right)^3\right)} = -1.593 \frac{N}{mm^2}$$

$$Fc := 14 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Fc2 := Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 12.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$Na2 := P2 \quad I2 := \frac{\pi \cdot Dec2^3 \cdot tc2}{8} = 654.498 \text{ cm}^4$$

$$Ncr2 := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I2}{Lec2} = 23525.002 \text{ m} \cdot kgf$$

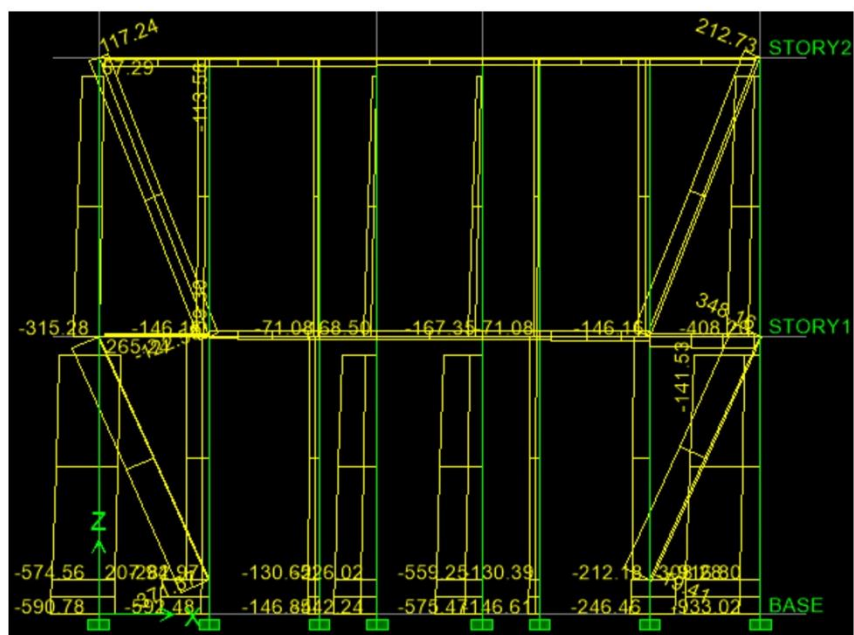
$$km2 := \frac{1}{1 - a} \quad a := \frac{Na2}{Ncr2} \cdot 1.5 = 0.015 \frac{1}{m}$$

$$FC2 := \frac{fc2}{Fc2} + \frac{1.009 \cdot ff2}{Ff2} = -0.117$$

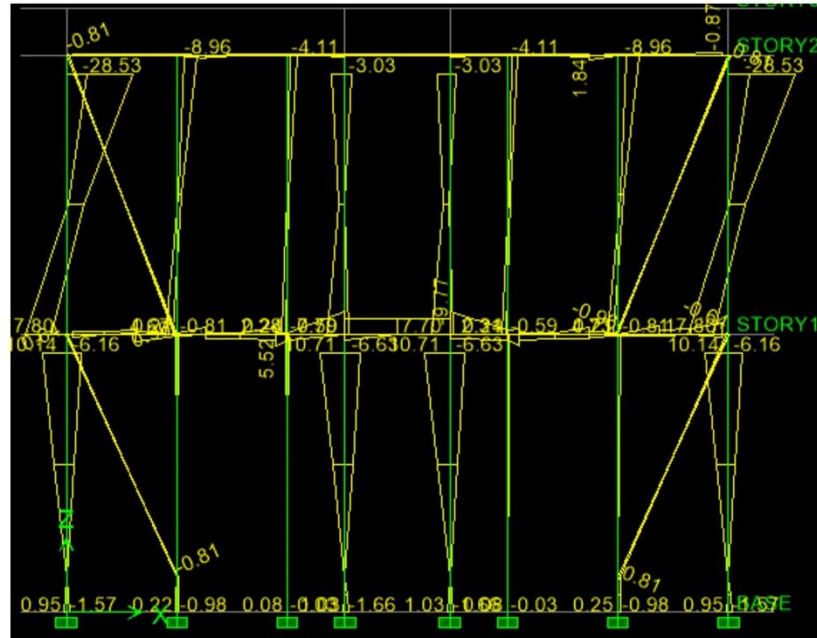
$$Revisión2 := \text{if}(FC2 < 1, \text{"Correcto"}, \text{"Cambio"}) = \text{"Correcto"}$$

Diseño breizas de panel de eje A y C

Esfuerzos axiales máximos (kgf)



Momentos máximos (kgf*m)



Esfuerzos máximos:

$$P5 := 371.57 \text{ kgf} \quad M5 := 0.81 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo de flexocompresión

$$Dec5 := 10 \text{ cm} \quad tc5 := \frac{Dec5}{6} = 1.667 \text{ cm} \quad Lc5 := 2.58 \text{ m}$$

$$S5 := \pi \cdot \frac{(Dec5^4 - (Dec5 - 2 \cdot tc5)^4)}{32 \cdot Dec5} = 78.782 \text{ cm}^3$$

$$ff5 := \frac{M5}{S5} = 0.101 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$Ff := 15 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Ff5 := Ff \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 13.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$kc5 := 1 \quad Lec5 := Lc5 \cdot kc5 = 2.58 \text{ m}$$

$$rc5 := \frac{\sqrt{(Dec5^2 + (Dec5 - 2 \cdot tc5)^2)}}{4} = 3.005 \text{ cm}$$

$$\lambda c5 := \frac{Lc5}{rc5} = 85.868 \quad Ckc := 2.565 \cdot \sqrt{\frac{7500 \text{ MPa}}{14 \text{ MPa}}} = 59.368$$

$$Ac5 := \frac{\pi}{4} \cdot (Dec5^2 - (Dec5 - 2 \cdot tc5)^2) = 43.633 \text{ cm}^2$$

$$fc5 := \frac{P5}{Ac5 \cdot \left(1 - \frac{2}{5} \cdot \left(\frac{\lambda c5}{Ckc}\right)^3\right)} = -3.971 \frac{N}{mm^2}$$

$$Fc := 14 \text{ MPa} \quad Cd := 0.9 \quad Cm := 1 \quad Ct := 1 \quad CL := 1 \quad CF := 1$$

$$Cr := 1 \quad Cp := 1 \quad Cc := 1$$

$$Fc5 := Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ct \cdot CL \cdot CF \cdot Cr \cdot Cp \cdot Cc = 12.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$Na5 := P5 \quad I5 := \frac{\pi \cdot Dec5^3 \cdot tc5}{8} = 654.498 \text{ cm}^4$$

$$Ncr5 := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I5}{Lec5} = 24254.46 \text{ m} \cdot kgf$$

$$km5 := \frac{1}{1 - a} \quad a := \frac{Na5}{Ncr5} \cdot 1.5 = 0.023 \frac{1}{m}$$

$$FC5 := \frac{fc5}{Fc5} + \frac{1.009 \cdot ff5}{Ff5} = -0.308$$

$$Revisión5 := if(FC5 < 1, "Correcto", "Cambio") = "Correcto"$$

Diseño de conexiones**Conexión 1 (conexión a corte)**

Cargas

$$Atc1 := 80.5 \text{ cm} \quad Lvc1 := 2 \text{ m}$$

$$Vup := (1.3 \cdot (cmsent + ppent) + 1.6 \cdot cvent) \cdot Atc1 \cdot Lvc1 = 808.22 \text{ kgf}$$

Chequeo de barra roscada

barra: Stainless HAS

$$Fup := 100 \text{ ksi} \quad Perno1 := \frac{3}{8} \text{ in} \quad AP1 := Perno1^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0.11 \text{ in}^2$$

$$\phi Vn := 0.3 \cdot Fup \cdot AP1 = 1502.932 \text{ kgf}$$

$$DCperno1 := \frac{Vup}{\phi Vn} = 0.538$$

Conexión 2 (conexión a tensión)

Cargas

$$Pup := 358.85 \text{ kgf}$$

Chequeo de barra roscada

barra: Stainless HAS

$$Ffp := 65 \text{ ksi} \quad Perno2 := \frac{3}{8} \text{ in} \quad AP2 := Perno2^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0.11 \text{ in}^2$$

Fluencia

$$\Omega := 1.67 \quad Ff2 := 36 \text{ ksi} \quad Pnp2 := \frac{Ff2 \cdot AP2}{\Omega} = 1079.951 \text{ kgf}$$

$$DCfperno2 := \frac{Pup}{Pnp2} = 0.332$$

Tensión

$$\Omega := 2 \quad Rt := \Omega \cdot Ffp \cdot AP2 = 6512.707 \text{ kgf}$$

$$DCrperno2 := \frac{Pup}{Rt} = 0.055$$

Platina

Corte

$$Bb := 2 \text{ in} \quad tp := \frac{1}{16} \text{ in} \quad Fy := 36 \text{ ksi}$$

$$Av := Bb \cdot tp = 0.806 \text{ cm}^2$$

$$\phi Vnp := 0.6 \cdot Fy \cdot Av = 1224.699 \text{ kgf}$$

$$DCpl := \frac{Vup}{2 \cdot \phi Vnp} = 0.33$$

Tensión

$$\Omega := 2 \quad Rt := \Omega \cdot Ffp \cdot Av = 7370.876 \text{ kgf}$$

$$DCrplatina2 := \frac{Pup}{Rt} = 0.049$$

Volteo de la estructura**Viento**

$$dv := 2.5 \text{ m} \quad Pw = 24.747 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad Act := 5.1 \text{ m} \cdot 5.9 \text{ m} = 30.09 \text{ m}^2$$

$$cargaPw := Pw \cdot Act = 744.646 \text{ kgf}$$

$$MomentoPw := cargaPw \cdot dv = 1861.615 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Peso estructura

$$dp := 2 \text{ m}$$

$$Peso := (ppte + cmste) \cdot 22.8 \text{ m}^2 + (ppent + cmsent) \cdot 22.8 \text{ m}^2 = 5244 \text{ kgf}$$

$$MomentoPeso := dp \cdot Peso = 10764.357 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo de volteo

$$Rev1 := \frac{0.9 \cdot MomentoPeso}{1.3 \cdot MomentoPw} = 3.9$$

$$DCvolteo := \frac{1.5}{Rev1} = 0.385$$

$$RevisiónVolteo := \text{if}(1.5 < Rev1, \text{"Corecto"}, \text{"Cambio"}) = \text{"Corecto"}$$

10.1.2 Apéndice B: Cálculo de pedestales.

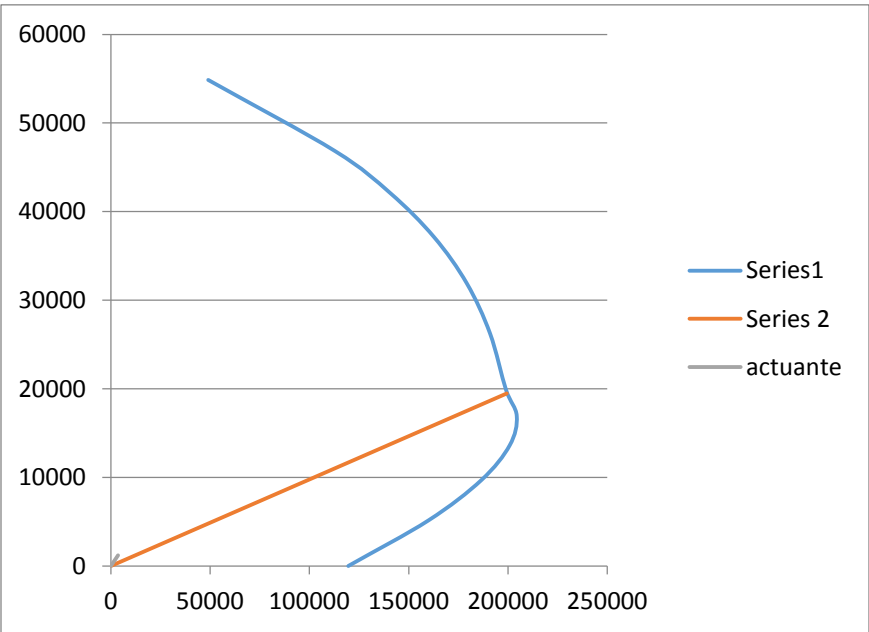
Armado de Columna		
B =	20	cm
H =	20	cm
As mín =	4	cm ²
As máx. =	12	cm ²

Varillas de acero		
no.	# utilizado	área (cm ²)
2	1	0.3166922
3	8	5.7004591
4	1	1.2667687
5	1	1.9793261
6	1	2.8502296
7	1	3.8794791
8	1	5.0670748

Área de acero	X		As	d	As d		As'	d'	As' d'
2.52	5.585		2.52	14.42	36.326		0	14.415	0
0	15		0	5	0		0	5	0
2.52	24.42		0	4.415	0		2.52	-4.415	-11.13
			2.52		36.326		2.52		-11.13
			As =	2.52	cm ²		As' =	2.52	cm ²
			d = Σasd / Σas	14.415	cm		d' =	-4.42	cm ²

Es =	29000	ksi
Es=	2,030,000.00	kg/cm ²
fy	2800	kg/cm ²
f'c	210	kg/cm ²

C	a	fs	f's		Mn	Pn	ϕ	ϕMn	ϕPn
2E-06	2E-06	2800	2800		132865	0.006	0.9	119578	0.0055
2	1.7	2800	2800		188396	6069	0.8494	160017	5154.8
4	3.4	2800	2800		233610	12138	0.7987	186592	9695
6	5.1	2800	2800		268507	18207	0.7481	200869	13621
8	6.8	2800	2800		293086	24276	0.6975	204417	16932
10	8.5	2688.7	2800		306110	30625	0.65	198972	19907
12	10.2	1225.6	2800		293777	40381	0.65	190955	26248
14	11.9	180.53	2800		275777	49084	0.65	179255	31905
16	13.6	-603.3	2800		250367	57128	0.65	162738	37133
18	15.3	-1213	2800		216577	64734	0.65	140775	42077
20	17	-1701	2800		173826	72032	0.65	112987	46821
23.53	20	-2359	2800		75466	84401	0.65	49053	54861
Carga balanceada (Cb)					0	0	0.9	0	0
9.87	8.394	2800	2800		306758	29965	0.65	199393	19477
								0	0
Actuante =								3636.2	1201.9



10.1.3 Apéndice C: Cálculo de cimienta corrido.

Propiedades del concreto		
$f'c =$	280.00	kg/cm ²
$f_y =$	4,200.00	kg/cm ²
$\rho_{con} =$	2,400.00	kg/m ³

Propiedades del suelo		
$Q_s =$	10,000.00	kg/m ²
$FS =$	3.00	
$\gamma_{suelo} =$	1,400.00	kg/m ³
$\phi_{suelo} =$	0.65	

Dimensiones de la columna		
$C_x =$	0.20	m
$C_y =$	0.20	m
Profundidad =	0.60	m

Dimensiones de la zapata		
$B =$	0.40	m
$t =$	0.20	m
$L =$	4.00	m
Recubrimiento =	0.10	m
$P_p \text{ cimiento} + \text{relleno} =$	1,664.00	kg

Propiedades de la zapata		
área =	1.60	m ²
$I_{xx} =$	2.13	m ⁴
$S_{xx} =$	1.07	m ³
$I_{yy} =$	0.02	m ⁴
$S_{yy} =$	0.11	m ³
$Z_{xx} =$	1.23	m ³
$Z_{yy} =$	0.12	m ³

Reacciones del apoyo (M+0.5V)			
	P	M _{xx}	M _{yy}
	kgf	kgf*m	kgf*m
Columna eq.	2,809.95	0.00	23.20

Revisión por presiones				
	P/A	Mx/Sx	My/Sy	
	kgf/m2			
	1,756.22	0.00	21.75	
P/A +- Mx/Sx +- My/Sy	(+ -)	(- -)	(+ +)	(- +)
	kgf/m2	kgf/m2	kgf/m2	kgf/m2
	1,777.97	1,734.48	1,777.97	1,734.48
Revisión qmax = correcto Revisión qmin = correcto				

Reacciones del apoyo (cedencia)			
	P	Mxx	Myy
	kgf	kgf*m	kgf*m
Columna eq.	4,632.59	-73.11	191.22

Presiones últimas				
	P/A	Mx/Sx	My/Sy	
	kgf/m2			
	2,895.37	-685.44	179.27	
P/A +- Mx/Sx +- My/Sy	(+ -)	(- -)	(+ +)	(- +)
	kgf/m2	kgf/m2	kgf/m2	kgf/m2
	3,760.08	3,401.54	2,389.20	3,401.54

Revisión por punzonamiento		
área de punzonamiento		
=	0.12	cm2
Pz =	21,284.63	kgf
φ =	0.75	
φPz=	15,963.47	kgf
D/C = 0.22		
Revisión = correcto		

Revisión por corte		
Vcx=	35,474.39	kgf
Vcy=	3,547.44	kgf
ϕ =	0.75	
ϕ Vcx=	26,605.79	kgf
ϕ Vcy=	2,660.58	kgf

Presión mínima =	2,389.20	
Presión máxima =	3,760.08	

w =	15,040.34	kgf*m
L =	0.10	m
Vux =	1,504.03	kgf

D/C x=	0.06
Revisión =	correcto

Revisión por flexión		
Mu x=	607,705.42	kgf*cm ²
Mu y=	3.45	kgf*cm ²
ϕ	0.90	

As x=	0.00	cm ²
As y=	0.00	cm ²

As x min=	0.25	cm ²
As y min=	2.45	cm ²

			S cm
Ref X =	3.00	Espaciamiento en Y	35.50
Ref Y =	3.00	Espaciamiento en X	40.00

10.1.4 Apéndice D: Variables de diseño de bambú.

Variable	Significado
ppte:	peso propio techo
cmste:	carga muerta sobrepuesta techo
cvte:	carga viva techo
are:	carga de arena
llte:	carga de lluvia
hte:	altura de techo
hpiso:	altura de piso
Ce:	coeficiente de exposición
Cq:	coeficiente de presión
qs:	presión de remanso del viento
Pw:	presión de diseño de viento
Wute:	carga última de diseño de techo
Atc:	área tributaria costaneras
Dec:	diámetro externo promedio de culmo de costanera
tc:	espesor promedio de culmo de costanera
Lc:	Longitud de costaneras
Wtc:	Carga tangente a costaneras de techo
Wnc:	Carga normal a costaneras de techo
Mcn:	momento negativo de costaneras de techo
Mcp:	momento positivo de costaneras de techo
Pc:	Corte actuante en costaneras de techo
Sc:	módulo de sección de costanera de techo
Ff:	Esfuerzo admisible por flexión
Cd:	coeficiente de modificación por duración de carga
Cm:	coeficiente de modificación por contenido de humedad
Ct:	coeficiente de modificación por temperatura

CL:	coeficiente de modificación por estabilidad lateral de vigas
CF:	coeficiente de modificación por forma
Cr:	coeficiente de modificación por redistribución de cargas
Cp:	coeficiente de modificación por estabilidad de columnas
Cc:	coeficiente de modificación por cortante
Ffc:	Esfuerzo admisible modificado por flexión
DCc:	Demanda capacidad a flexión de costaneras de techo
E:	Módulo de elasticidad
Ic:	Inercia de costaneras
Ac:	área neta de costaneras
Δ_{vc} :	Deflexión por carga viva en costaneras
Δ_{vcm} :	Deflexión por carga viva + muerta en costaneras
DCvc:	Demanda capacidad por deflexión de carga viva en constaneras de techo
DCvcm:	Demanda capacidad por deflexión de carga viva + muerta en costaneras de techo
Atvt:	Área tributaria de vigas de techo
Lvt:	Longitud de vigas de techo
Wtvt:	Carga de diseño tangente a la viga de techo
Mvt:	Momento actuante en viga de techo
Pvt:	Corte actuante en vigas de techo
Dev:	Diámetro externo promedio de culmo de viga de techo
tv:	Espesor promedio de culmo de viga de techo
kvt:	Coeficiente de longitud efectiva de vigas de techo
Avt:	Área neta de viga de techo
Levt:	Longitud efectiva de vigas de techo
Svt:	Módulo de sección de vigas de techo
DCfvt:	Demanda capacidad de flexión en vigas de techo
Fv:	Esfuerzo admisible de corte

Fvvt:	Esfuerzo admisible de corte en vigas de techo
Vvt:	Corte en vigas de techo
Fvt:	Esfuerzo de corte actuante en vigas de techo
DCvvt:	Demanda capacidad de corte en vigas de techo
Ivt:	Inercia de vigas de techo
Δ vvt:	Deflexión por carga viva en vigas de techo
Δ vmvt:	Deflexión por carga viva + muerta en vigas de techo
DCvt:	Demanda capacidad de deflexión por carga viva en vigas de techo
DCvmvt:	Demanda capacidad de deflexión por carga viva + muerta en vigas de techo
kvt:	coeficiente de longitud efectiva de vigas de techo
Levt:	Longitud efectiva de vigas de techo
rvt:	radio de giro de vigas de techo
λ vt:	esbeltez de vigas de techo
Ckc:	límite entre elementos largos y medios
Fca:	Esfuerzo de compresión actuante en vigas de techo
Ffcc:	Esfuerzo de compresión permisible en vigas de techo
DCcc:	Demanda capacidad a compresión de vigas de techo
ppent:	Peso propio entepiso
cvent:	Carga viva entepiso
cmsent:	Carga muerta sobrepuesta entepiso
Wuent:	Carga última de diseño de entepiso
Att:	Área tributaria de tablón de entepiso
Wte:	Carga de diseño de tablón de entepiso
Lte:	Longitud de tablón de entepiso
Mtep:	Momento positivo de tablón de entepiso
Mten:	Momento negativo de tablón de entepiso
Atvse:	Área tributaria de vigas secundarias de entepiso
Lvse:	Longitud de vigas secundarias de entepiso

Mvsep:	Momento positivo actuante en vigas secundarias de entrepiso
Mvsen:	Momento negativo actuante en vigas secundarias de entrepiso
Pvse:	Corte actuante en vigas secundarias de entrepiso
Devse:	Diámetro externo de vigas secundarias de entrepiso
tvse:	Espesor de vigas secundarias de entrepiso
Ffvse:	Esfuerzo admisible de flexión de vigas secundarias de entrepiso
Svse:	Módulo de sección de vigas secundarias de entrepiso
Avse:	Área neta de vigas secundarias de entrepiso
Fvvse:	Esfuerzo admisible de corte en vigas secundarias de entrepiso
kvse:	Coeficiente de longitud efectiva de vigas secundarias de entrepiso
lvse:	Inercia de vigas secundarias de entrepiso
Δv_{vse} :	Deflexión por carga viva en vigas secundarias de entrepiso
Δv_{mvse} :	Deflexión por carga viva + muerta en vigas secundarias de entrepiso
Dcvse:	Demanda/Capacidad de deflexión por carga viva de viga sec. De entrepiso
Dcvmse:	Demanda/Capacidad de deflexión por carga viva + muerta de viga sec. De entrepiso
Atvpe:	Área tributaria de vigas principales de entrepiso
Lvpe:	Longitud de vigas principales de entrepiso
Wtvpe:	Carga de diseño de vigas principales de entrepiso
Mvpe:	Momento positivo actuante de vigas principales de entrepiso
Pvpe:	Corte actuante en vigas principales de entrepiso
Devpe:	Diámetro externo vigas principales de entrepiso
tvpe:	Espesor promedio de vigas principales de entrepiso
Ffvpe:	Esfuerzo permisible de flexión en vigas principales de entrepiso
Svpe:	Módulo de sección de vigas principales de entrepiso
DCfvt:	Demanda/Capacidad de flexión en vigas principales de entrepiso
Avpe:	Área neta de vigas principales de entrepiso

Fvvppe:	Esfuerzo permisible de corte en vigas principales de entrepiso
Dcvppe:	Demanda/Capacidad de corte en vigas principales de entrepiso
kvpe:	Coeficiente de longitud efectiva de vigas principales de entrepiso
lvpe:	Inercia de vigas principales de entrepiso
$\Delta vvent$:	Deflexión por carga viva en vigas secundarias de entrepiso
$\Delta vmvent$:	Deflexión por carga viva + muerta en vigas secundarias de entrepiso
Dcvvppe:	Demanda/Capacidad de deflexión por carga viva en vigas principales de entrepiso
Dcvmvppe:	Demanda/Capacidad de deflexión por carga viva + muerta en vigas principales de entrepiso
Devped:	Diámetro externo vigas dobles principales de entrepiso
tvped:	Espesor promedio de vigas dobles principales de entrepiso
Ffvped:	Esfuerzo permisible de flexión en vigas dobles principales de entrepiso
Svped:	Módulo de sección de vigas dobles principales de entrepiso
DCfvtd:	Demanda/Capacidad de flexión en vigas dobles principales de entrepiso
Avped:	Área neta de vigas dobles principales de entrepiso
Fvvped:	Esfuerzo permisible de corte en vigas dobles principales de entrepiso
Dcvped:	Demanda/Capacidad de corte en vigas dobles principales de entrepiso
kvped:	Coeficiente de longitud efectiva de vigas dobles principales de entrepiso
lvpedt:	Inercia de vigas dobles principales de entrepiso
$\Delta vventd$:	Deflexión por carga viva en vigas dobles principales de entrepiso
$\Delta vmventd$:	Deflexión por carga viva + muerta en vigas dobles principales de entrepiso

Dcvvped:	Demanda/Capacidad de deflexión por carga viva en vigas dobles principales de entrepiso
Dcvmvped:	Demanda/Capacidad de deflexión por carga viva + muerta en vigas dobles principales de entrepiso
j:	Espaciamiento de conectores de vigas dobles
Scr:	Ordenada espectral del período corto de sismo extremo en la zona
S1r:	Ordenada espectral de período de 1 segundo de sismo extremo en la zona
Io:	Índice de sismicidad
Fa:	Coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos
Fv:	Coeficiente de sitio para períodos de vibración largos
Scs:	Ordenada espectral de sismo extremo para estructuras con período de vibración corto
S1s:	Ordenada espectral de sismo extremo para estructuras con un período de un segundo
Ts:	Período de transición que separa los períodos cortos de los largos
kd:	Factor de posibilidad de exceder el sismo extremo en 50 años
Scd:	Ordenada espectral calibrada de sismo extremo para estructuras con período de vibración corto
S1d:	Ordenada espectral calibrada de sismo extremo para estructuras con período de vibración largo
T:	Período
Sa(T):	Ordenada sísmica de diseño en función del período T
Kt:	Parámetro de período fundamental de vibración (T_a)
x:	Parámetro de período fundamental de vibración (T_a)
he:	Altura de la estructura según ASCE 7-10
Ta:	Período fundamental de vibración
Sa(T_a):	Ordenada sísmica de diseño en función del período T_a
R:	Factor de reducción de respuesta sísmica

Cd:	Factor de amplificación de desplazamiento post-elástico
Csa:	Coeficiente sísmico
ρ_b :	Densidad del bambú
Tb:	Período fundamental aproximado método dinámico
Sa(Tb):	Ordenada sísmica de diseño en función del período Tb
Csb:	Coeficiente sísmico
Atmarco:	Área tributaria de cada marco
W2:	Carga de techo
W1:	Carga de entrepiso
Ws:	Carga sísmica efectiva por sección
Vb:	Corte basal
h1:	Altura de primer nivel
h2:	Altura total
Cs1:	Coeficiente de respuesta sísmica de primer nivel
Cs2:	Coeficiente de respuesta sísmica de segundo nivel
F1:	Fuerza aplicada por sismo en primer nivel
F2:	Fuerza aplicada por sismo en segundo nivel
$\delta c1$:	Desplazamiento elástico de primer nivel
$\delta c2$:	Desplazamiento elástico de segundo nivel
$\delta u1$:	Desplazamiento post-elástico de primer nivel
$\delta u2$:	Desplazamiento post-elástico de segundo nivel
$\Delta u1$:	Límite último de deriva permisible de primer nivel
$\Delta u2$:	Límite último de deriva permisible de segundo nivel
P1:	Esfuerzo máximo de compresión sobre columnas de panel de eje 1 y 4
M1:	Momento máximo sobre columnas de panel de eje 1 y 4
Dec1:	Diámetro externo de columnas de panel de eje 1 y 4
tc1:	Espesor de pared de columnas de panel de eje 1 y 4
Lc1:	Longitud de columnas de panel de eje 1 y 4

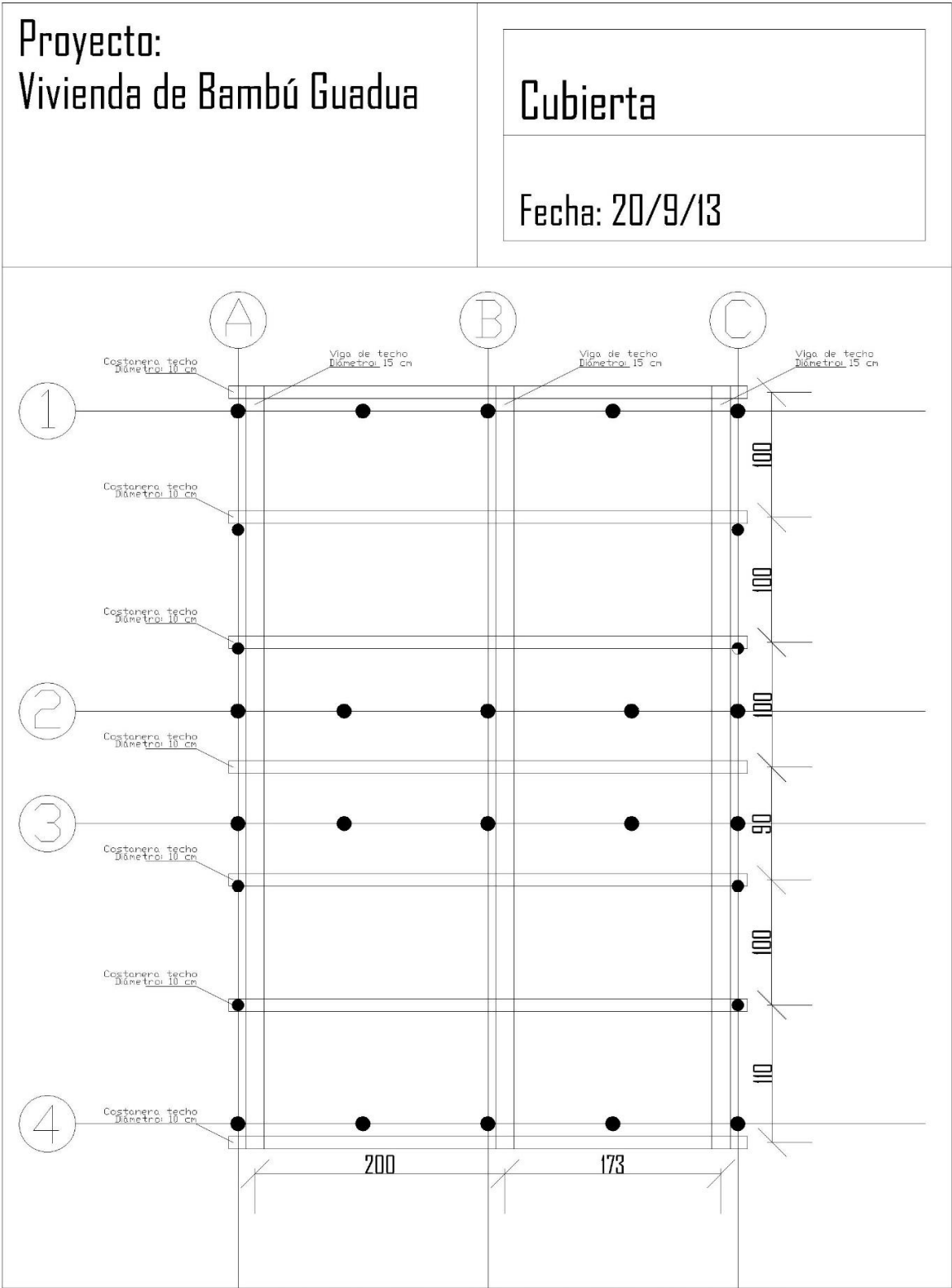
S1:	Módulo de sección de columnas de panel de eje 1 y 4
ff1:	Esfuerzo de flexión actuante en columnas de panel de eje 1 y 4
Ff1:	Esfuerzo de flexión permisible en columnas de panel de eje 1 y 4
kc1:	Coeficiente de longitud efectiva de columnas de panel de eje 1 y 4
Lec1:	Longitud efectiva de columnas de panel de eje 1 y 4
rc1:	Radio de giro de columnas de panel de eje 1 y 4
$\lambda c1$:	Esbeltez de columnas de panel de eje 1 y 4
Ac1:	Área neta de columnas de panel de eje 1 y 4
fc1:	Esfuerzo de compresión actuante en columnas de panel de eje 1 y 4
Fc1:	Esfuerzo de compresión permisible en columnas de panel de eje 1 y 4
Na1:	Carga de compresión actuante en columnas de panel de eje 1 y 4
I1:	Inercia de columnas de panel de eje 1 y 4
Ncr1:	Carga crítica de Euler para columnas de panel de eje 1 y 4
km1:	Coeficiente de magnificación de momentos en columnas de panel de eje 1 y 4
FC1:	Flexocompresión actuante en columnas de panel de eje 1 y 4
Revisión 1:	Revisión de chequeo de flexocompresión de panel de eje 1 y 4
T1:	Carga de tensión actuante en columnas de ejes 1 y 4
Ft:	Esfuerzo admisible en tensión de bambú
Ft1:	Esfuerzo admisible en tensión en columnas de vivienda
f1:	Esfuerzo de tensión actuante en columnas de eje 1 y 4
DCt1:	Demanda capacidad de tensión en columnas de ejes 1 y 4
P2:	Esfuerzo máximo de compresión sobre columnas de panel de eje 2 y 3
M2:	Momento máximo sobre columnas de panel de eje 2 y 3
Dec2:	Diámetro externo de columnas de panel de eje 2 y 3
tc2:	Espesor de pared de columnas de panel de eje 2 y 3

Lc2:	Longitud de columnas de panel de eje 2 y 3
S2:	Módulo de sección de columnas de panel de eje 2 y 3
ff2:	Esfuerzo de flexión actuante en columnas de panel de eje 2 y 3
Ff2:	Esfuerzo de flexión permisible en columnas de panel de eje 2 y 3
kc2:	Coeficiente de longitud efectiva de columnas de panel de eje 2 y 3
Lec2:	Longitud efectiva de columnas de panel de eje 2 y 3
rc2:	Radio de giro de columnas de panel de eje 2 y 3
$\lambda c2$:	Esbeltez de columnas de panel de eje 2 y 3
Ac2:	Área neta de columnas de panel de eje 2 y 3
fc2:	Esfuerzo de compresión actuante en columnas de panel de eje 2 y 3
Fc2:	Esfuerzo de compresión permisible en columnas de panel de eje 2 y 3
Na2:	Carga de compresión actuante en columnas de panel de eje 2 y 3
I2:	Inercia de columnas de panel de eje 2 y 3
Ncr2:	Carga crítica de Euler para columnas de panel de eje 2 y 3
km2:	Coeficiente de magnificación de momentos en columnas de panel de eje 2 y 3
FC2:	Flexocompresión actuante en columnas de panel de eje 2 y 3
Revisión 2:	Revisión de chequeo de flexocompresión de panel de eje 2 y 3
P5:	Esfuerzo máximo de compresión sobre columnas de panel de eje A y C
M5:	Momento máximo sobre columnas de panel de eje A y C
Dec5:	Diámetro externo de columnas de panel de eje A y C
tc5:	Espesor de pared de columnas de panel de eje A y C
Lc5:	Longitud de columnas de panel de eje A y C
S5:	Módulo de sección de columnas de panel de eje A y C
ff5:	Esfuerzo de flexión actuante en columnas de panel de eje A y C
Ff5:	Esfuerzo de flexión permisible en columnas de panel de eje A y C

k_{c5} :	Coeficiente de longitud efectiva de columnas de panel de eje A y C
L_{ec5} :	Longitud efectiva de columnas de panel de eje A y C
r_{c5} :	Radio de giro de columnas de panel de eje A y C
λ_{c5} :	Esbeltez de columnas de panel de eje A y C
A_{c5} :	Área neta de columnas de panel de eje A y C
f_{c5} :	Esfuerzo de compresión actuante en columnas de panel de eje A y C
F_{c5} :	Esfuerzo de compresión permisible en columnas de panel de eje A y C
N_{a5} :	Carga de compresión actuante en columnas de panel de eje A y C
I_5 :	Inercia de columnas de panel de eje A y C
N_{cr5} :	Carga crítica de Euler para columnas de panel de eje A y C
k_{m5} :	Coeficiente de magnificación de momentos en columnas de panel de eje A y C
FC_5 :	Flexocompresión actuante en columnas de panel de eje A y C
Revisión 5:	Revisión de chequeo de flexocompresión de panel de eje A y C
A_{tc1} :	Área tributaria para cálculo de carga en conexión a corte
L_{vc1} :	Longitud de viga para cálculo de carga en conexión a corte
V_{up} :	Corte actuante en conexión 1
F_{up} :	Corte permisible en barras roscadas
P_{erno1} :	Diámetro de barras roscadas de conexión 1
A_{P1} :	Área de perno de conexión 1
ϕV_n :	Esfuerzo de corte permisible en barras roscadas
DC_{perno1} :	Demanda/Capacidad de conexión 1
P_{up} :	Esfuerzo de tensión actuante en conexión 2
F_{fp} :	Tensión permisible en barras roscadas
P_{erno2} :	Diámetro de barras roscadas de conexión 2
A_{P2} :	Área de perno de conexión 2
Ω :	Factor de reducción de fuerza

Ff2:	Esfuerzo admisible de la barra roscada a tensión
Pnp2:	Fuerza admisible de la barra roscada a tensión
DCfperno2:	Demanda/capacidad de conexión 2 por fluencia
Rt:	Tensión admisible en barra roscada
DCrperno2:	Demanda/capacidad de conexión 2 por tensión
Bb:	Peralte de la platina
tp:	Espesor de la platina
Av:	Área transversal de la platina
ϕV_{np} :	Corte admisible en la platina
DCpl:	Demanda/capacidad a corte de la platina
DCrplatina2:	Demanda/capacidad a tensión de la platina
dv:	Distancia para cálculo de momento de viento
Act:	Área de muro donde ejerce fuerza el viento
cargaPw:	Carga total de viento en muro
MomentoPw:	Momento generado por carga de viento
dp:	Distancia para cálculo de momento por peso de la estructura
Peso:	Peso total de la estructura
MomentoPeso:	Momento generado por carga propia de la estructura
Rev 1:	Revisión de relación de momentos
Dcvolteo:	Demanda/capacidad de volteo

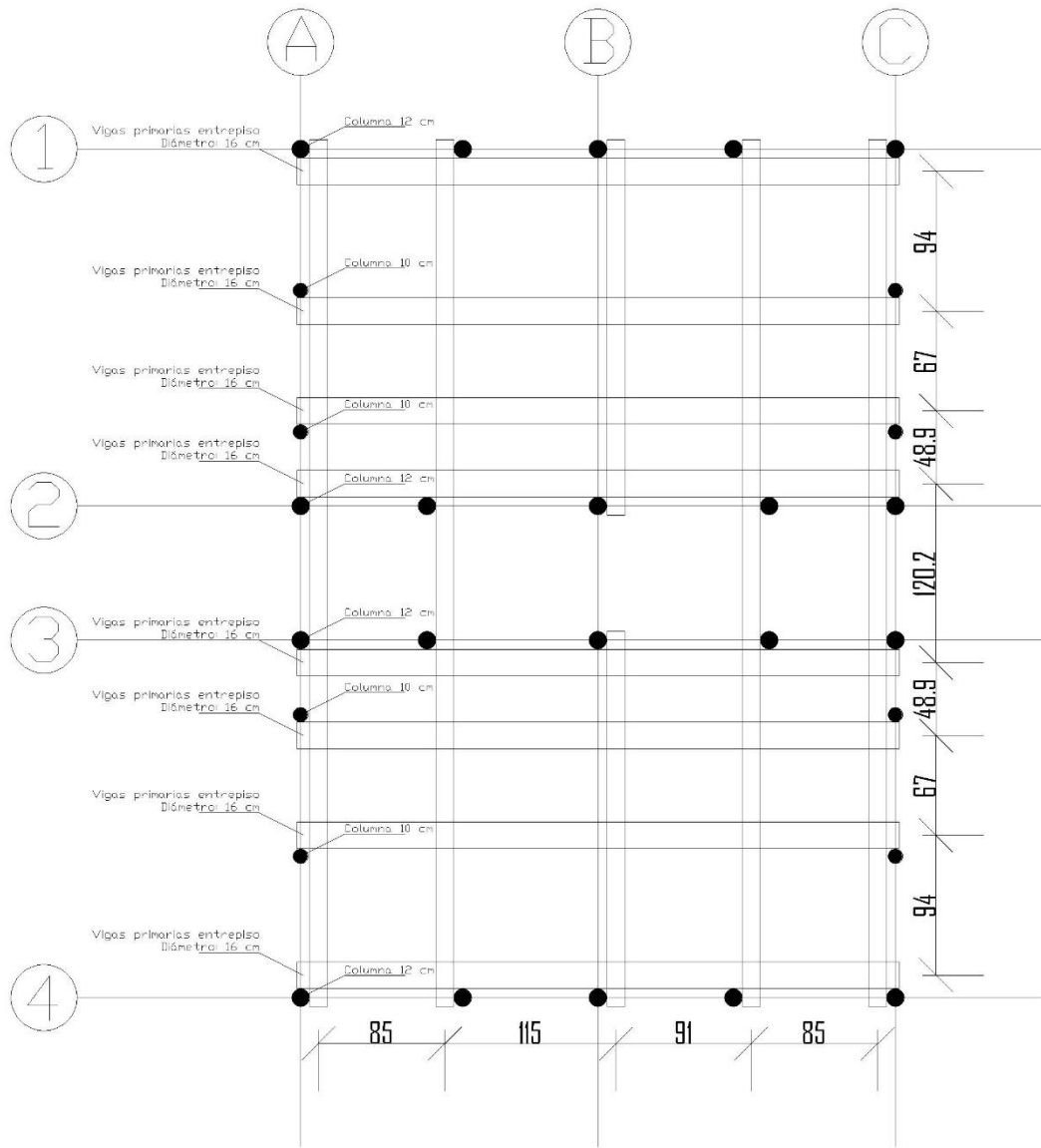
10.1.5 Apéndice E: Planos.



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Entrepiso

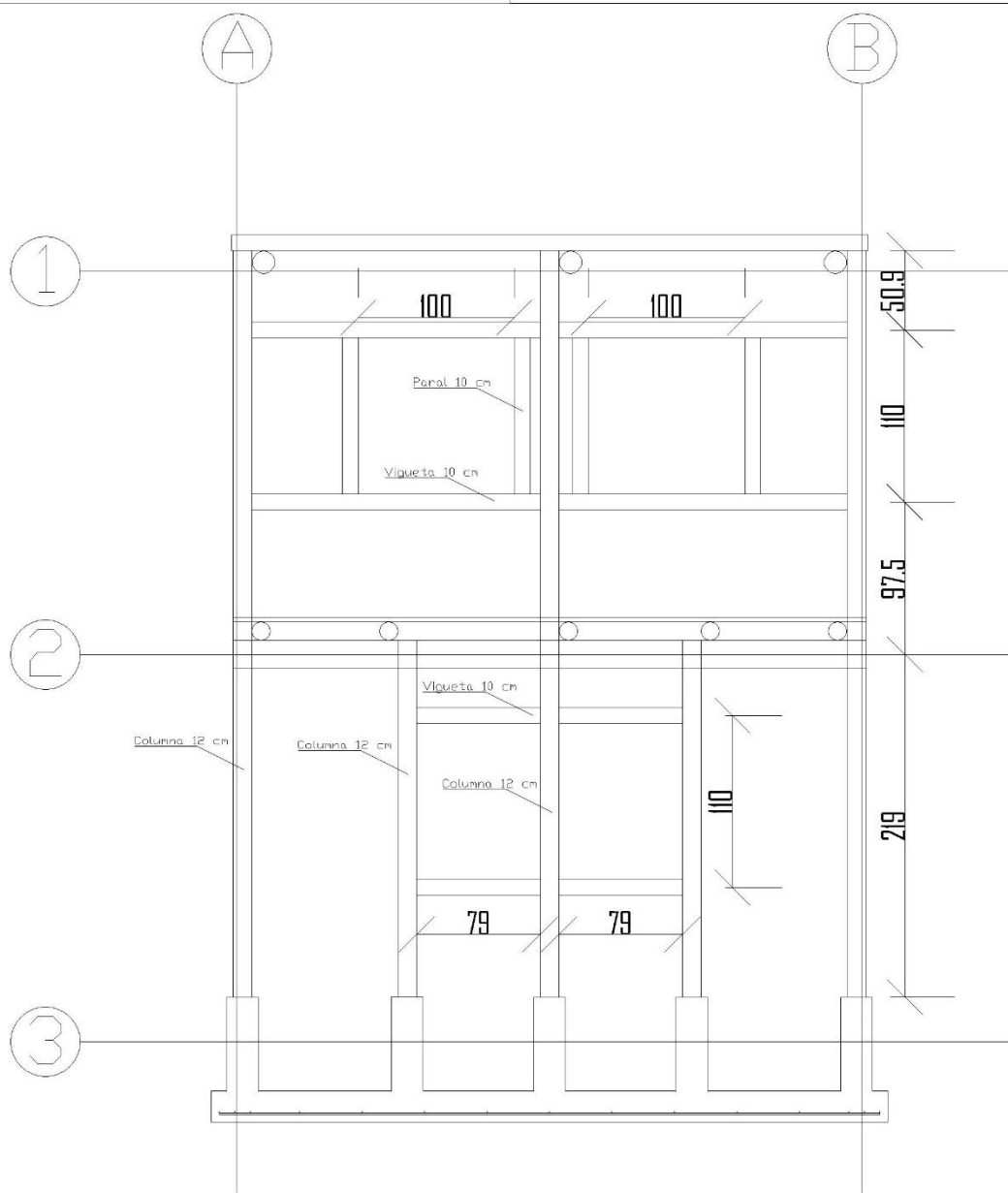
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Elevación eje 1

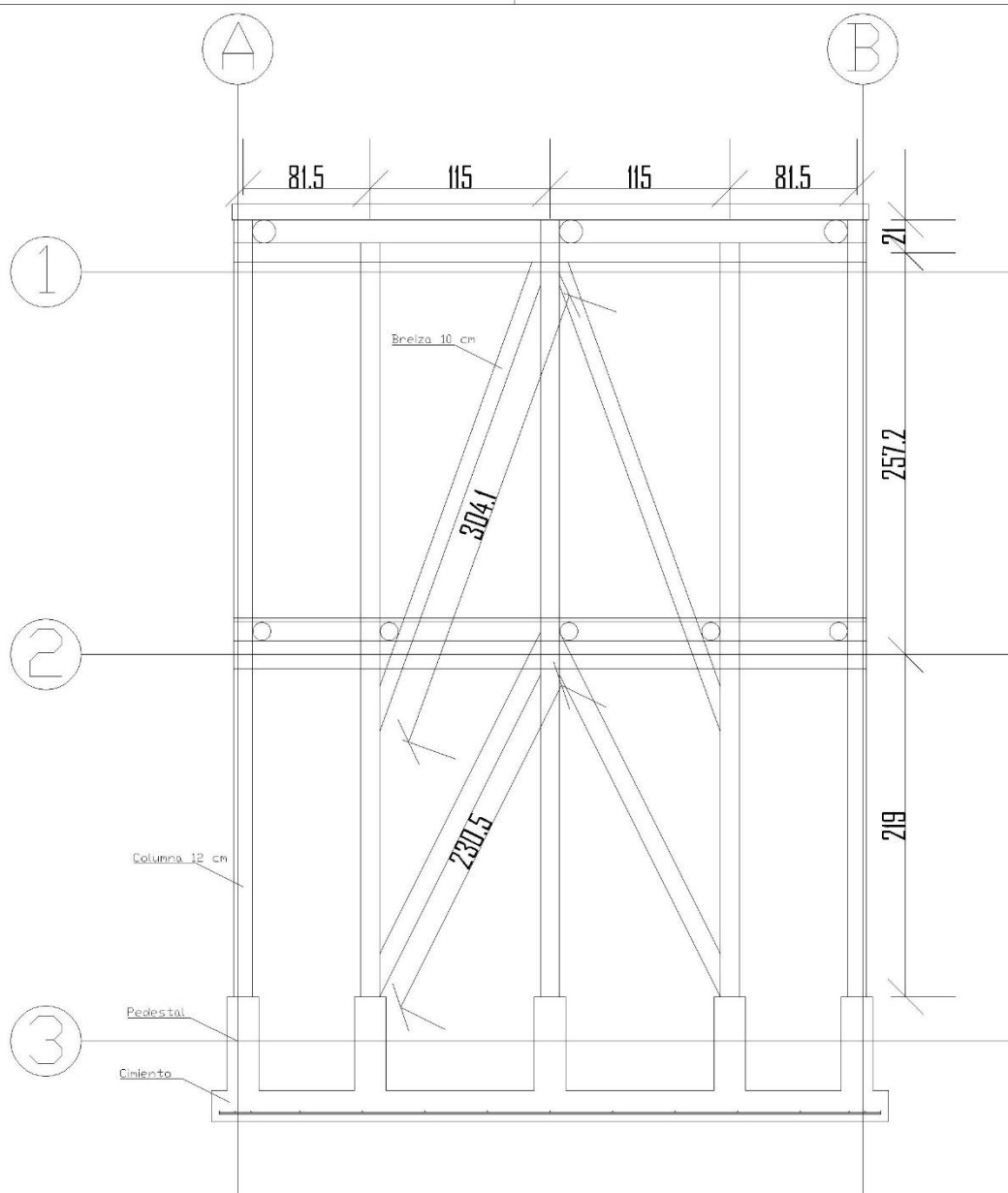
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Elevación eje 2

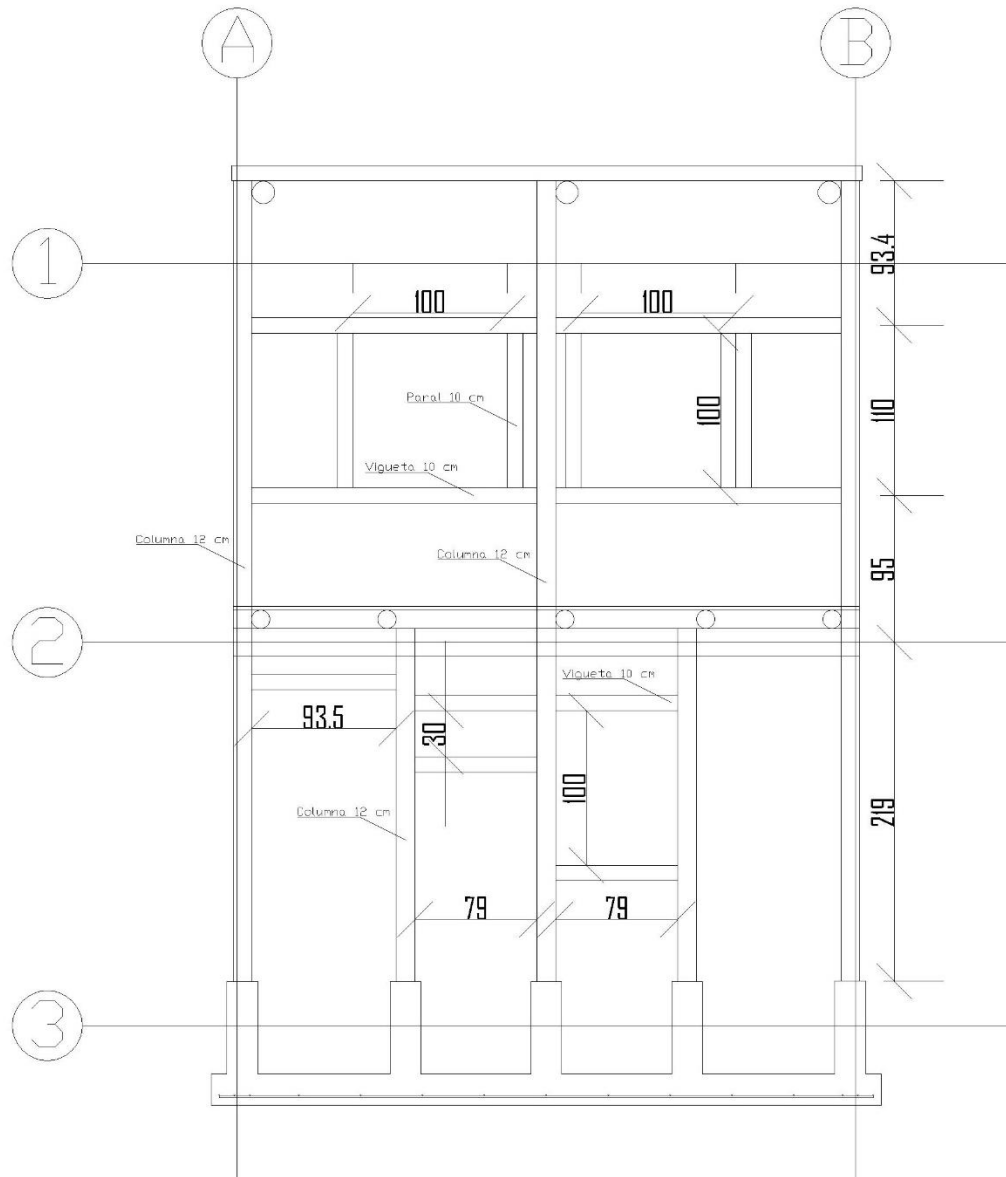
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Elevación de eje 4

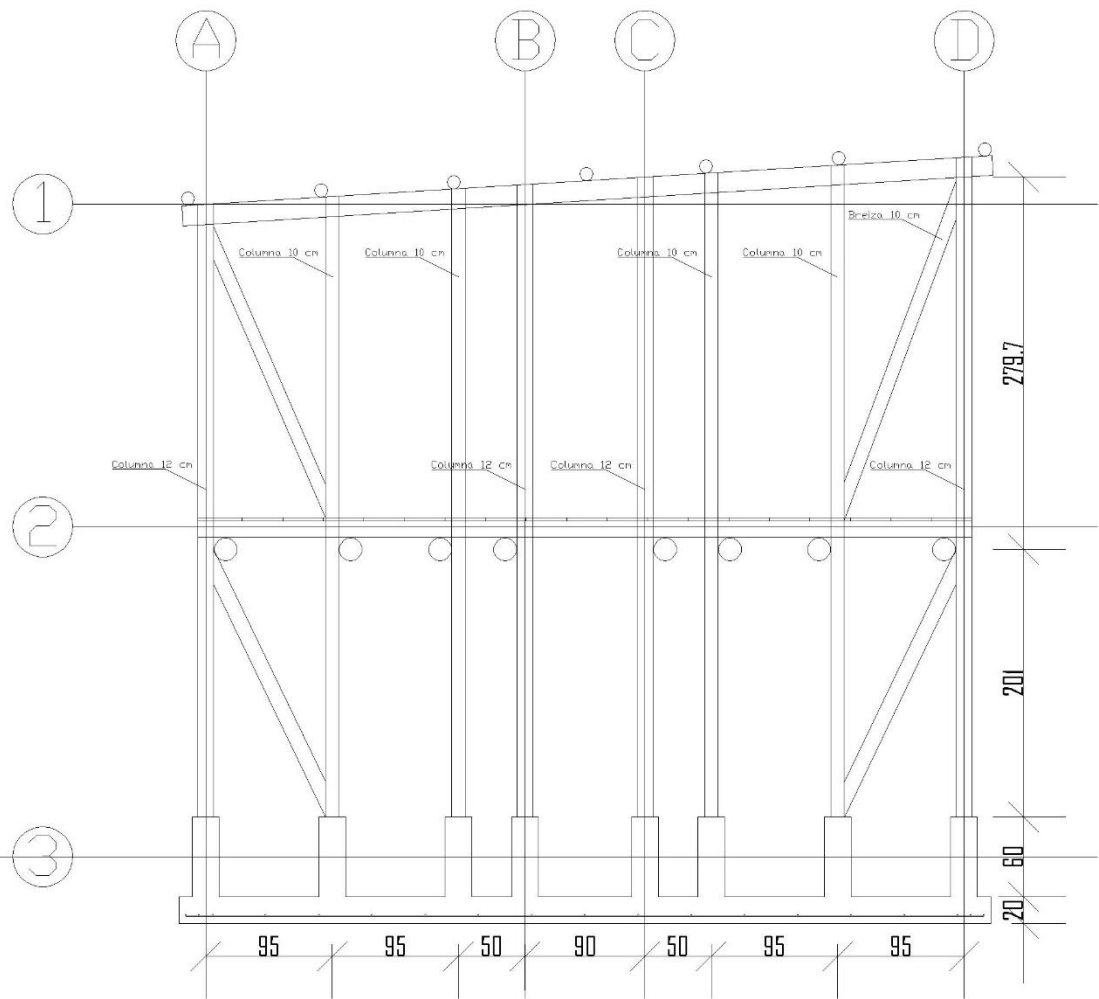
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Elevación de eje A

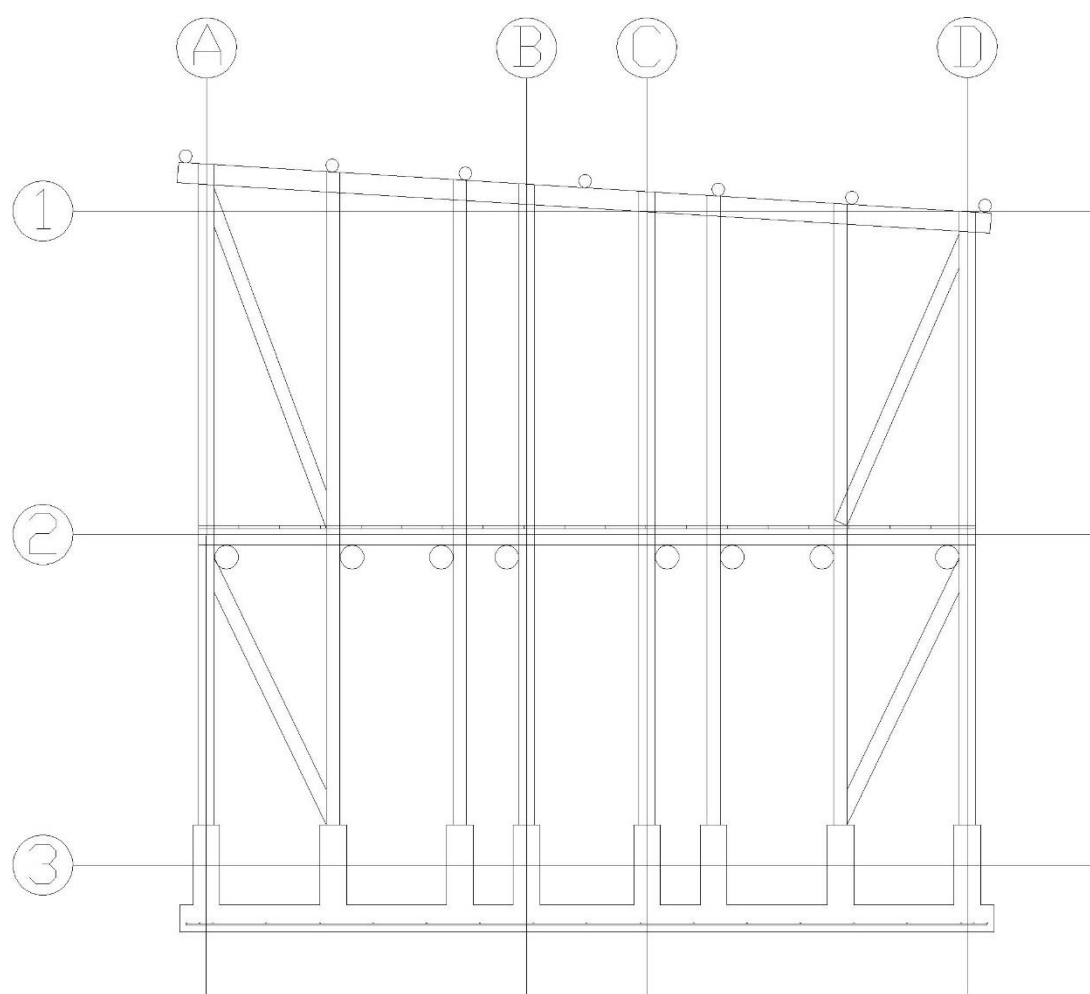
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Elevación de eje C

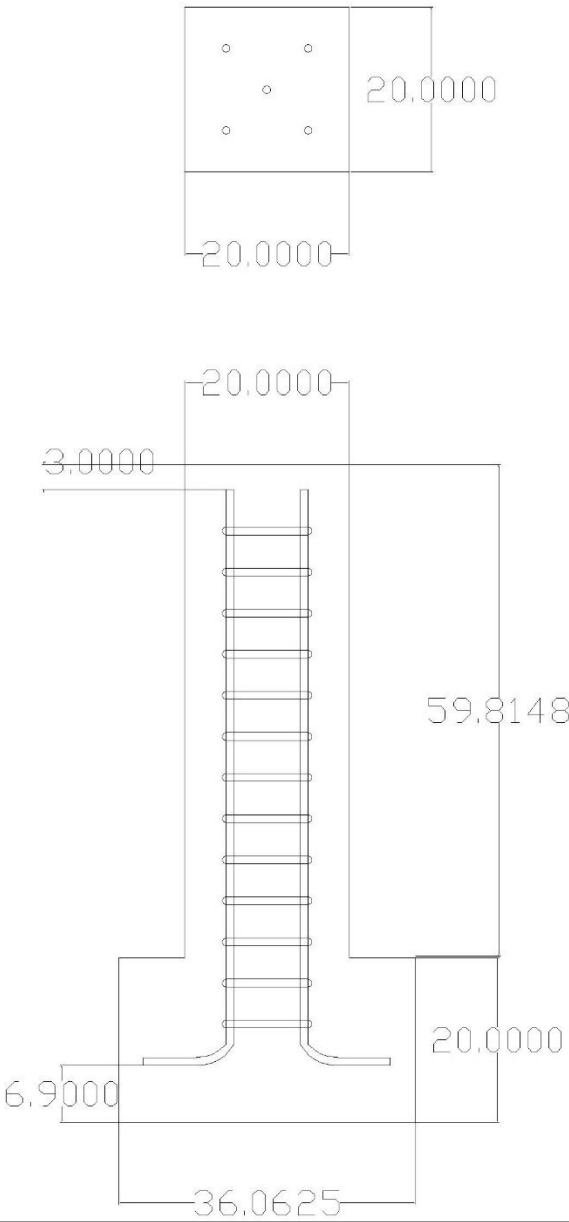
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Pedestal y cimiento

Fecha: 20/9/13

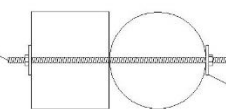


Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Conexión 1

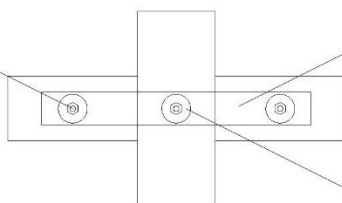
Fecha: 20/9/13

Perno 3/8"



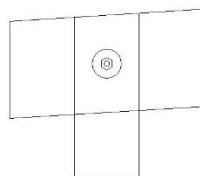
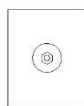
Arandela

Perno 3/8"



Platina

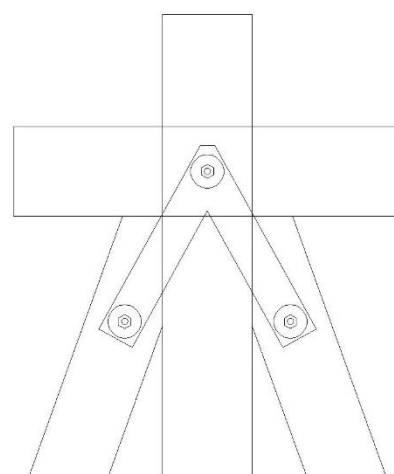
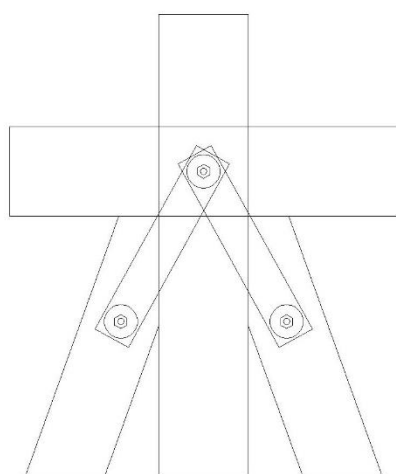
Arandela



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Conexión 1

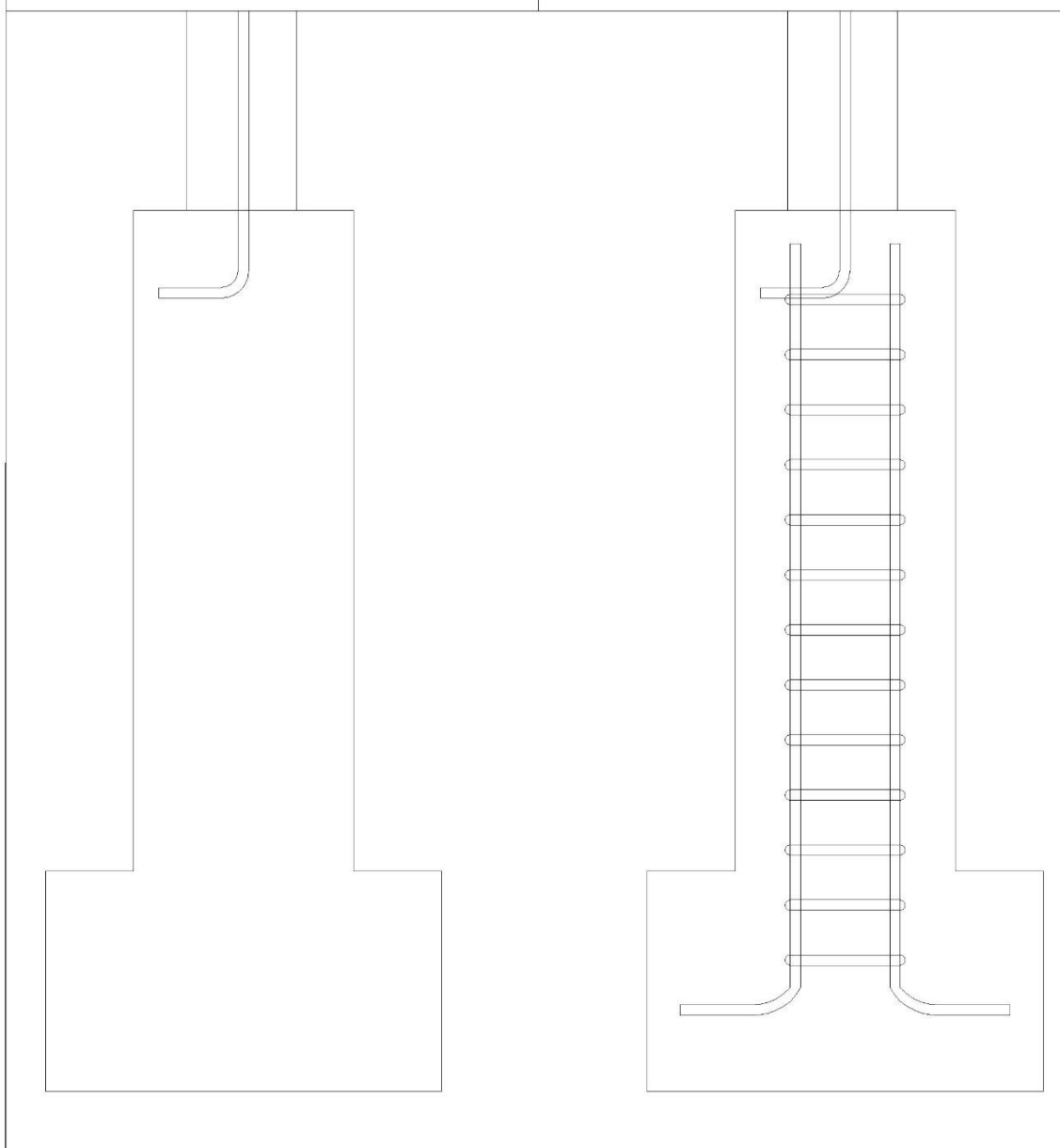
Fecha: 20/9/13



Proyecto:
Vivienda de Bambú Guadua

Conexión 2

Fecha: 20/9/13



10.1.6 Apéndice F: Cuantificación de material.

Características de materiales

Lámina:	lámina galvanizada que cumple con ASTM A 653
Barras roscadas:	Barras Hilti Stainless HAS que cumplen con ASTM F 593
Bambú:	Bambú de especie Guadua Angustifolia
Pernos para lámina:	Pernos en forma de J para sujetar al bambú sin perforarlo
Tablón:	Tablón de un pie de ancho por una pulgada de espesor

Todas las barras roscadas van acompañadas de dos tuercas y dos arandelas.

Las arandelas son de 4mm de espesor y 45mm de diámetro exterior

Techo

Bambú		
# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)
7	10	415
3	15	610

Barras roscadas	
# de elementos	diámetro (in)
21	3/8

Lámina de techo	
# de elementos	tamaño
11	81cm x 12'

Pernos para lámina	
# de elementos	
70	

Entrepiso

tablón:	13.12 Pies tablares
----------------	---------------------

Bambú		
# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)
4	12	580
2	12	255
8	18	400

# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)
4	12	580
2	12	255
8	18	400

Barras roscadas	
# de elementos	diámetro (in)
40	3/8

# de elementos	diámetro (in)
40	3/8

Paneles

Panel eje 1

Bambú		
# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)
3	12	480
2	12	230
4	10	190
4	10	100
4	10	80

# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)
3	12	480
2	12	230
4	10	190
4	10	100
4	10	80

Esterilla, malla y cernido	40	metros cuadrados
-----------------------------------	----	------------------

	40	metros cuadrados
--	----	------------------

Barras roscadas	
# de elementos	diámetro (in)
41	3/8

# de elementos	diámetro (in)
41	3/8

Panel eje 2 y 3 **los materiales cuantificados son para un solo panel**

Bambú			
# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)	
5	12	500	
4	10	300	
1	10	400	

Esterilla, malla y cernido	35	metros cuadrados
-----------------------------------	----	------------------

Barras roscadas		
# de elementos	diámetro (in)	
26	3/8	

Panel eje 4

Bambú			
# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)	
3	12	520	
2	12	230	
4	10	190	
4	10	100	
4	10	80	
1	10	95	

Esterilla, malla y cernido	41.6	metros cuadrados
-----------------------------------	------	------------------

Barras roscadas		
# de elementos	diámetro (in)	
42	3/8	

Paneles eje A y C los materiales cuantificados son para un solo panel

Bambú			
# de elementos	diámetro (cm)	longitud (cm)	
1	10	470	
1	10	475	
1	10	485	
1	10	490	
4	10	245	

Esterilla, malla y cernido	54	metros cuadrados
-----------------------------------	----	------------------

Barras roscadas	
# de elementos	diámetro (in)
20	3/8

Pedestales (28)

Concreto	
f'c =	210 kg/cm ²
volumen =	1.008 m ³

Acero	
longitudinal	
fy =	2800 kg/cm ²
Varillas No. 3	
Longitud total =	85.12 m
# de varillas =	15
estribos	
fy =	2800 kg/cm ²
Varillas No. 3	
Longitud total =	179.2 m
# de varillas =	30

Cimiento corrido

Concreto

$f'_c =$	280 kg/cm ²
volumen =	1.584 m ³

Acero

longitudinal	
$f_y =$	2800 kg/cm ²
Varillas No. 3	
Longitud total =	83.4 m
# de varillas =	14
estribos	
$f_y =$	2800 kg/cm ²
Varillas No. 3	
Longitud total =	23.55 m
# de varillas =	4

10.2 Madera

10.2.1 Apéndice A.

Universidad Del Valle de Guatemala

Cristian Rodrigo Mosquera Morales

Megaproyecto

09 196

Descripción del Proyecto:

La vivienda popular es una vivienda pequeña, cuenta con una área de lote de 45.60 metros cuadrados y un área de construcción de 45.60 metros cuadrados. Esta contiene cuatro ambientes distintos. En la planta baja se encuentra la sala-comedor, el baño y la cocina. En la planta alta se encuentra el dormitorio principal y el dormitorio secundario. Esta vivienda consta de sistema de resistencia lateral y sistema de resistencia gravitacional. Toda la estructura es realizada en madera. Esta madera es de pino, de la especie "maximinoi".

En cuanto a lo que son los códigos de diseño principalmente se utilizaron los códigos de Guatemala, es decir, el código de AGIES, en donde se pudo encontrar desde las cargas designadas hasta los tipos de sistemas estructurales utilizados.

Datos de proyecto:

Ubicación: Ciudad de Guatemala

Clasificación de obra: Ordinaria

$$\begin{aligned}
 Fb &:= 70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & Fc &:= 91.3 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & Em &:= 110600 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & Fv &:= 40 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\
 Cm &:= 1 & Cd &:= 1.25 & \phi_s &:= 0.85 & \phi_c &:= 0.9 & \phi_v &:= 0.75 \\
 Kf &:= \frac{2.16}{\phi_s} = 2.541 & Ci &:= 0.7 & \phi_b &:= 0.85 & \lambda &:= 0.8
 \end{aligned}$$

$$Fc' := Fc \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ci \cdot Kf \cdot \phi_c \cdot \lambda = 146.166 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fb' := Fb \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ci \cdot Kf \cdot \phi_b \cdot \lambda = 105.84 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E' := Em \cdot Cm \cdot Cd \cdot Ci = 96775 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fv' := Fv \cdot Cd \cdot Cm \cdot Ci \cdot Kf \cdot \phi_v \cdot \lambda = 53.365 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Integración de cargas:

$$\text{Techo: } ppte := 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$cmste := 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$cvte := 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Are := 1800 \frac{kgf}{m^3} \cdot 2 \text{ cm} = 36 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Cllte := 0.0098 \cdot (20 \text{ mm}) \cdot \frac{kPa}{mm} = 19.986 \frac{kgf}{m^2}$$

Integración carga de Viento

Exposición de tipo B

$$Hte := 0.4 \text{ m} \quad Hpiso := 2.4 \text{ m}$$

$$Altovento := 2 \cdot Hpiso + \frac{Hte}{2} = 5 \text{ m}$$

$$Ce := 0.70$$

$$Cq := 0.3$$

$$qs := 474 \text{ Pa}$$

$$Pw := Ce \cdot Cq \cdot qs = 10.15 \frac{kgf}{m^2}$$

Integración de carga gravitacional de techo

Combinación de carga de techo

$$U1te := 1.4 \cdot (ppte + cmste) = 84 \frac{kgf}{m^2}$$

$$U2te := 1.3 \cdot (ppte + cmste) + 1.6 \cdot cvte = 158 \frac{kgf}{m^2}$$

$$U3te := 1.2 \cdot (ppte + cmste) + 1.3 \cdot Pw + 0.5 \cdot Cllte = 95.189 \frac{kgf}{m^2}$$

$$Ute := \max(U1te, U2te, U3te) = 158 \frac{kgf}{m^2}$$

Diseño de Costanera de Techo

$$Scos := 0.4 \text{ m}$$

$$Wute := Ute \cdot Scos = 63.2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Lcos := 1.2 \text{ m}$$

$$Wutex := Wute \cdot \frac{5.802}{5.805} = 63.167 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad Wutey := Wute \cdot \frac{0.4}{5.805} = 4.355 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Sección de la costanera

$$bcos := 2 \text{ in} \quad hcos := 2 \text{ in}$$

$$Sxcos := \frac{1}{6} \cdot bcos \cdot hcos^2 \quad Sycos := \frac{1}{6} hcos \cdot bcos^2$$

$$Ixcos := \frac{1}{12} \cdot bcos \cdot hcos^3 \quad Iycos := \frac{1}{12} hcos \cdot bcos^3$$

$$Mucosx := \frac{1}{8} \cdot Wutex \cdot (Lcos^2) = 11.37 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mucosy := \frac{1}{8} \cdot Wutey \cdot (Lcos^2) = 0.784 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DCcos := \frac{Mucosx}{Sxcos} + \frac{Mucosy}{Sycos} = 55.626 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$DCcos := \frac{\frac{Mucosx}{Sxcos}}{Fb'} + \frac{\frac{Mucosy}{Sycos}}{Fb'} = 0.526$$

Chequeo de deflexión

Por carga viva

$$\Delta cx := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot \frac{2.1}{2.32} Scos \cdot Lcos^4}{Em \cdot Ixcos} = 0.08 \text{ cm}$$

$$\Delta cy := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot \frac{1}{2.32} Scos \cdot Lcos^4}{Em \cdot Iycos} = 0.038 \text{ cm}$$

$$\Delta c := \sqrt{\Delta c x^2 + \Delta c y^2} = 0.088 \text{ cm}$$

$$\Delta c v i v a := \frac{L c o s}{180} = 0.667 \text{ cm}$$

$$\text{if}(\Delta c < \Delta c v i v a, "Ok", "NO Ok") = "Ok"$$

Por carga muerta+viva

$$\Delta c 2 x := \frac{5}{384} \cdot \frac{(c v t e + p p t e + c m s t e) \cdot \frac{2.1}{2.32} S c o s \cdot L c o s^4}{E m \cdot I x c o s} = 0.175 \text{ cm}$$

$$\Delta c 2 y := \frac{5}{384} \cdot \frac{(c v t e + p p t e + c m s t e) \cdot \frac{1}{2.32} S c o s \cdot L c o s^4}{E m \cdot I y c o s} = 0.083 \text{ cm}$$

$$\Delta c 2 := \sqrt{\Delta c 2 x^2 + \Delta c 2 y^2} = 0.194 \text{ cm}$$

$$\Delta c v m := \frac{L c o s}{120} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{if}(\Delta c 2 < \Delta c v m, "Ok", "NO Ok") = "Ok"$$

Chequeo de Corte

$$V := W u t e x \cdot \frac{L c o s}{2} = 37.9 \text{ kgf}$$

$$V a d m := F v' \cdot b c o s \cdot h c o s = 1377.151 \text{ kgf}$$

$$D C v := \frac{V}{V a d m} = 0.028$$

DISEÑO DE VIGA DE TECHO

$$bvt := 4 \text{ in}$$

$$hvt := 8 \text{ in}$$

$$Lvt := 2.5 \text{ m}$$

$$Avt := bvt \cdot hvt = 32 \text{ in}^2$$

$$Sxvt := \frac{1}{6} \cdot bvt \cdot hvt^2 = 699.181 \text{ cm}^3$$

$$Ivtxx := \frac{1}{12} \cdot bvt \cdot hvt^3 = 7103.683 \text{ cm}^4$$

$$rvtxx := \sqrt{\frac{Ivtxx}{Avt}} = 5.866 \text{ cm}$$

$$Atvt := 4 \text{ m}$$

$$Wuvt := Atvt \cdot Ute = 632 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Muvt := 0.106 \cdot Wuvt \cdot Lvt^2 = 418.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi Mnvt := Fb' \cdot Sxvt = 740.014 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DCvt := \frac{Muvt}{\phi Mnvt} = 0.566$$

$$\Delta vt v := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvte \cdot Atvt \cdot Lvt^4}{Em \cdot Ivtxx} = 0.001 \text{ m}$$

$$\Delta cosv := \frac{Lvt}{360} = 0.694 \text{ cm}$$

$$\Delta cos2cmv := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvte + pppe + cmste) \cdot Atvt \cdot Lvt^4}{Em \cdot Ivtxx} = 0.285 \text{ cm}$$

$$\Delta coscmv := \frac{Lvt}{240} = 1.042 \text{ cm}$$

$$V := Wuvt \cdot \frac{Lvt}{2} = 790 \text{ kgf}$$

$$Vadm := Fv' \cdot bvt \cdot hvt = 11017.208 \text{ kgf}$$

$$DCv := \frac{V}{Vadm} = 0.072$$

Diseño de Entrepiso

$$ppent := 40 \frac{kgf}{m^2} \quad cvent := 200 \frac{kgf}{m^2}$$

$$cmsent := 50 \frac{kgf}{m^2}$$

Combinación de carga de entrepiso

$$Uent := 1.3 \cdot (ppent + cmsent) + 1.6 \cdot (cvent) = 437 \frac{kgf}{m^2}$$

Diseño de Tablon

$$Atcos := 40 \text{ cm} \quad \text{area tributaria costaneras, ir probando}$$

$$Lcos2 := 0.4 \text{ m}$$

$$Bcos2 := 12 \text{ in} \quad Hcos2 := 0.75 \text{ in}$$

$$Scosx := \frac{1}{6} \cdot Bcos2 \cdot Hcos2^2 = 18.435 \text{ cm}^3 \quad Icosx := \frac{1}{12} \cdot Bcos2 \cdot Hcos2^3 = 17.56 \text{ cm}^4$$

$$Wucos := Uent \cdot Atcos = 174.8 \frac{kgf}{m}$$

$$Mucos := \frac{1}{8} \cdot Wucos \cdot Lcos2^2 = 3.496 \text{ kgf} \cdot m$$

$$\phi Mncos2 := Fb' \cdot Scosx = 19.512 \text{ kgf} \cdot m$$

$$DCcos2 := \frac{Mucos}{\phi Mncos2} = 0.179$$

$$\Delta cos2v := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atcos \cdot Lcos2^4}{Em \cdot Icosx} = 0.014 \text{ cm}$$

$$\Delta cosv := \frac{Lcos2}{360} = 0.111 \text{ cm}$$

$$\Delta cos2cmv := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atcos \cdot Lcos2^4}{Em \cdot Icosx} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\Delta coscmv := \frac{Lcos2}{240} = 0.167 \text{ cm}$$

$$V := Wucos \cdot \frac{Lcos2}{2} = 104.88 \text{ kgf}$$

$$Vadm := Fv' \cdot Bcos2 \cdot Hcos2 = 3098.59 \text{ kgf}$$

$$DCv := \frac{V}{Vadm} = 0.034$$

Diseño de viga secundaria

$$Atvs := 0.4 \text{ m} \quad Wuvs := Uent \cdot Atvs = 174.8 \text{ m} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Lvs := 2 \text{ m} \quad Bvs := 2 \text{ in} \quad Hvs := 4 \text{ in}$$

$$Sxvs := \frac{1}{6} \cdot Bvs \cdot Hvs^2 = 87.398 \text{ cm}^3$$

$$Ixvs := \frac{1}{12} \cdot Bvs \cdot Hvs^3 = 443.98 \text{ cm}^4$$

$$Muvs := \frac{1}{8} \cdot Wuvs \cdot Lvs^2 = 87.4 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi Mnvs := Fb' \cdot Sxvs = 92.502 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DCvs := \frac{Muvs}{\phi Mnvs} = 0.945$$

$$\Delta vs := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atvs \cdot Lvs^4}{Em \cdot Ixvs} = 0.339 \text{ cm}$$

$$\Delta vs := \frac{Lvs}{360} = 0.556 \text{ cm}$$

$$\Delta vscmv := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atvs \cdot Lvs^4}{Em \cdot Ixvs} = 0.492 \text{ cm}$$

$$\Delta vscmv := \frac{Lvs}{240} = 0.833 \text{ cm}$$

$$V := Wuvs \cdot \frac{Lvs}{2} = 174.8 \text{ kgf}$$

$$Vadm := Fv' \cdot Bvs \cdot Hvs = 2754.302 \text{ kgf}$$

$$DCv := \frac{V}{Vadm} = 0.063$$

Diseño de viga principal Gravitacional

$$Lvg := 2.4 \text{ m} \quad Atvg := 4 \text{ m}$$

$$Wuvg := Uent \cdot Atvg = 1748 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Bvg := 6 \text{ in} \quad Hvg := 10 \text{ in}$$

$$Sxvg := \frac{1}{6} \cdot Bvg \cdot Hvg^2 = 1638.706 \text{ cm}^3$$

$$Ixvg := \frac{1}{12} \cdot Bvg \cdot Hvg^3 = 20811.571 \text{ cm}^4$$

$$Muvg := \frac{1}{8} \cdot Wuvg \cdot Lvg^2 = 1258.56 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi Mnv g := Fb' \cdot Sxvg = 1734.407 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DCvg := \frac{Muvg}{\phi Mnv g} = 0.726$$

$$\Delta vg := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atvg \cdot Lvg^4}{Em \cdot Ixvg} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\Delta vg1 := \frac{Lvg}{360} = 0.667 \text{ cm}$$

$$\Delta vgcmv := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atvg \cdot Lvg^4}{Em \cdot Ixvg} = 0.218 \text{ cm}$$

$$\Delta vg1cmv := \frac{Lvg}{240} = 1 \text{ cm}$$

$$V := Wuvg \cdot \frac{Lvg}{2} = 20570.429 \text{ N}$$

$$Vadm := Fv' \cdot Bvg \cdot Hvg = 202578.56 \text{ N}$$

$$DC := \frac{V}{Vadm} = 0.102$$

Diseño de viga Gravitacional de Panel

$$Lvp := 0.4 \text{ m} \quad Atvp := 2 \text{ m}$$

$$Wuwp := Uent \cdot Atvp = 874 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Bvp := 2 \text{ in} \quad Hvp := 3 \text{ in}$$

$$Sxvp := \frac{1}{6} \cdot Bvp \cdot Hvp^2 = 49.161 \text{ cm}^3$$

$$Ixvp := \frac{1}{12} \cdot Bvp \cdot Hvp^3 = 187.304 \text{ cm}^4$$

$$Muvp := \frac{1}{8} \cdot Wuwp \cdot Lvp^2 = 17.48 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi Mnv p := Fb' \cdot Sxvp = 52.032 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DCvp := \frac{Muvp}{\phi Mnv p} = 0.336$$

$$\Delta vp := \frac{5}{384} \cdot \frac{cvent \cdot Atvp \cdot Lvp^4}{Em \cdot Ixvp} = 0.006 \text{ cm}$$

$$\Delta vg1 := \frac{Lvp}{360} = 0.111 \text{ cm}$$

$$\Delta vgcmv := \frac{5}{384} \cdot \frac{(cvent + ppent + cmsent) \cdot Atvp \cdot Lvp^4}{Em \cdot Ixvp} = 0.009 \text{ cm}$$

$$\Delta vg1cmv := \frac{Lvp}{240} = 0.167 \text{ cm}$$

$$V := Wuwp \cdot \frac{Lvp}{2} = 3428.405 \text{ N}$$

$$Vadm := Fv' \cdot Bvp \cdot Hvp = 20257.856 \text{ N}$$

$$DC := \frac{V}{Vadm} = 0.169$$

**Diseño de la columna gravitacional
(pie derecho)**

$$Atc := 0.4 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 0.8 \text{ m}^2$$

$$Puc := Uent \cdot Atc = 349.6 \text{ kgf}$$

$$Hcol := 3 \text{ in}$$

$$Bcol := 2 \text{ in}$$

$$Lcol := 2.4 \text{ m}$$

$$Acol := Hcol \cdot Bcol = 6 \text{ in}^2$$

$$kcol := 0.8$$

$$Scolx := \frac{1}{6} \cdot Bcol \cdot Hcol^2$$

$$Scoly := \frac{1}{6} \cdot Hcol \cdot Bcol^2$$

$$Fcecx := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lcol}{Hcol}\right)^2} = 80.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcecy := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lcol}{Bcol}\right)^2} = 35.64 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c := 0.8$$

$$Cpx := \frac{1 + \left(\frac{Fcecx}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcecx}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2} - \frac{Fcecx}{Fc' \cdot c} = 0.467$$

$$Cpy := \frac{1 + \left(\frac{Fcecy}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcecy}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2} - \frac{Fcecy}{Fc' \cdot c} = 0.23$$

Capacidades resistentes

$$P' := \min(Cpx, Cpy) \cdot Acol \cdot Fc' = 1301.811 \text{ kgf}$$

$$DCcol := \left(\frac{Puc}{P'}\right) = 0.269$$

Diseño de la columna gravitacional

$$Atc := 1.2 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} = 2.4 \text{ m}^2$$

$$Puc := Uent \cdot Atc = 1048.8 \text{ kgf}$$

$$Hcol := 3 \text{ in}$$

$$Bcol := 3 \text{ in}$$

$$Lcol := 2.4 \text{ m}$$

$$Acol := Hcol \cdot Bcol$$

$$kcol := 0.8$$

Valores de la madera

$$Scolx := \frac{1}{6} \cdot Bcol \cdot Hcol^2$$

$$Scoly := \frac{1}{6} \cdot Hcol \cdot Bcol^2$$

$$Fcecx := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lcol}{Hcol}\right)^2} = 80.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcecy := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lcol}{Bcol}\right)^2} = 80.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c := 0.8$$

$$Fc' = 146.166 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Cpx := \frac{1 + \left(\frac{Fcecx}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcecx}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{Fcecx}{Fc' \cdot c}} = 0.467$$

$$Cpy := \frac{1 + \left(\frac{Fcecy}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcecy}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{Fcecy}{Fc' \cdot c}} = 0.467$$

Capacidades resistentes

$$P' := \min(Cpx, Cpy) \cdot Acol \cdot Fc' = 3962.269 \text{ kgf}$$

$$DCcol := \left(\frac{Puc}{P'}\right) = 0.265$$

DISEÑO DE SISTEMA LATERAL

Integración de Carga Sísmica

Datos:

Ubicación: Guatemala

Clasificación de obra: Ordinaria

Suelo tipo: D (Firme)

$$S_{cr} := 1.5 \text{ g}$$

$$S_{1r} := 0.55 \text{ g}$$

$$I_o := 4$$

Nivel de protección D

Ajuste por clase de sitio

$$F_a := 1.0$$

$$F_v := 1.5$$

$$S_{cs} := S_{cr} \cdot F_a$$

$$S_{1s} := S_{1r} \cdot F_v$$

Período de transición

$$T_s := \frac{S_{1s}}{S_{cs}} = 0.55$$

Ajuste por clasificación de obra

$$k_d := 0.66$$

10% de probabilidad de ser
excedido en 50 años

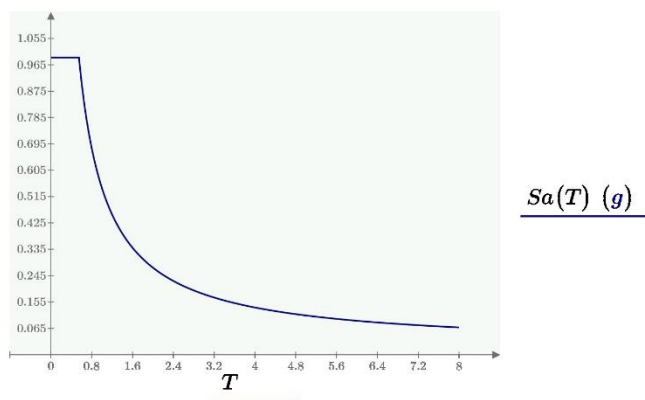
$$S_{cd} := S_{cs} \cdot k_d = 0.99 \text{ g}$$

$$S_{1d} := S_{1s} \cdot k_d = 0.545 \text{ g}$$

$$T := 0, 0.05 \dots 8$$

$$S_a(T) := \text{if} \left(T < T_s, S_{cd}, \frac{S_{1d}}{T} \right)$$

Espectro de Diseño

**Sismo Estático Equivalente**

Sistema estructural lateral a usar es paneles de madera E2

$$Kt := 0.047$$

$$x := 0.85$$

$$h_e := 5$$

h en metros

$$T_a := Kt \cdot (h_e)^x = 0.185$$

$$S_a(T_a) = 0.99 \text{ g}$$

Por ser panel de madera

$$R := 6$$

$$C_d := 4$$

$$C_{sa} := \frac{S_a(T_a)}{R} = 0.165 \text{ g}$$

Método Dinámico

Propiedades de la madera

$$\rho_m := 650 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad E_m = 10846.155 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$T_b := 0.0821 \quad \text{sacado de modelo en etabs}$$

$$S_a(T_b) = 0.99 \text{ g}$$

$$C_{sb} := \frac{S_a(T_b)}{R} = 0.165 \text{ g} \quad \text{Coeficiente sísmico}$$

La masa que participa en el sismo será 100% peso muerto y 25% carga viva

AGIES doc 6 NSE 3 pag 56

$$\text{Para el nivel 2} \quad A_{\text{nivel}} := 4 \text{ m} \cdot 5.6 \text{ m}$$

$$W_2 := ((p_{pte} + c_{mste}) + 0.25 \cdot (c_{vte})) \cdot (A_{\text{nivel}}) = 1624 \text{ kgf}$$

$$W_1 := ((p_{pent} + c_{msent}) + 0.25 \cdot (c_{vent})) \cdot (A_{\text{nivel}}) = 3136 \text{ kgf}$$

$$W_s := W_1 + W_2 = 4760 \text{ kgf}$$

$$V_b := C_{sb} \cdot \frac{W_s}{g} = 785.4 \text{ kgf}$$

Distribución vertical de corte basal

$$h_1 := 2.4 \text{ m} \quad h_2 := 5 \text{ m} \quad \text{altura de niveles}$$

$$C_{s1} := \frac{W_1 \cdot h_1}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2} = 0.481 \quad C_{s2} := \frac{W_2 \cdot h_2}{W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2} = 0.519$$

$$F_1 := C_{s1} \cdot V_b = 377.802 \text{ kgf} \quad F_2 := C_{s2} \cdot V_b = 407.598 \text{ kgf}$$

*Desplazamientos elásticos de Etabls
(panel Largo)*

$$\delta c1 := 0.000137 \text{ m}$$

$$\delta c2 := 0.000265 \text{ m}$$

Desplazamientos post-elásticos

$$\delta u1 := \delta c1 \cdot Cd = 0.055 \text{ cm}$$

$$\delta u2 := (\delta c2 - \delta c1) \cdot Cd = 0.051 \text{ cm}$$

Límite último de deriva permisible

Doc 6. NSE 3 pag 46

$$\Delta u := 0.025 \cdot h1 = 6 \text{ cm}$$

$$R1 := \text{if}(\Delta u < \delta u1, \text{"Cambie"}, \text{"Ok"})$$

$$\Delta u2 := 0.025 \cdot (5 \text{ m} - h1) = 6.5 \text{ cm}$$

$$R2 := \text{if}(\Delta u2 < \delta u2, \text{"Cambie"}, \text{"Ok"})$$

Chequeo de derivas

$$R1 = \text{"Ok"}$$

$$DCR1 := \frac{\delta u1}{\Delta u} = 0.009$$

$$R2 = \text{"Ok"}$$

$$DCR2 := \frac{\delta u2}{\Delta u2} = 0.008$$

*Desplazamientos elásticos de Etabls
(panel Corto)*

$$\delta c1 := 0.000144 \text{ m}$$

$$\delta c2 := 0.000272 \text{ m}$$

Desplazamientos post-elásticos

$$\delta u1 := \delta c1 \cdot Cd = 0.058 \text{ cm}$$

$$\delta u2 := (\delta c2 - \delta c1) \cdot Cd = 0.051 \text{ cm}$$

Límite último de deriva permisible

Doc 6. NSE 3 pag 46

$$\Delta u := 0.025 \cdot h1 = 6 \text{ cm}$$

$$R1 := \text{if}(\Delta u < \delta u1, \text{"Cambie"}, \text{"Ok"})$$

$$\Delta u2 := 0.025 \cdot (5 \text{ m} - h1) = 6.5 \text{ cm}$$

$$R2 := \text{if}(\Delta u2 < \delta u2, \text{"Cambie"}, \text{"Ok"})$$

Chequeo de derivas

$$R1 = \text{"Ok"}$$

$$DCR1 := \frac{\delta u1}{\Delta u} = 0.01$$

$$R2 = \text{"Ok"}$$

$$DCR2 := \frac{\delta u2}{\Delta u2} = 0.008$$

Chequeo de Volteo

Integración carga de Viento

Exposición de tipo B

$$Hte := 2.6 \text{ m} \quad Hpiso := 2.4 \text{ m}$$

$$Altovento := Hte + Hpiso = 5 \text{ m}$$

$$Ce := 0.65$$

$$Cq := 0.8$$

$$qs := 474 \text{ Pa}$$

$$Pw := Ce \cdot Cq \cdot qs = 25.134 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$Area1 := 5.7 \text{ m} \cdot 5.2 \text{ m}$$

$$Fp := Area1 \cdot Pw = 744.971 \text{ kgf}$$

$$Mw := Fp \cdot \frac{5}{2} \text{ m} = 1862.427 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mcm := (ppent + ppte + cmste + cmsent) \cdot Anivel \cdot 2 \text{ m} = 6720 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mcm \cdot 0.9 = 6048 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Mw \cdot 1.3 = 2421.155 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Fs := \frac{(0.9 \cdot Mcm)}{1.3 \cdot Mw} = 2.498$$

$$Volteo := \text{if}(Fs > 1.5, \text{"Ok"}, \text{"No Ok"})$$

$$Volteo = \text{"Ok"}$$

$$\begin{aligned} ppent &= 40 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kgf} \\ ppte &= 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \\ cmste &= 20 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \\ cmsent &= 50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Diseño de Panel

Datos de Columna pie derecho (etabs)

$$bc := 2 \text{ in} \quad hc := 3 \text{ in} \quad Lc := 2.4 \text{ m}$$

$$Ac := bc \cdot hc = 6 \text{ in}^2$$

$$Sxb := \frac{1}{6} \cdot bc \cdot hc^2 = 49.161 \text{ cm}^3$$

$$Ibxx := \frac{1}{12} \cdot bc \cdot hc^3 = 187.304 \text{ cm}^4$$

$$rbxx := \sqrt{\frac{Ibxx}{Ac}} = 2.2 \text{ cm}$$

$$kb := 1 \quad \text{segun condicion de apoyo}$$

Resultados Etabs

$$Pub := 884 \text{ kgf} \quad Mub := 0.22 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Fcey := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lc}{hc}\right)^2} = 80.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad Fc' = 146.166 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcey := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lc}{bc}\right)^2} = 35.64 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c := 0.8$$

Factor de reducción Cp

$$Cpx := \frac{1 + \left(\frac{Fcey}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcey}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{Fcey}{Fc' \cdot c}} = 0.467$$

$$Cpy := \frac{1 + \left(\frac{Fcey}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcey}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{Fcey}{Fc' \cdot c}} = 0.23$$

Capacidades resistentes

$$P' := \min(Cpx, Cpy) \cdot Ac \cdot Fc' = 1301.811 \text{ kgf}$$

$$Mx' := Fb' \cdot Sxb = 52.032 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo por Flexocompresión

$$DCv := \left(\frac{Pub}{P'}\right)^2 + \left(\frac{Mub}{Mx' \cdot \left(1 - \frac{Pub}{Fcex \cdot Ac}\right)}\right) = 0.467$$

Datos de Columna Interior (etabs)

$$bc := 3 \text{ in}$$

$$hc := 3 \text{ in}$$

$$Lc := 2.4 \text{ m}$$

$$Ac := bc \cdot hc = 9 \text{ in}^2$$

$$Sxb := \frac{1}{6} \cdot bc \cdot hc^2 = 73.742 \text{ cm}^3$$

$$Ibxx := \frac{1}{12} \cdot bc \cdot hc^3 = 280.956 \text{ cm}^4$$

$$rbxx := \sqrt{\frac{Ibxx}{Ac}} = 2.2 \text{ cm}$$

$$kb := 1$$

segun condicion de apoyo

$$Pub := 1470 \text{ kgf}$$

$$Mub := 0.84 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$Fcey := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lc}{hc}\right)^2} = 80.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Fcey := 0.822 \cdot \frac{E'}{\left(\frac{Lc}{bc}\right)^2} = 80.19 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$c := 0.8$$

$$Cpx := \frac{1 + \left(\frac{Fcey}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcey}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{Fcey}{Fc' \cdot c}} = 0.467$$

$$Cpy := \frac{1 + \left(\frac{Fcey}{Fc'}\right)}{2 \cdot c} - \sqrt{\left(\frac{1 + \frac{Fcey}{Fc'}}{2 \cdot c}\right)^2 - \frac{Fcey}{Fc' \cdot c}} = 0.467$$

Capacidades resistentes

$$P' := Cpx \cdot Ac \cdot Fc' = 3962.269 \text{ kgf}$$

$$Mx' := Fb' \cdot Sxb = 78.048 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Chequeo por Flexocompresión

$$DCv := \left(\frac{Pub}{P'}\right)^2 + \left(\frac{Mub}{Mx' \cdot \left(1 - \frac{Pub}{Fcex \cdot Ac}\right)}\right) = 0.153$$

Diseño de Conexiones

Conexiones a Corte Viga secundaria

$$Muerta := cmsent + ppent \quad Viva := cvent \quad At := 0.4 \, m \cdot 2 \, m \quad Lviga := 2 \, m$$

$$Vu := (1.3 \cdot Muerta + 1.6 \cdot Viva) \cdot At \cdot \frac{Lviga}{2} = 349.6 \, m \cdot kgf$$

$$Fu := 100 \, ksi \quad \text{Usamos Barra Roscada Hilti} \quad d := \frac{3}{8}$$

$$Ab := \frac{\pi}{4} d^4 \, in^2$$

$$\phi Vn := 0.3 \cdot Fu \cdot Ab = 211.35 \, kgf$$

$$DCperno := \frac{Vu}{2 \cdot \phi Vn} = 0.827 \, m$$

Calculo de la Platina

$$Bp := 2 \, in \quad tp := \frac{1}{8} \, in \quad Av := Bp \cdot tp = (1.613 \cdot 10^{-4}) \, m^2$$

$$Fy := 36 \, ksi \quad \text{ASTM A36}$$

$$\phi Vnp := 0.6 \cdot Fy \cdot Av = 2449.399 \, kgf$$

$$DCpl := \frac{Vu}{2 \cdot \phi Vnp} = 0.071 \, m$$

$$Dborde := 2.5 \cdot d \, in = 2.381 \, cm$$

Diseño de Conexiones

Conexiones Panel-Panel

$$Muerta := cmsent + ppent \quad Viva := cvent \quad At := 1 \, m \cdot 2.4 \, m \quad Lviga := 2.4 \, m$$

$$Vu := (1.3 \cdot Muerta + 1.6 \cdot Viva) \cdot At \cdot \frac{Lviga}{2} = 1258.56 \, m \cdot kgf$$

$$Fu := 100 \, ksi \quad \text{Usamos Barra Roscada Hilti} \quad d := \frac{4}{8}$$

$$Ab := \frac{\pi}{4} d^4 \, in^2$$

$$\phi Vn := 0.3 \cdot Fu \cdot Ab = 667.97 \, kgf$$

$$DCperno := \frac{Vu}{2 \cdot \phi Vn} = 0.942 \, m$$

Calculo de la Platina

$$Bp := 3 \, in \quad tp := \frac{1}{8} \, in \quad Av := Bp \cdot tp = (2.419 \cdot 10^{-4}) \, m^2$$

$$Fy := 36 \, ksi \quad \text{ASTM A36}$$

$$\phi Vnp := 0.6 \cdot Fy \cdot Av = 3674.098 \, kgf$$

$$DCpl := \frac{Vu}{2 \cdot \phi Vnp} = 0.171 \, m$$

$$Dborde := 2.5 \cdot d \, in = 3.175 \, cm$$

Universidad Del Valle de Guatemala

Cristian Rodrigo Mosquera Morales

Megaproyecto

09 196

Diseño de Conexiones

Conexiones a Corte Panel Cimentacion

$$Vu := 300 \text{ kgf}$$

$$Fu := 100 \text{ ksi}$$

Usamos Barra Roscada Hilti

$$d := \frac{4}{8}$$

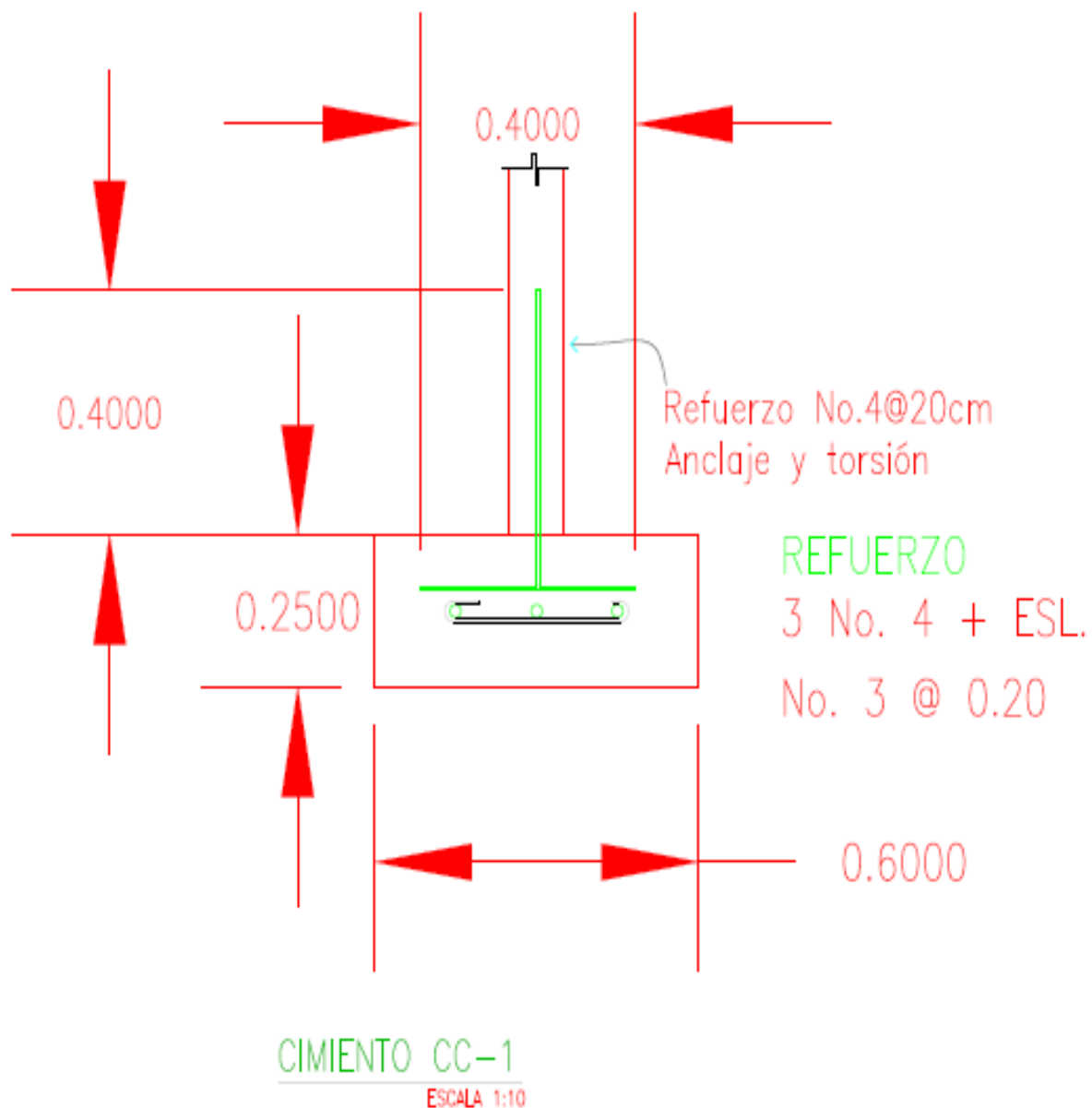
$$Ab := \frac{\pi}{4} d^4 \text{ in}^2$$

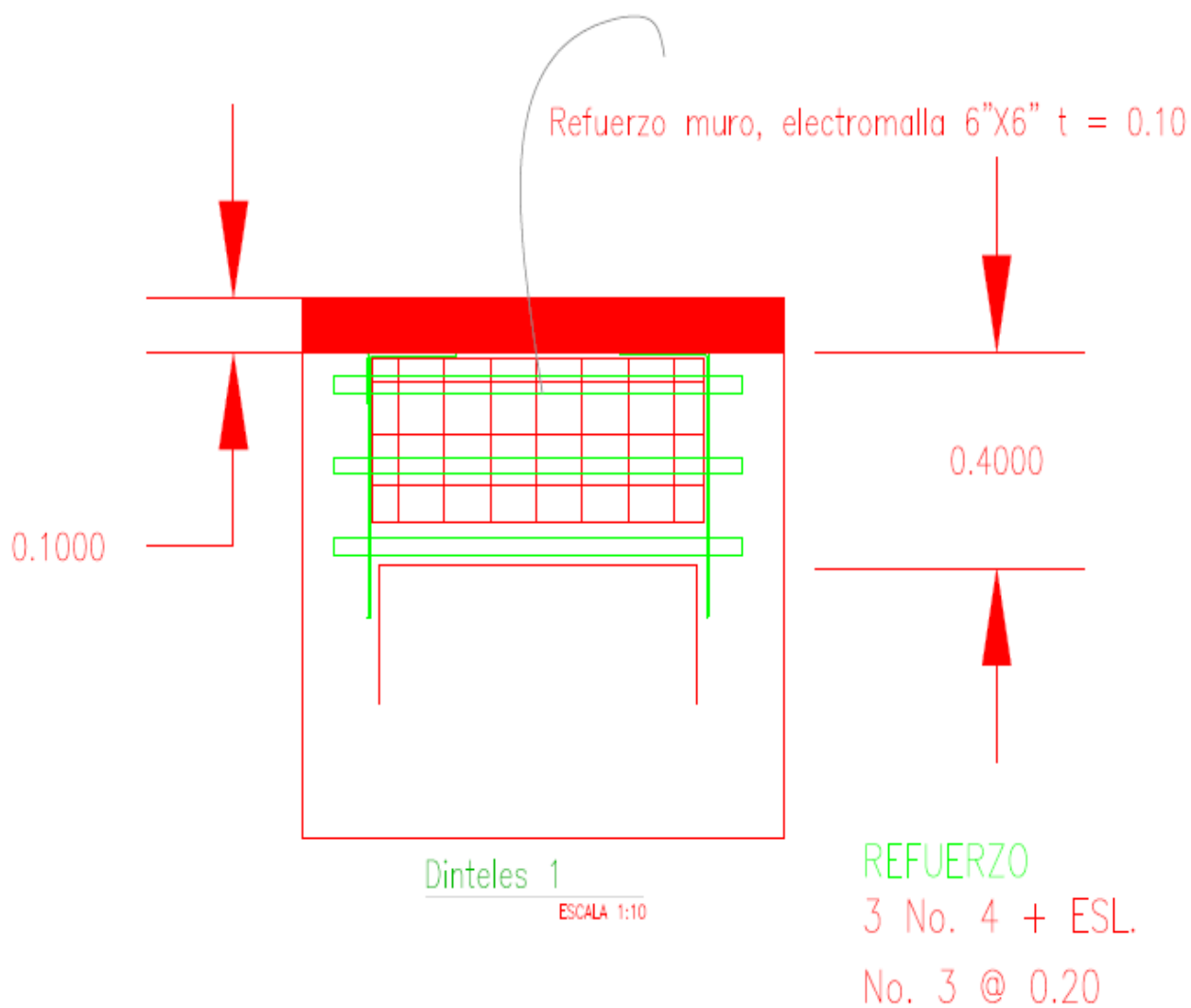
$$\phi Vn := 0.3 \cdot Fu \cdot Ab = 667.97 \text{ kgf}$$

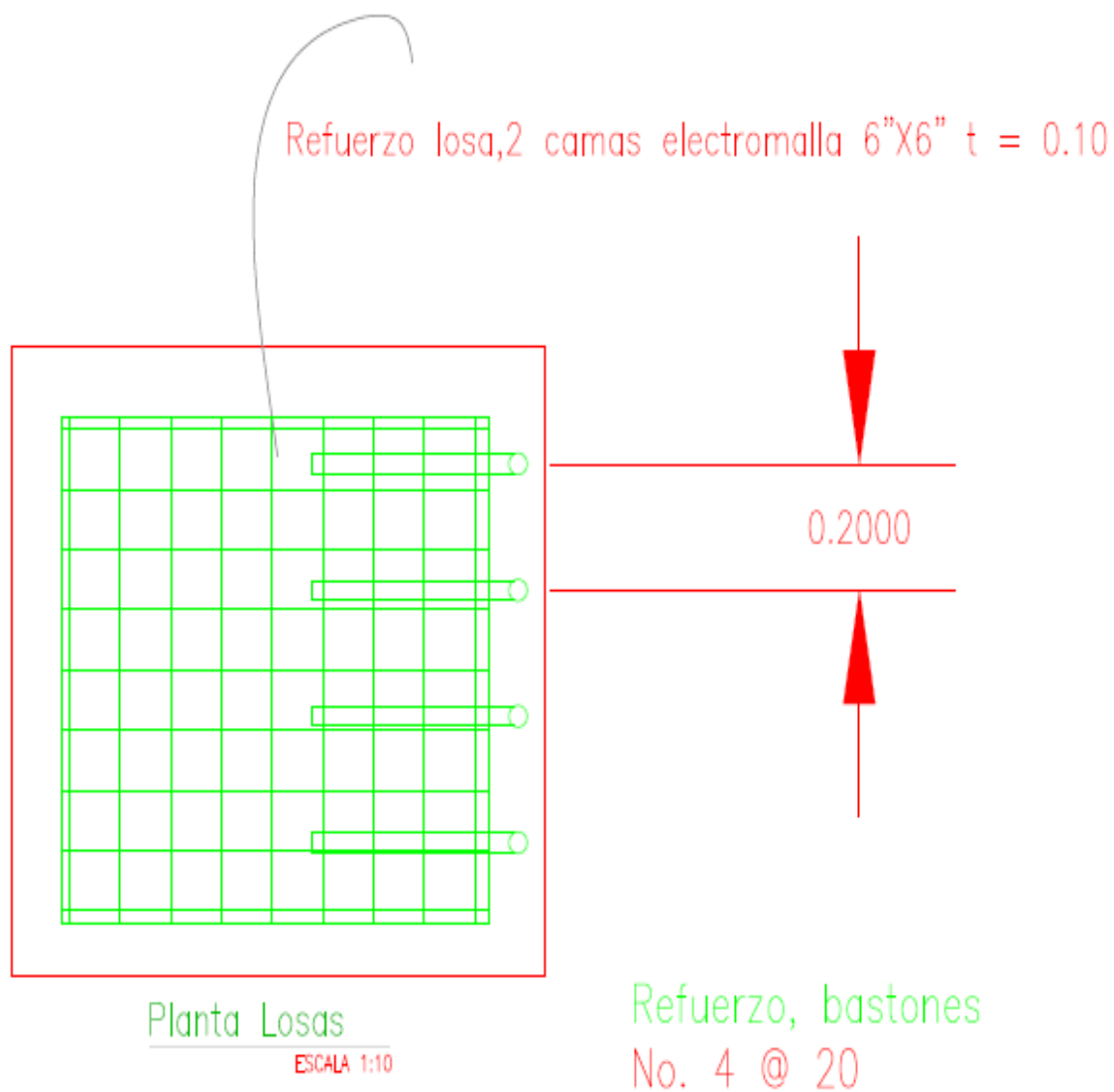
$$DC_{perno} := \frac{Vu}{\phi Vn} = 0.449$$

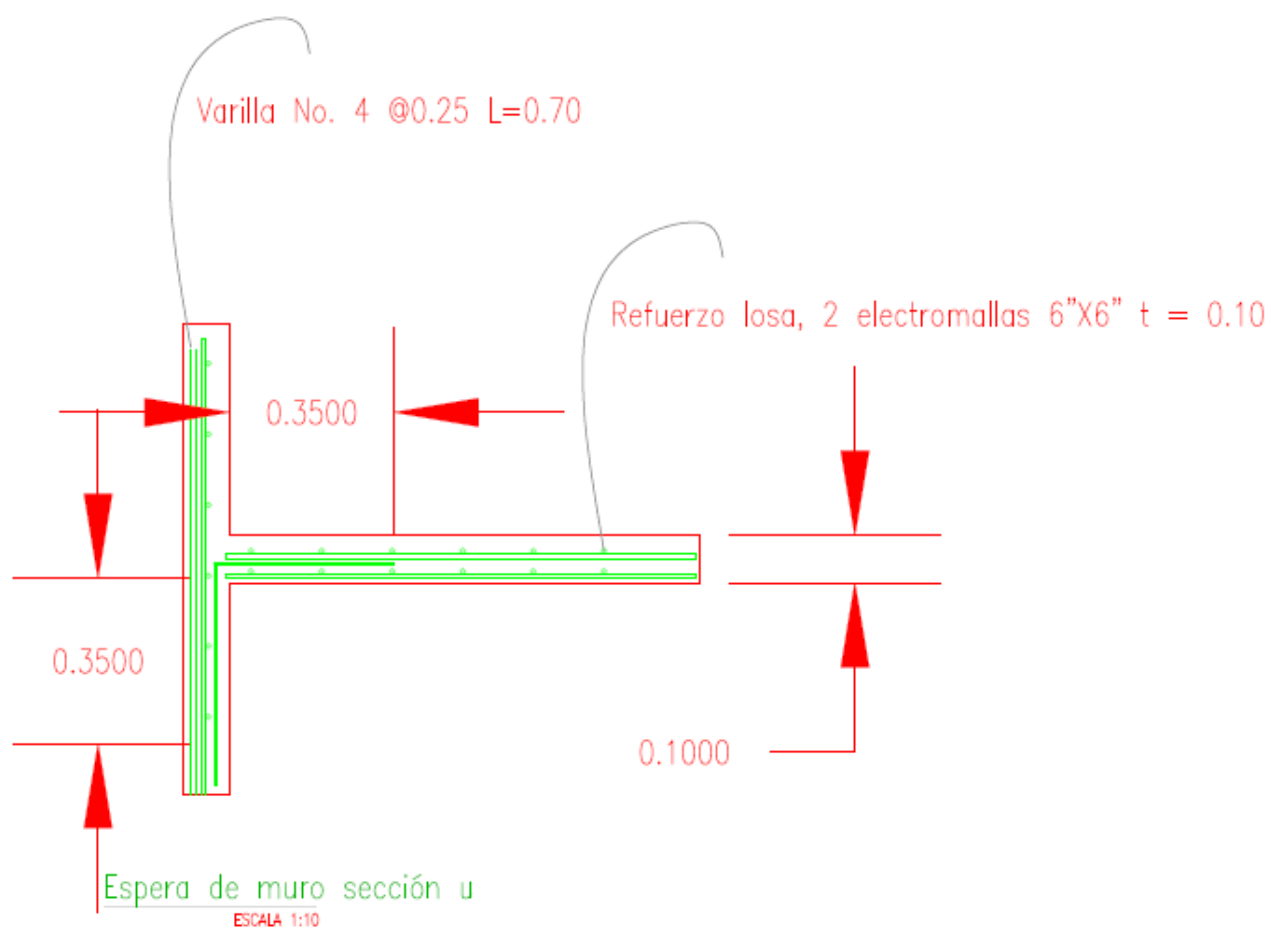
10.3 Concreto reforzado

10.3.1 Detalle cimiento corrido.



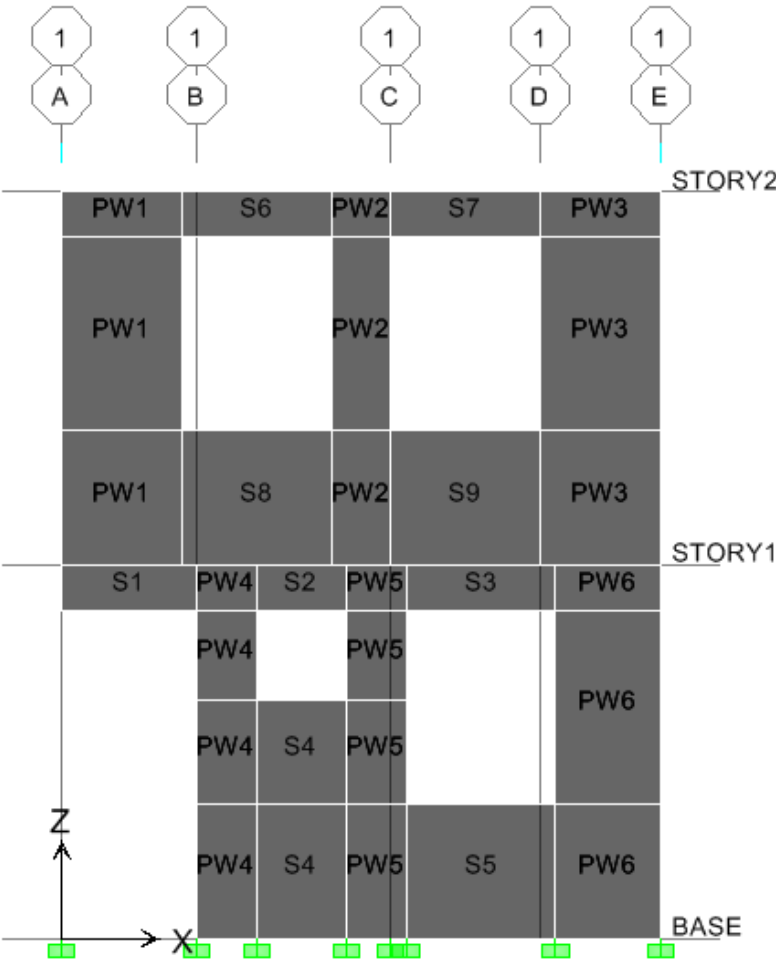
10.3.2 Detalle dinteles.

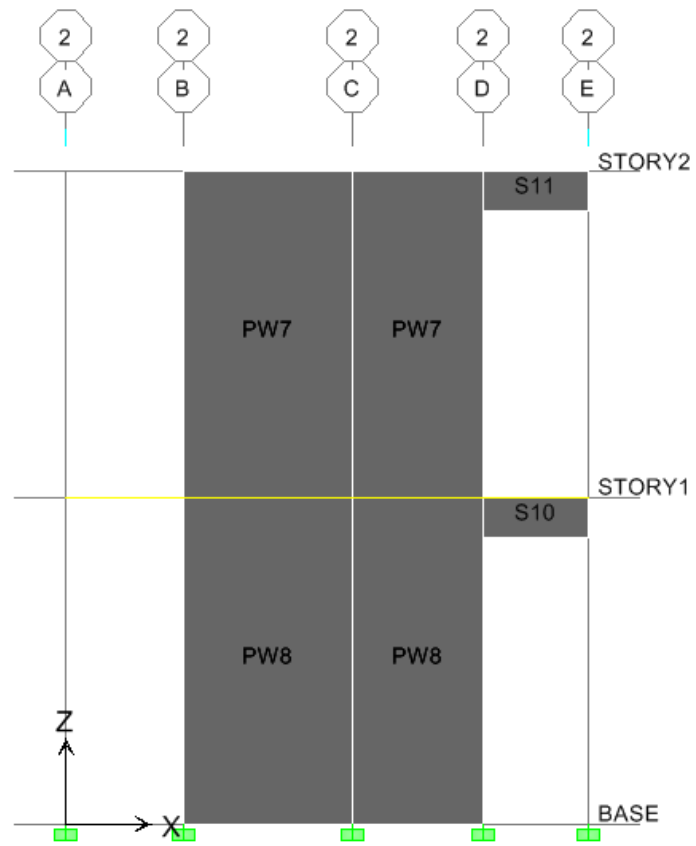
10.3.3 Detalle losas.

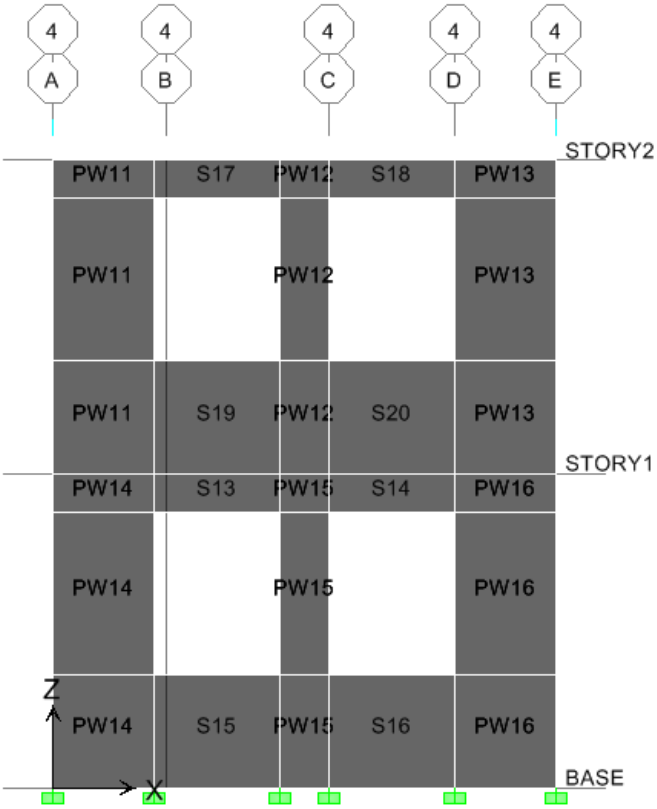
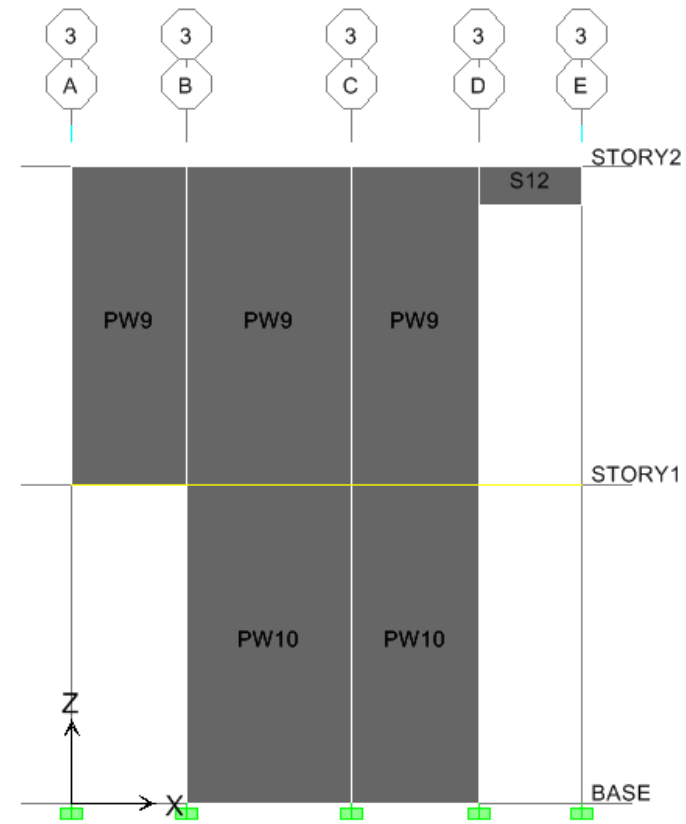
10.3.4 Detalle esperas de muro.

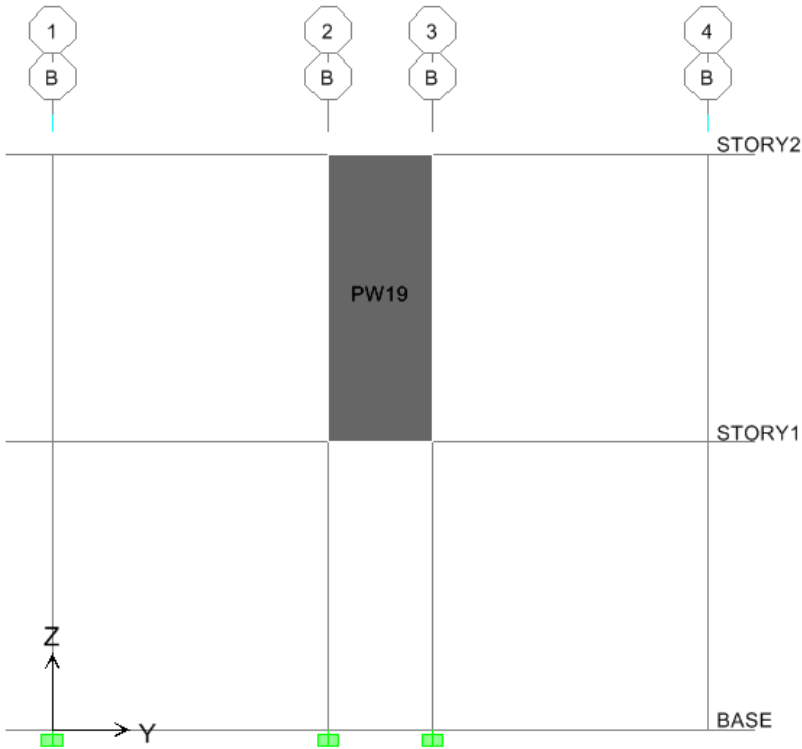
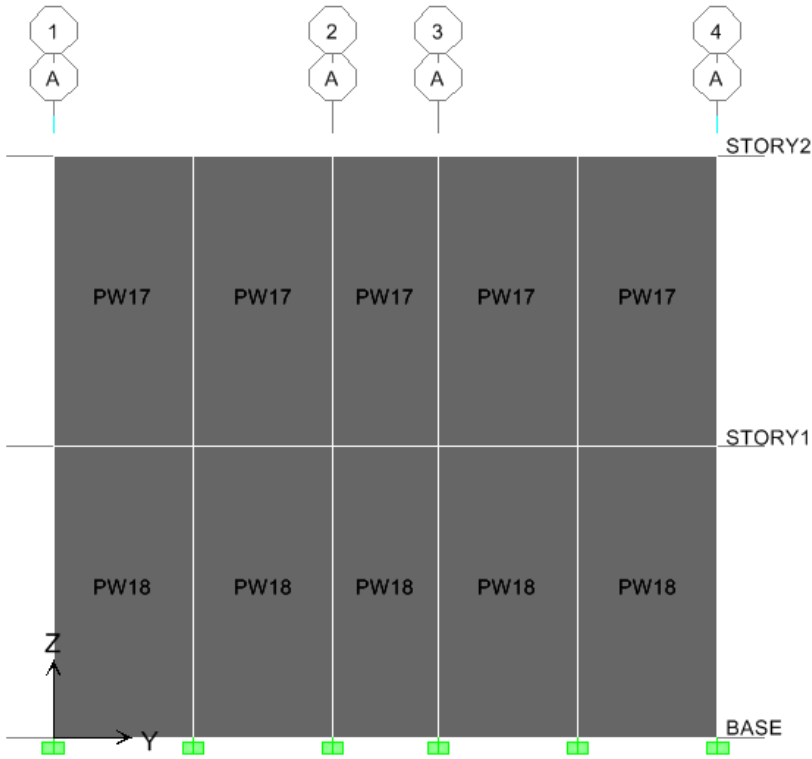
10.4 Bloque de concreto

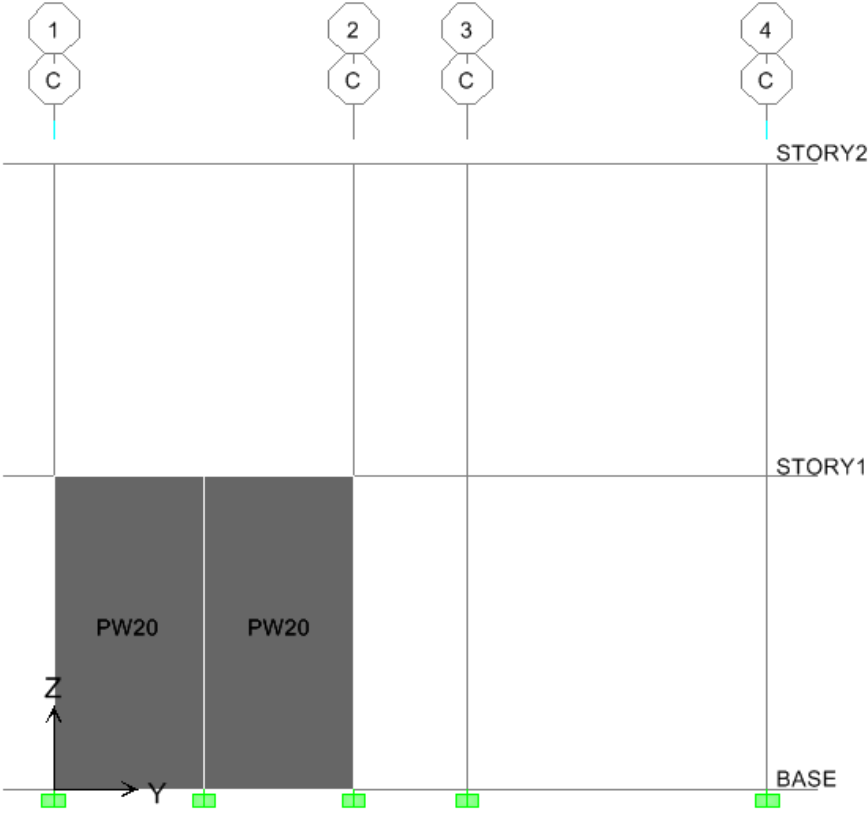
10.4.1 Identificación de muros. Apéndice 1











Story	Pier	P	V2	M3
STORY1	PW4	4199.7	963.97	528.402
STORY1	PW4	-621.98	-180.38	-233.741
STORY1	PW4	-145.5	-7.16	-3.066
STORY1	PW5	1254.4	149.69	-2.549
STORY1	PW5	1132.58	1446.04	681.719
STORY1	PW5	-52.35	3.15	-224.191
STORY1	PW5	-1016.68	-204.34	-77.141
STORY1	PW6	2570.25	1046.51	-17.574
STORY1	PW6	3313.78	1668.43	1215.043
STORY1	PW6	-4765.8	57.73	-549.203
STORY1	PW6	-1526.14	15.95	13.312
STORY2	PW7	1662.18	2812.73	1507.34
STORY2	PW7	1985.26	4815.5	4650.273
STORY2	PW7	-2238.44	-1381.67	-5764.353
STORY2	PW7	-1395.51	-930.07	-1364.996
STORY1	PW8	-327.87	12947.7	1785.086
STORY1	PW8	-378.07	16143.16	27019.222
STORY1	PW8	-1935.61	-1187.01	-
				13476.802
STORY1	PW8	-3046.15	-754.11	-135.195
STORY2	PW9	2.17	7735.08	13.33
STORY2	PW9	68.63	9904.57	12208.345
STORY2	PW9	-1120.95	-109.99	-
				10274.251
STORY2	PW9	-1164.13	-83.22	-329.689
STORY1	PW10	-464.93	16314.16	384.316
STORY1	PW10	-464.93	16314.16	26835.057
STORY1	PW10	-5603.83	-168.81	-
				13950.351
STORY1	PW10	-5603.83	-168.81	-43.468
STORY2	PW11	1225.06	325.17	3.425
STORY2	PW11	1098.66	792.92	454.662
STORY2	PW11	-423.06	2.08	-195.687
STORY2	PW11	-1092.27	-430.9	-227.458
STORY2	PW12	15.64	17.05	50.692
STORY2	PW12	-10.22	395.91	210.338
STORY2	PW12	-258.31	-1397.55	-1.149
STORY2	PW12	-358.84	-31.77	-14.792
STORY2	PW13	4.5	112.42	177.192
STORY2	PW13	171.43	185.07	124.224
STORY2	PW13	-1099.9	-287.96	-212.084

Story	Pier	P	V2	M3
STORY2	PW13	-1016.36	-616.92	-330.402
STORY1	PW14	5348.34	1304.16	-18.89
STORY1	PW14	1872.32	2061.71	1553.64
STORY1	PW14	-3399.02	23.66	-664.868
STORY1	PW14	-4176.25	15.73	-1.782
STORY1	PW15	10.63	13.73	-1.382
STORY1	PW15	-12.27	456.89	270.651
STORY1	PW15	-805.84	-1014.72	-202.057
STORY1	PW15	-659.57	6.46	2.453
STORY1	PW16	-192.01	1407.23	414.532
STORY1	PW16	-122.76	2095.08	1580.953
STORY1	PW16	-5672.42	-419.33	-696.993
STORY1	PW16	-4243	-323.11	-18.234
STORY2	PW17	5728.13	13158.51	-43.102
STORY2	PW17	13475.07	13155.45	18417.958
STORY2	PW17	-1308.42	25.49	-1808.402
STORY2	PW17	-845.24	25.41	202.585
STORY1	PW18	25443.05	24111.28	14972.649
STORY1	PW18	35944.9	24119.05	64742.394
STORY1	PW18	-4225.66	-7.44	298.527
STORY1	PW18	-3747.44	-7.09	- 11492.453
STORY2	PW19	118.95	1959.62	1167.427
STORY2	PW19	118.95	1959.62	2501.854
STORY2	PW19	-1260.64	-976.25	-2397.195
STORY2	PW19	-1260.64	-976.25	-1273.187
STORY1	PW20	3810.07	10121.12	2194.643
STORY1	PW20	3810.07	10121.12	15535.179
STORY1	PW20	-1934.84	-936.63	-9767.631
STORY1	PW20	-1934.84	-936.63	-146.936
STORY2	PW21	-38.51	14162.5	388.48
STORY2	PW21	-159.99	14188.52	21704.592
STORY2	PW21	-2358.59	-23.34	-2930.351
STORY2	PW21	-9576.87	-24.48	40.074
STORY1	PW22	-641.05	24870.27	9027.123
STORY1	PW22	-1036.27	24847.58	60447.49
STORY1	PW22	-13295.57	22.73	59.749
STORY1	PW22	-35971.57	22.68	82.118

10.4.3 Memoria de cálculo cimiento corrido. Apéndice 3.

Reacciones del apoyo			
	P	Mxx	Myy
	kg	kg.cm	kg.cm
Peso propio	8813.042	4598.438	117.121
CMS	117.495	335.704	-54.318
CV	120.508	344.312	-55.71
EQ	-3255.521	-4808.773	-9702.057
Viento	-6.989	-39.367	-59.789

Combinaciones		P	Mxx	Myy
ccs1	M+0.5V	12097.291	5106.298	34.948
ccs3	M+0.5V+0.7EQ	9818.426	1740.157	-6756.492
ccs4	M+-0.7EQ	14315.902	8300.283	6854.243
ccs5	M+0.5V+W	12090.302	5066.931	-24.841
ccs6	M-W	12044.026	4973.509	122.592

Zapata		
Zx	50.00	cm
Zy	570.00	cm
t cimiento	25.00	cm
Recubrimiento	10.00	cm
Pp cimiento+rell	<u>3106.50</u>	kg

Propiedades de la zapata		
Area	<u>28500.00</u>	cm ²
Ixx	771,637,500.00	cm ⁴
Sxx	2,707,500.00	cm ³

Chequeo de presiones

Combinación	P/A	Mxx/Sxx	Myy/Syy
ccs1	0.424466	0.0018860	0.000147
ccs3	0.344506	0.0006427	-0.028448
ccs4	0.502312	0.0030657	0.028860
ccs5	0.424221	0.0018714	-0.000105
ccs6	0.422597	0.0018369	0.000516

Punto 1 Punto 2 Punto 3 Punto 4

0.4262052	0.4264995	0.422727518	0.4224332
0.3735973	0.3167005	0.315415082	0.3723119
0.4765180	0.5342380	0.528106647	0.4703867
0.4261972	0.4259880	0.422245086	0.4224543
0.4239182	0.4249505	0.421276643	0.4202443

Combinaciones de cedencia para el método por resistencia

	P	Mxx	Myy
CR1	1.4M	16851.85	6907.80
CR2	1.3M + 1.6V	15840.96	6965.28
CR4	1.2M + V + S	11309.43	1456.51
CR5	0.9M - S	14088.85	9249.50
CR6	1.2M+V+1.3W	14555.87	6214.11
CR7	0.9M-1.3W	10842.42	4491.90

<i>Presiones últimas</i>	Pu/A	Muxx/Zxx	Muyy/Zyy
CR1	0.5912930	0.0022186	0.0003219
CR2	0.5558232	0.0022370	-0.0000274
CR4	0.3968222	0.0004678	-0.0354504
CR5	0.4943458	0.0029707	0.0357294
CR6	0.5107322	0.0019958	-0.0002126
CR7	0.3804358	0.0014427	0.0004915

Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4
0.593189698	0.593833536	0.589396394	0.588752555
0.558087654	0.558032792	0.553558725	0.553613587
0.432740387	0.361839493	0.360903921	0.431804816
0.461587065	0.533045772	0.527104465	0.455645758
0.512940564	0.512515322	0.508523766	0.508949008
0.381386888	0.382369943	0.379484621	0.378501566

Chequeo por punzonamiento

Área Punz	18,450.00	cm2
Pz=	327,251.20	Kg
ϕ	0.75	

Combinación	Carga Axial Pu	D/C
CR1	16851.85	0.07
CR2	15840.96	0.06
CR4	11309.43	0.05
CR5	14088.85	0.06
CR6	14555.87	0.06
CR7	10842.42	0.04

Chequeo por corte

Vcx=	75826.50	kg
Vcy=	6651.45	kg
ϕ =	0.75	
ϕ Vcx=	56869.87	kg
ϕ Vcy=	4988.59	kg

Presión mínima	0.360903921	kg/cm2
Presión máxima	0.593833536	kg/cm2
Corte		D/C

Vu x=	846.21	0.01
Vu y=	-445.38	-0.09

Diseño por flexión

Mu x=	51830.53
Mu y=	1143222.34
ϕ	0.90

Asx real	17.10	cm2
Asy real	32.89	cm2

	No barra		S cm
Ref X	3.00	Espaciamiento en Y	23.67

10.4.4 Memoria de cálculo, muros por confinamiento. Apéndice 4.

Dirección	X					
Nivel	1.00					
MURO:	PW4	PW5	PW6	PW8	PW10	PW14
As min = 0.001.b.t						
As min =	0.60	0.60	1.05	3.45	3.45	1.20
f'm =	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
fy =	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
L=	0.40	0.40	0.70	2.30	2.30	0.80
t (espesor) =	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
hm=	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
l=	0.0008	0.0008	0.0043	0.1521	0.1521	0.0064
Ag =	600.00	600.00	1,050.00	3,450.00	3,450.00	1,200.00
h =	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
r =	0.12	0.12	0.20	0.66	0.66	0.23
h/r =	20.78	20.78	11.88	3.61	3.61	10.39
Pn =	11,350.59	11,350.59	20,165.02	66,692.31	66,692.31	23,084.89
φ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
φPn =	9,080.47	9,080.47	16,132.02	53,353.85	53,353.85	18,467.91
As	1.40	1.40	1.40	5.04	5.04	5.04
d	32.50	32.50	62.50	222.50	222.50	72.50
a	33.60	23.38	30.65	80.71	89.24	84.48
Mn =	158,256.33	145,948.39	433,735.27	4,410,439.94	4,762,180.71	766,906.44
φ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
φMn =	126,605.06	116,758.71	346,988.21	3,528,351.95	3,809,744.56	613,525.16
Envolvente	PW4	PW5	PW6	PW8	PW10	PW14
Pu	4,199.70	1,132.58	3,313.78	3,046.15	5,603.83	4,176.25
Vu	963.97	1,446.04	1,668.43	16,143.16	16,314.16	2,061.71
Mu	528.40	681.72	1,215.04	27,019.22	26,835.06	1,553.64
Pu / φPn	0.46	0.12	0.21	0.06	0.11	0.23
Mu / φMn	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01	0.00
D/C	0.47	0.13	0.21	0.06	0.11	0.23
Mu/(Vu.d)	1.00	1.00	1.00	0.91	0.89	1.00
Vm	2,849.93	2,083.15	3,978.45	11,828.60	12,592.35	4,644.06
φ	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
φVm	1,709.96	1,249.89	2,387.07	7,097.16	7,555.41	2,786.44
Arm. Soleras 4 No.4@ 1.2m						
Av/s (cm2/cm)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
φVs	2,822.40	2,822.40	4,939.20	16,228.80	16,228.80	5,644.80
φVn	4,532.36	4,072.29	7,326.27	23,325.96	23,784.21	8,431.24
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D/C	0.21	0.36	0.23	0.69	0.69	0.24

Dirección X		
Nivel 1		
MURO:	PW15	PW16
As min = 0.001.b.t		
As min =	0.60	1.20
f'm =	25.00	25.00
fy =	4,200.00	4,200.00
L=	0.40	0.80
t (espesor) =	0.15	0.15
hm=	2.40	2.40
l=	0.0008	0.0064
Ag =	600.00	1,200.00
h =	2.40	2.40
r =	0.12	0.23
h/r =	20.78	10.39
Pn =	11,350.59	23,084.89
ϕ =	0.80	0.80
ϕPn =	9,080.47	18,467.91
As	1.40	1.40
d	32.50	72.50
a	21.80	33.74
Mn =	141,259.40	563,125.62
ϕ =	0.80	0.80
ϕMn =	113,007.52	450,500.49
Envolvente	PW15	PW16
Pu	659.57	4,243.00
Vu	456.89	2,095.08
Mu	270.65	1,580.95
Pu / ϕPn	0.07	0.23
Mu / ϕMn	0.00	0.00
D/C	0.08	0.23
Mu/(Vu.d)	1.00	1.00

Vm	1,964.89	4,660.75
ϕ	0.60	0.60
ϕVm	1,178.94	2,796.45
Arm. Soleras 4 No.4@ 1.2m		
Av/s (cm²/cm)	0.04	0.04
ϕVs	2,822.40	5,644.80
ϕVn	4,001.34	8,441.25
Chequeo	OK	OK
D/C	0.11	0.25

Dirección	X					
Nivel	2.00					
MURO:	PW1	PW2	PW3	PW7	PW9	PW11
As min = 0.001.b.t						
As min =	1.20	0.60	1.20	3.45	4.80	1.20
f'm =	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
fy =	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
L=	0.80	0.40	0.80	2.30	3.20	0.80
t (espesor) =	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
hm=	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
l=	0.01	0.00	0.01	0.15	0.41	0.01

Ag =	1,200.00	600.00	1,200.00	3,450.00	4,800.00	1,200.00
h =	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
r =	0.23	0.12	0.23	0.66	0.92	0.23
h/r =	10.39	20.78	10.39	3.61	2.60	10.39
Pn =	23,084.89	11,350.59	23,084.89	66,692.31	92,819.22	23,084.89
ϕ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
ϕPn =	18,467.91	9,080.47	18,467.91	53,353.85	74,255.38	18,467.91
As	2.80	1.40	1.40	2.80	2.80	2.80
d	72.50	32.50	72.50	222.50	312.50	72.50
a	42.53	21.11	23.53	45.82	43.08	42.86
Mn =	653,734.04	138,987.48	428,674.01	2,743,433.40	3,760,402.06	656,677.62
ϕ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
ϕMn =	522,987.23	111,189.98	342,939.20	2,194,746.72	3,008,321.65	525,342.10
Envolvente	PW1	PW2	PW3	PW7	PW9	PW11

Pu	999.89	453.86	1,177.89	1,985.26	1,164.13	1,098.66
Vu	1,377.03	224.21	737.10	4,815.50	9,904.57	792.92
Mu	1,034.37	136.82	428.37	4,650.27	12,208.35	454.66
Pu / ϕP_n	0.05	0.05	0.06	0.04	0.02	0.06
Mu / ϕM_n	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
D/C	0.06	0.05	0.07	0.04	0.02	0.06
Mu/(Vu.d)	1.00	1.00	0.91	0.52	0.48	0.90
Vm	3,849.97	1,913.47	4,148.23	14,616.78	20,415.46	4,161.87
ϕ	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
ϕV_m	2,309.98	1,148.08	2,488.94	8,770.07	12,249.27	2,497.12
Acero minimo 4 No.3@ 1.2m						
Av/s (cm²/cm)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

ϕV_s	3,180.80	1,590.40	3,180.80	9,144.80	12,723.20	3,180.80
ϕV_n	5,490.78	2,738.48	5,669.74	17,914.87	24,972.47	5,677.92
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK
D/C	0.25	0.08	0.13	0.27	0.40	0.14

Dirección X		
Nivel 2		
MURO:	PW12	PW13
As min = 0.001.b.t		
As min =	0.60	1.20
f'm =	25.00	25.00
f _y =	4,200.00	4,200.00
L=	0.40	0.80
t (espesor) =	0.15	0.15
h _m =	2.40	2.40
l=	0.00	0.01
Ag =	600.00	1,200.00
h =	2.40	2.40
r =	0.12	0.23
h/r =	20.78	10.39
P _n =	11,350.59	23,084.89
ϕ =	0.80	0.80
ϕP_n =	9,080.47	18,467.91
As	1.40	1.40
d	32.50	72.50
a	20.80	22.99
M _n =	137,890.43	420,719.80
ϕ =	0.80	0.80
ϕM_n =	110,312.34	336,575.84
Envolvente	PW12	PW13

Pu	358.84	1,016.36
Vu	395.91	616.92
Mu	210.34	330.40
Pu / ϕP_n	0.04	0.06
Mu / ϕM_n	0.00	0.00
D/C	0.04	0.06
Mu/(Vu.d)	1.00	0.84
Vm	1,889.71	4,304.46
ϕ	0.60	0.60
ϕV_m	1,133.83	2,582.67
Acero minimo 4 No.3@ 1.2m		
Av/s (cm²/cm)	0.02	0.02
ϕV_s	1,590.40	3,180.80
ϕV_n	2,724.23	5,763.47
Chequeo	OK	OK
D/C	0.15	0.11

Dirección	Y		
Nivel	1.00		
MURO:	PW18	PW20	PW22
As min = 0.001.b.t			
As min =	8.55	3.60	8.55
f'm =	25.00	25.00	25.00
fy =	4,200.00	4,200.00	4,200.00
L=	5.70	2.40	5.70
t (espesor) =	0.15	0.15	0.15
hm=	2.40	2.40	2.40
l=	2.31	0.17	2.31
Ag =	8,550.00	3,600.00	8,550.00
h =	2.40	2.40	2.40
r =	1.65	0.69	1.65
h/r =	1.46	3.46	1.46

Pn =	165,373.25	69,595.76	165,373.25
ϕ =	0.80	0.80	0.80
ϕPn =	132,298.60	55,676.61	132,298.60
As	5.04	5.04	5.04
d	562.50	232.50	562.50
a	190.38	83.26	190.47
Mn =	26,689,534.01	4,767,561.31	26,699,457.36
ϕ =	0.80	0.80	0.80
ϕMn =	21,351,627.20	3,814,049.05	21,359,565.89
Envolvente	PW18	PW20	PW22
Pu	35,944.90	3,810.07	35,971.57
Vu	24,119.05	10,121.12	24,847.58
Mu	64,742.39	15,535.18	60,447.49
Pu / ϕPn	0.27	0.07	0.27
Mu / ϕMn	0.00	0.00	0.00
D/C	0.27	0.07	0.27
Mu/(Vu.d)	0.59	0.80	0.53
Vm	42,725.25	13,413.15	43,816.74
ϕ	0.60	0.60	0.60
ϕVm	25,635.15	8,047.89	26,290.04
Acero minimo 4 No.3@ 1.2m			
Av/s (cm2/cm)	0.02	0.02	0.02
ϕVs	22,663.20	9,542.40	22,663.20
ϕVn	48,298.35	17,590.29	48,953.24
Chequeo	OK	OK	OK
D/C	0.50	0.58	0.51

Dirección	Y		
Nivel	2.00		
MURO:	PW17	PW19	PW21

As min = 0.001.b.t			
As min =	8.55	1.35	8.55
f'm =	25.00	25.00	25.00
f _y =	4,200.00	4,200.00	4,200.00
L=	5.70	0.90	5.70
t (espesor) =	0.15	0.15	0.15
hm=	2.40	2.40	2.40
l=	2.31	0.01	2.31
Ag =	8,550.00	1,350.00	8,550.00
h =	2.40	2.40	2.40
r =	1.65	0.26	1.65
h/r =	1.46	9.24	1.46
P _n =	165,373.25	26,000.70	165,373.25
φ =	0.80	0.80	0.80
φP _n =	132,298.60	20,800.56	132,298.60
As	2.84	2.84	2.84
d	562.50	82.50	562.50
a	84.68	43.96	71.68
M _n =	13,213,700.27	798,162.42	11,325,723.65
φ =	0.80	0.80	0.80
φM _n =	10,570,960.21	638,529.94	9,060,578.92
Envolvente	PW17	PW19	PW21
P_u	13,475.07	1,260.64	9,576.87
V_u	13,155.45	1,959.62	14,188.52
M_u	18,417.96	2,501.85	21,704.59
P_u / φP_n	0.10	0.06	0.07
M_u / φM_n	0.00	0.00	0.00
D/C	0.10	0.06	0.07
M_u/(V_u.d)	0.31	1.00	0.34
V_m	42,646.16	4,365.16	41,112.26
φ	0.60	0.60	0.60
φV_m	25,587.70	2,619.10	24,667.36

Acero minimo 4 No.3@ 1.2m			
Av/s (cm2/cm)	0.02	0.02	0.02
ϕV_s	22,663.20	3,578.40	22,663.20
ϕV_n	48,250.90	6,197.50	47,330.56
Chequeo	OK	OK	OK
D/C	0.27	0.32	0.30

10.4.5 Reacciones en vigas. Apéndice 5.

Reacciones en Ton.m

Beam	Loc	V2	M3
B1	0	0.62	0.16
B1	0.45	0.62	0.015
B1	0.9	0.62	0.044
B1	0.9	0.04	0.031
B1	1.333	0.04	0.013
B1	1.767	0.04	-0.003
B1	2.2	0.04	-0.003
B1	2.2	-0.01	-0.005
B1	2.7	-0.01	0.016
B1	3.2	-0.01	0.065
B1	3.2	2.65	1.83
B1	3.6	2.65	0.769
B1	4	2.65	-0.002
B1	0	-0.06	-0.013
B1	0.45	-0.06	-0.12
B1	0.9	-0.06	-0.401
B1	0.9	-0.02	-0.091
B1	1.333	-0.02	-0.084
B1	1.767	-0.02	-0.076
B1	2.2	-0.02	-0.069
B1	2.2	-0.1	-0.034
B1	2.7	-0.1	-0.003
B1	3.2	-0.1	0.004
B1	3.2	0.06	0.042
B1	3.6	0.06	0.019
B1	4	0.06	-0.293
B2	0	1.06	0.079
B2	0.45	1.06	-0.007
B2	0.9	1.06	-0.014
B2	0.9	0.06	0.014
B2	1.333	0.06	-0.001
B2	1.767	0.06	0.037
B2	2.2	0.06	0.076
B2	2.2	0.06	0.056
B2	2.7	0.06	0.038
B2	3.2	0.06	0.077
B2	3.2	1.97	1.519
B2	3.6	1.97	0.73

B2	4	1.97	0.004
B2	0	0.02	-0.019
B2	0.45	0.02	-0.399
B2	0.9	0.02	-0.876
B2	0.9	-0.09	-0.042
B2	1.333	-0.09	-0.014
B2	1.767	-0.09	-0.042
B2	2.2	-0.09	-0.069
B2	2.2	-0.08	-0.018
B2	2.7	-0.08	-0.003
B2	3.2	-0.08	-0.002
B2	3.2	0.04	0.034
B2	3.6	0.04	0.017
B2	4	0.04	-0.059

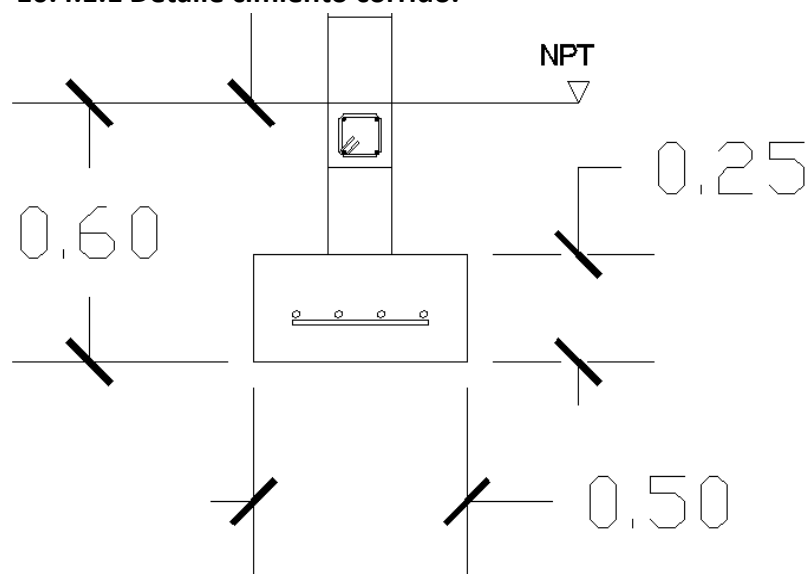
10.4.6 Memoria de cálculo vigas. Apéndice 6.

VIGAS DE MARCOS ESPECIALES		
Dimensiones		
L=	4	m
bw=	0.25	m
h=	0.35	m

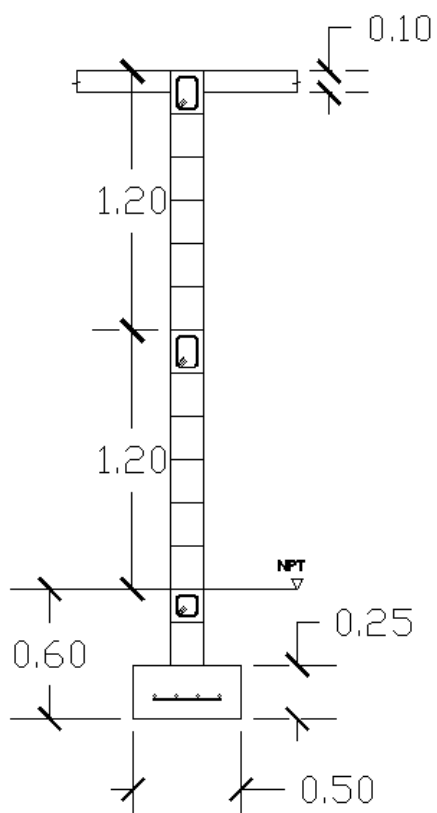
f'c	245	kg/cm2
fy	4200	
bw	25	cm
d=	28	cm
phi	0.9	

Beam	Loc	V2	M3	Mu pos	Mu neg	As (+)	As (-)	As min		As que falta	
B1	4	0.06	-0.293	0	0.293	0	0.27794586	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0	1.06	0.079	0.079	0	0.0747214	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0.45	1.06	-0.007	0	0.007	0	0.00661439	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0.9	1.06	-0.014	0	0.014	0	0.01323003	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0.9	0.06	0.014	0.014	0	0.01323003	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	1.333	0.06	-0.001	0	0.001	0	0.00094484	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	1.767	0.06	0.037	0.037	0	0.03497605	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	2.2	0.06	0.076	0.076	0	0.07188093	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	2.2	0.06	0.056	0.056	0	0.05295044	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	2.7	0.06	0.038	0.038	0	0.03592184	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	3.2	0.06	0.077	0.077	0	0.07282773	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	3.2	1.97	1.519	1.519	0	1.46615183	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	3.6	1.97	0.73	0.73	0	0.69671302	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	4	1.97	0.004	0.004	0	0.0037795	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0	0.02	-0.019	0	0.019	0	0.01795627	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0.45	0.02	-0.399	0	0.399	0	0.37905397	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0.9	0.02	-0.876	0	0.876	0	0.83777534	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	0.9	-0.09	-0.042	0	0.042	0	0.03970525	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	1.333	-0.09	-0.014	0	0.014	0	0.01323003	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	1.767	-0.09	-0.042	0	0.042	0	0.03970525	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	2.2	-0.09	-0.069	0	0.069	0	0.06525408	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	2.2	-0.08	-0.018	0	0.018	0	0.01701097	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	2.7	-0.08	-0.003	0	0.003	0	0.00283458	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	3.2	-0.08	-0.002	0	0.002	0	0.0018897	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	3.2	0.04	0.034	0.034	0	0.03213884	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B2	3.6	0.04	0.017	0.017	0	0.0160657	0	3.98	3.98	0.00	0.00

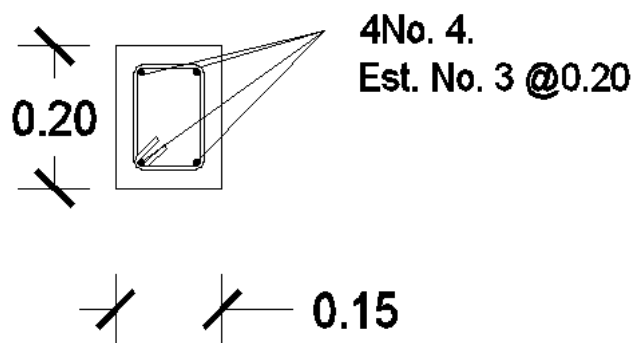
Beam	Loc	V2	M3	Mu pos	Mu neg	As (+)	As (-)	As min		As que falta	
	m	ton	ton.m					As +	As -	As +	As -
B1	0	0.62	0.16	0.16	0	0.15150223	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0.45	0.62	0.015	0.015	0	0.01417523	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0.9	0.62	0.044	0.044	0	0.04159711	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0.9	0.04	0.031	0.031	0	0.02930186	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	1.333	0.04	0.013	0.013	0	0.01228486	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	1.767	0.04	-0.003	0	0.003	0	0.00283458	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	2.2	0.04	-0.003	0	0.003	0	0.00283458	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	2.2	-0.01	-0.005	0	0.005	0	0.00472443	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	2.7	-0.01	0.016	0.016	0	0.01512045	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	3.2	-0.01	0.065	0.065	0	0.06146788	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	3.2	2.65	1.83	1.83	0	1.77438042	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	3.6	2.65	0.769	0.769	0	0.73433672	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	4	2.65	-0.002	0	0.002	0	0.0018897	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0	-0.06	-0.013	0	0.013	0	0.01228486	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0.45	-0.06	-0.12	0	0.12	0	0.11356447	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0.9	-0.06	-0.401	0	0.401	0	0.38096454	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	0.9	-0.02	-0.091	0	0.091	0	0.08608559	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	1.333	-0.02	-0.084	0	0.084	0	0.07945603	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	1.767	-0.02	-0.076	0	0.076	0	0.07188093	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	2.2	-0.02	-0.069	0	0.069	0	0.06525408	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	2.2	-0.1	-0.034	0	0.034	0	0.03213884	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	2.7	-0.1	-0.003	0	0.003	0	0.00283458	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	3.2	-0.1	0.004	0.004	0	0.0037795	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	3.2	0.06	0.042	0.042	0	0.03970525	0	3.98	3.98	0.00	0.00
B1	3.6	0.06	0.019	0.019	0	0.01795627	0	3.98	3.98	0.00	0.00

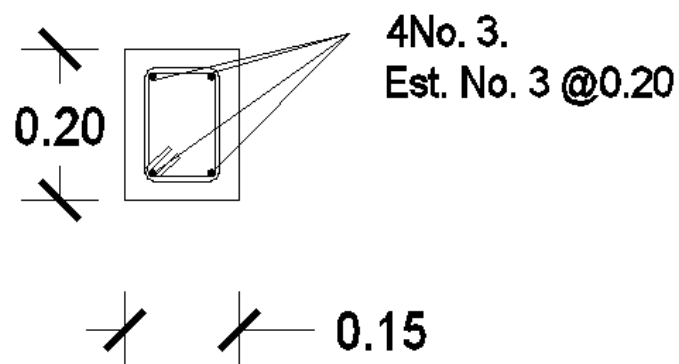
10.4.1 Detalles constructivos. Anexo7.**10.4.1.1 Detalle cimiento corrido.**

10.4.1.2 Sección de muros en vivienda.

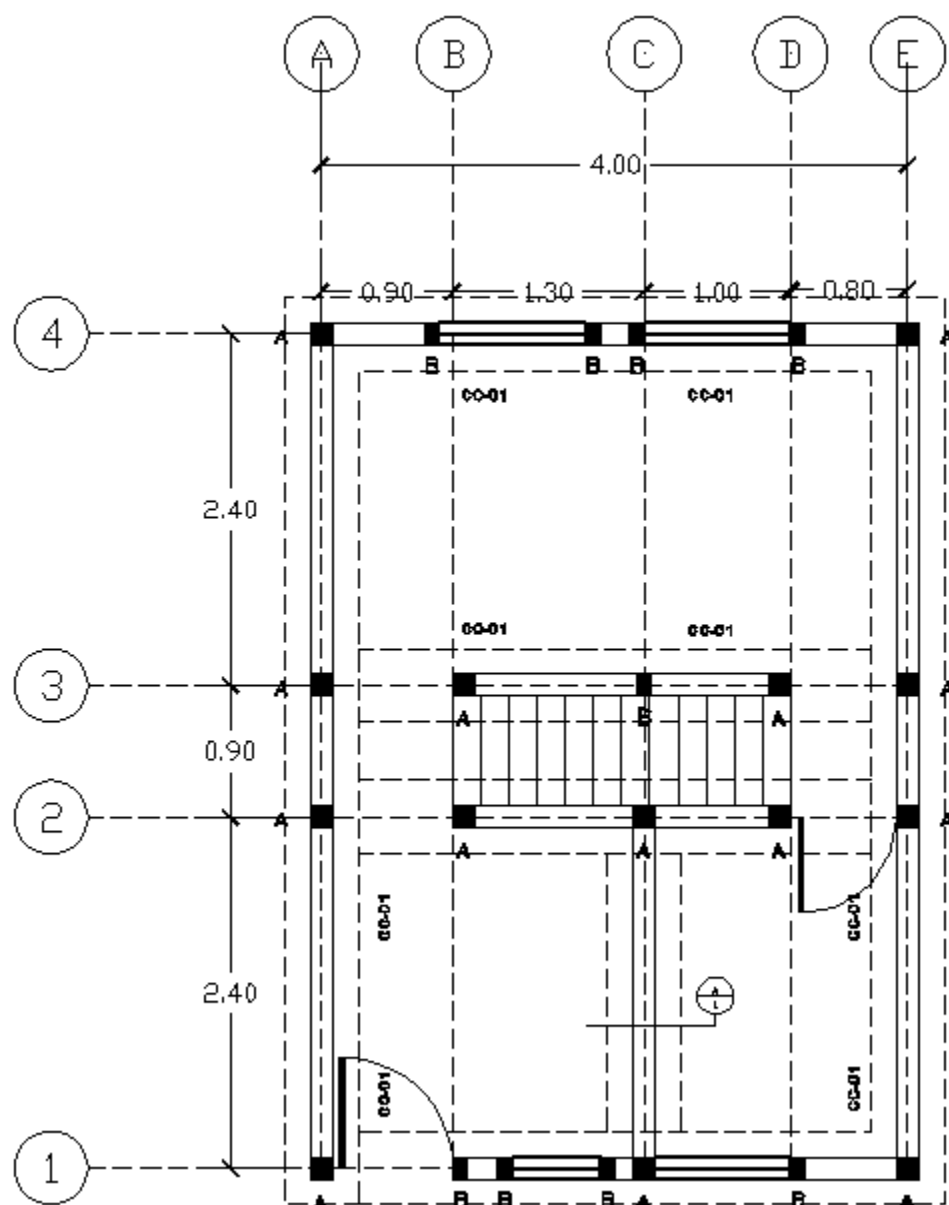


10.4.1.3 Detalle de solera intermedia muros PW8 Y PW10.

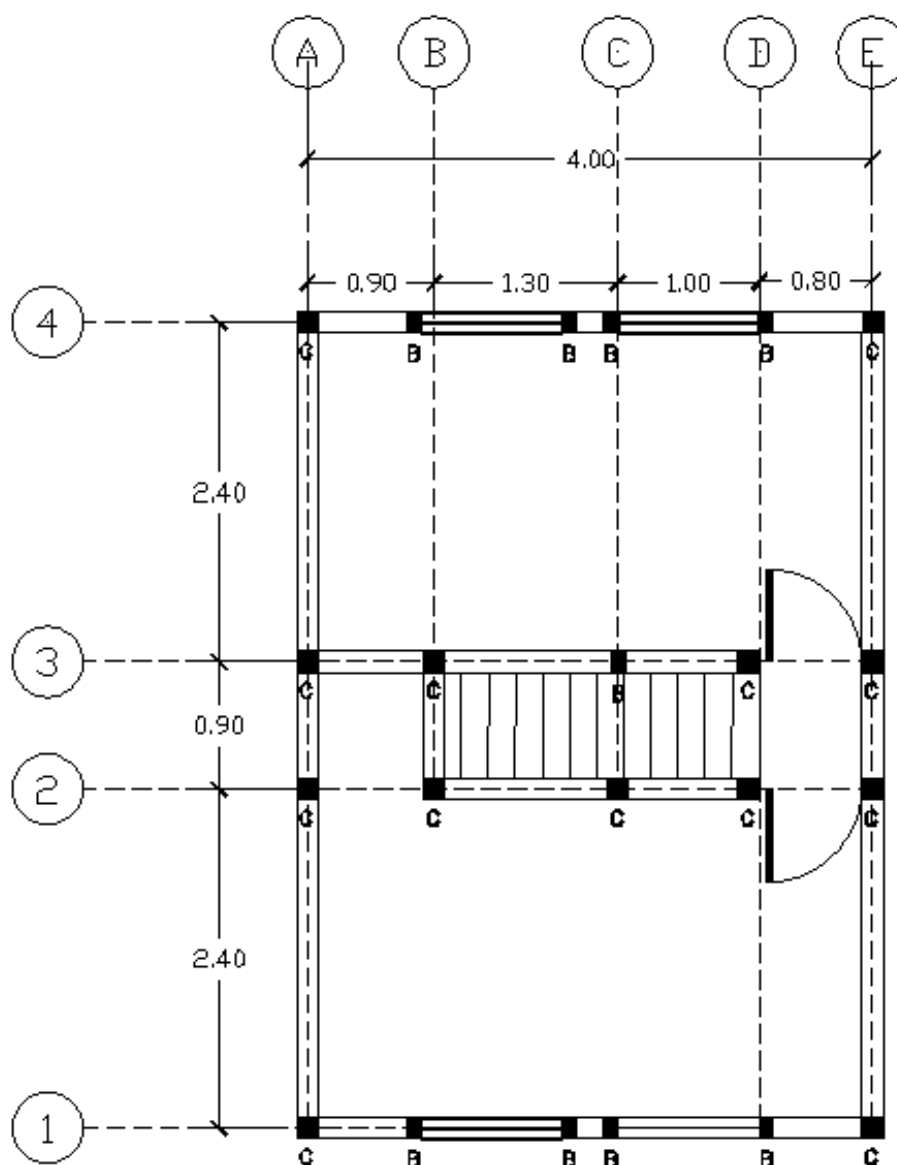


10.4.1.4 Detalle de solera intermedia y entrepiso típico.

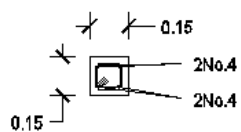
10.4.1.5 Distribución vertical de refuerzos en muros nivel 1.



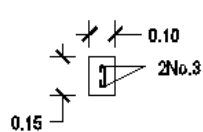
10.4.1.6 Distribución vertical de refuerzos en muros nivel 2.



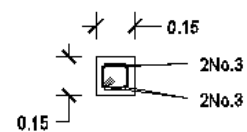
10.4.1.7 Armado Columnas.



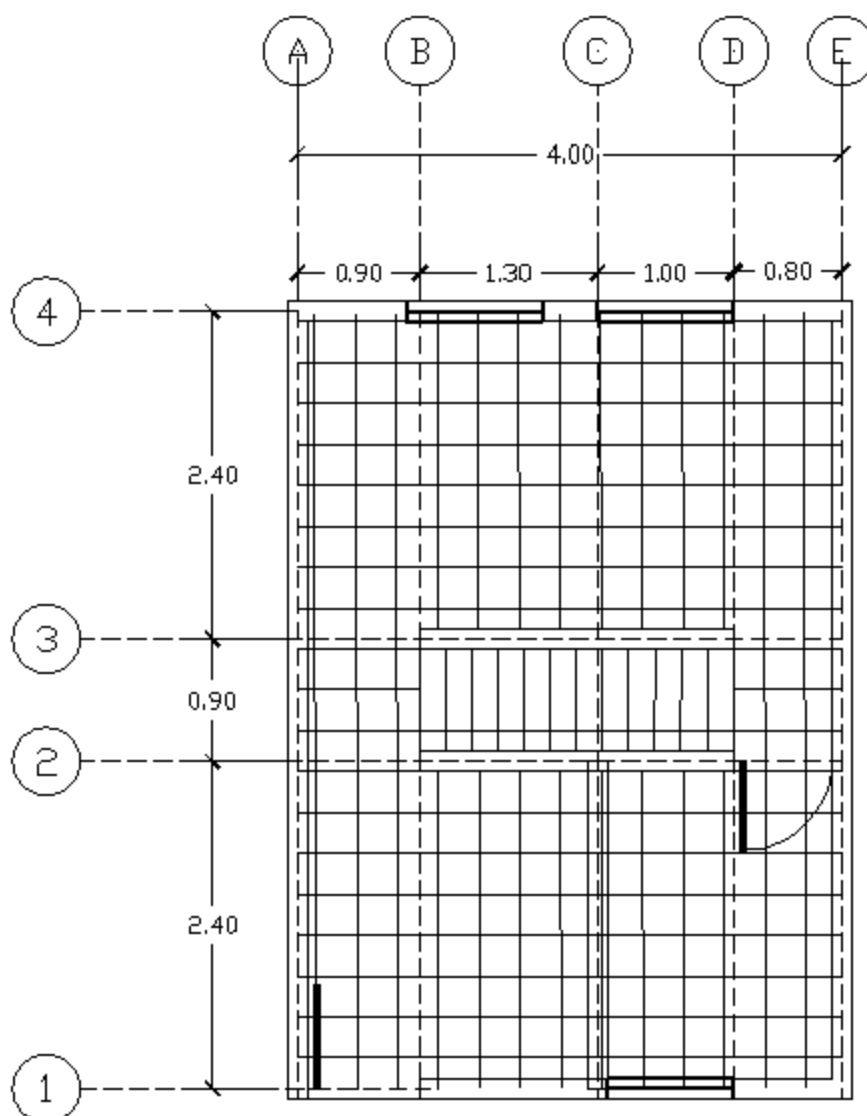
Columna A

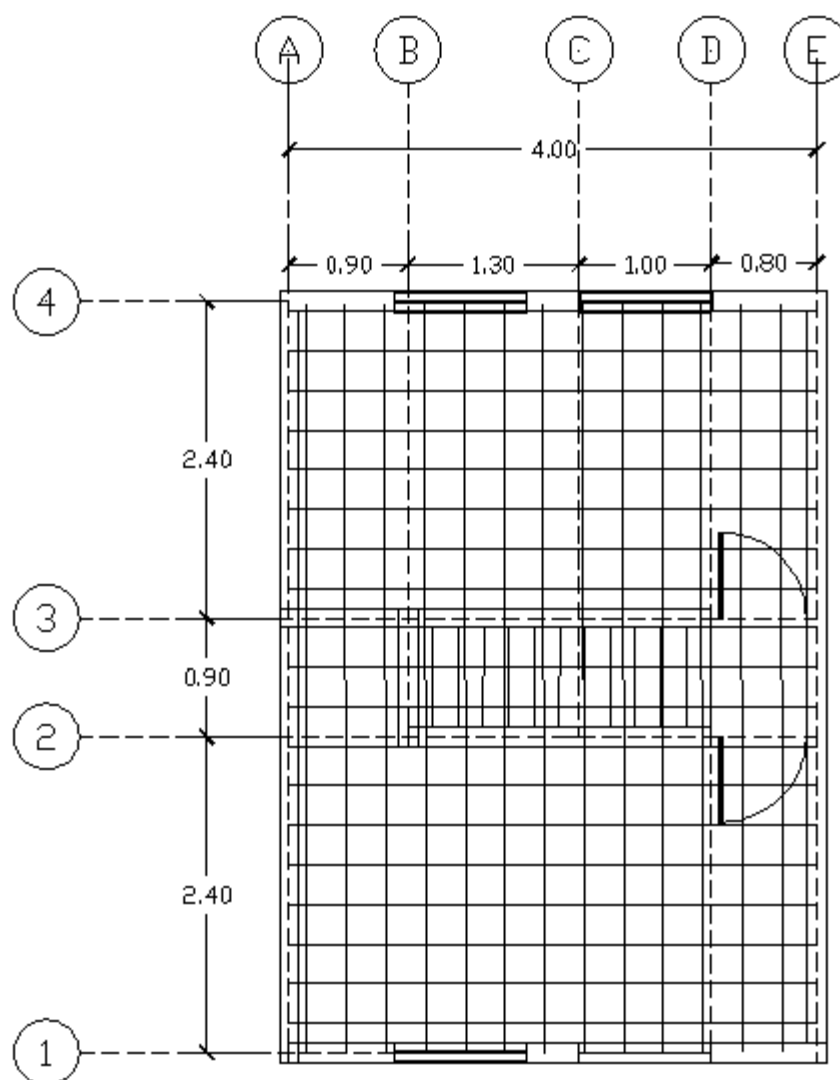


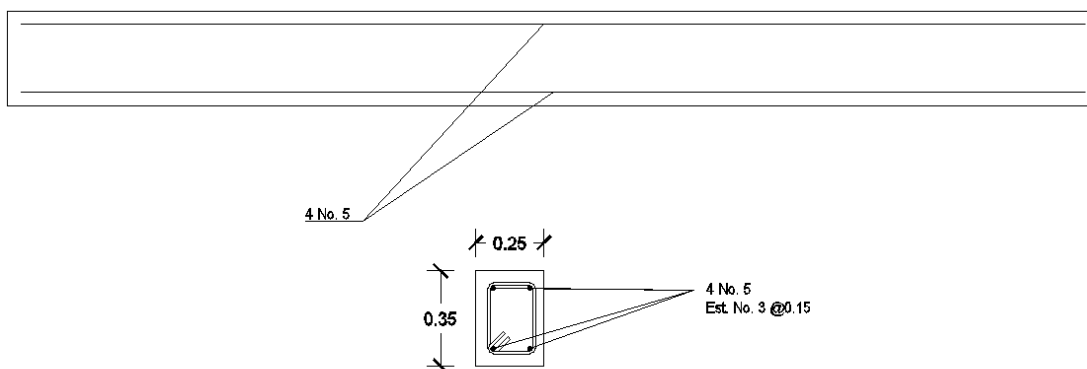
Columna B



Columna C

10.4.1.8 Losa de entrepiso y de techo.**10.4.1.9 Losa de entrepiso.**

10.4.1.10 Losa de techo.

10.4.1.11 Vigas.**10.4.1.12 Detalle de viga.**

10.5 Bloque de ladrillo

10.5.1 ANEXO 1. Resultados diseño de losas de entrepiso.

DATOS A INGRESAR		
LADO CORTO, L_a =	2.40	metros
LADO LARGO, L_b =	4.00	metros
RELACIÓN M =	0.60	
CASO DE LA LOSA=	6.00	Continuidad en un lado largo.
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO UTILIZADO=	2400.00	kg/cm ³
$f'c$ =	210.00	kg/cm ²
F_y =	4200.00	kg/cm ²
Cargas Vivas=	200.00	kg/m ²
Peso de piso=	100.00	kg/m ²
Peso de instalaciones=	20.00	kg/m ²
Peso de tabicaciones=	75.00	kg/m ²
Otros=	0.00	kg/m ²
Total Cargas Muertas=	195.00	kg/m ²

ESPESOR DE LA LOSA	
t min=	0.071 metros
t aproximado=	0.1 metros

INTEGRACIÓN DE CARGAS	CALCULO DE MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS
Peso Propio, PP = 240 kg/m ²	$M_a (+)$ = 307.75 kg m
Cargas Muertas= 195.00 kg/m ²	$M_b (+)$ = 95.25 kg m
Cargas Vivas= 200.00 kg/m ²	$M_a (-)$ cont= 484.55 kg m
Combinación de cargas	$M_b (-)$ cont= 0.00 kg m
$U=1.3M+1.6V$ = 885.50 kg/m ²	$M_a (-)$ disc= 102.58 kg m
1.3M= 565.5 kg/m ²	$M_b (-)$ disc= 31.75 kg m
1.6V= 320 kg/m ²	

RESUMEN				
Refuerzo No.				
As a(+)	3	@	0.30	m
As b(+)	3	@	0.30	m
As a(-) cont	3	@	0.30	m
As b(-) cont	3	@	0.30	m
As a(-) disc	3	@	0.30	m
As b(-) disc	3	@	0.30	m

10.5.2 ANEXO 2. Resultados diseño losa de techo.

DATOS A INGRESAR		
LADO CORTO, L_a =	2.40	metros
LADO LARGO, L_b =	4.00	metros
RELACIÓN M =	0.60	
CASO DE LA LOSA=	6.00	Continuidad en un lado largo.
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO UTILIZADO=	2400.00	kg/cm ³
f'_c =	210.00	kg/cm ²
F_y =	4200.00	kg/cm ²
Cargas vivas=	100.00	kg/m ²
Peso de piso=	0.00	kg/m ²
Peso de instalaciones=	0.00	kg/m ²
Peso de tabicaciones=	0.00	kg/m ²
Otros=	0.00	kg/m ²
Total cargas muertas=	0.00	kg/m ²

ESPESOR DE LA LOSA	
t min=	0.071 metros
t aproximado=	0.1 metros

INTEGRACIÓN DE CARGAS	CÁLCULO DE MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS
<i>Peso Propio, PP=</i> 240 kg/m² <i>Cargas muertas=</i> 0.00 kg/m² <i>Cargas vivas=</i> 100.00 kg/m² Combinación de cargas U=1.3M+1.6V= 472.00 kg/m² 1.3M= 312 kg/m² 1.6V= 160 kg/m²	Ma (+)= 163.31 kg m Mb (+)= 50.43 kg m Ma (-) cont= 258.28 kg m Mb (-) cont= 0.00 kg m Ma (-) disc= 54.44 kg m Mb (-) disc= 16.81 kg m

RESUMEN				
Refuerzo No.				
As a(+)	3	@	0.30	m
As b(+)	3	@	0.30	m
As a(-) cont	3	@	0.30	m
As b(-) cont	3	@	0.30	m
As a(-) disc	3	@	0.30	m
As b(-) disc	3	@	0.30	m

10.5.3 ANEXO 3. Diseño de muro.

MUROS EN DIRECCIÓN X, NIVEL 1								
MURO	PW4	PW5	PW6	PW8	PW10	PW14	PW15	PW16
Largo=	0.4	0.7	0.5	2.3	2.3	0.6	0.4	0.6
t=	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Ag=	0.04	0.07	0.05	0.23	0.23	0.06	0.04	0.06
h=	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
h/l=	6.0	3.4	4.8	1.0	1.0	4.0	6.0	4.0
tipo muro	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO
h/t=	24	24	24	24	24	24	24	24
inercia=	0.00053	0.00286	0.00104	0.10139	0.10139	0.00180	0.00053	0.00180
As min =	0.40	0.70	0.50	2.30	2.30	0.60	0.40	0.60
f'm =	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
fy =	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
Ag =	400.00	700.00	500.00	2,300.00	2,300.00	600.00	400.00	600.00
r =	0.12	0.20	0.14	0.66	0.66	0.17	0.12	0.17
h/r =	20.78	11.88	16.63	3.61	3.61	13.86	20.78	13.86

MUROS EN DIRECCIÓN X, NIVEL 2								
MURO	PW1	PW2	PW3	PW7	PW9	PW11	PW12	PW13
Largo=	0.6	0.4	0.6	2.3	3.2	0.6	0.4	0.6
t=	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Ag=	0.06	0.04	0.06	0.23	0.32	0.06	0.04	0.06
h=	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
h/l=	4.0	6.0	4.0	1.0	0.8	4.0	6.0	4.0
tipo muro	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	LARGO	ALTO	ALTO	ALTO
h/t=	24	24	24	24	24	24	24	24
inercia=	0.00180	0.00053	0.00180	0.10139	0.27307	0.00180	0.00053	0.00180
As min =	0.60	0.40	0.60	2.30	3.20	0.60	0.40	0.60
f'm =	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
fy =	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
Ag =	600.00	400.00	600.00	2,300.00	3,200.00	600.00	400.00	600.00
r =	0.17	0.12	0.17	0.66	0.92	0.17	0.12	0.17
h/r =	13.86	20.78	13.86	3.61	2.60	13.86	20.78	13.86

MUROS Y, 1 NIVEL				MUROS Y, 2 NIVEL		
MURO	PW18	PW20	PW22	PW17	PW19	PW21
Largo=	5.7	2.4	5.7	5.7	0.9	5.7
t=	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
Ag=	0.57	0.24	0.57	0.57	0.09	0.57
h=	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
h/l=	0.4	1.0	0.4	0.4	2.7	0.4
tipo muro	LARGO	LARGO	LARGO	LARGO	ALTO	LARGO
h/t=	24	24	24	24	24	24
inercia=	1.54328	0.11520	1.54328	1.54328	0.00608	1.54328
As min =	5.70	2.40	5.70	5.70	0.90	5.70
f'm =	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
fy =	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
Ag =	5,700.00	2,400.00	5,700.00	5,700.00	900.00	5,700.00
r =	1.65	0.69	1.65	1.65	0.26	1.65
h/r =	1.46	3.46	1.46	1.46	9.24	1.46

MURO	PW4	PW5	PW6	PW8	PW10	PW14	PW15	PW16
Pn =	8,817.59	15,665.00	11,111.42	51,809.28	51,809.28	13,392.00	8,817.59	13,392.00
φ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
φPn =	7,054.07	12,532.00	8,889.13	41,447.42	41,447.42	10,713.60	7,054.07	10,713.60
Cantidad	1.00	1.00	1.00	4.00	4.00	1.00	1.00	1.00
Hierro No.	4.00	3.00	3.00	4.00	4.00	3.00	3.00	3.00
As min=	0.28	0.49	0.35	1.61	1.61	0.42	0.28	0.42
As=	1.27	0.71	0.71	5.07	5.07	0.71	0.71	0.71
a=	33.35	16.55	17.70	94.36	99.25	19.01	13.48	19.03
d=	30.00	52.50	37.50	172.50	172.50	45.00	30.00	45.00
Mn =	1,066.57	1,756.69	1,216.89	28,380.50	29,269.64	1,619.15	752.48	1,620.60
ϕ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
ϕMn =	853.26	1,405.35	973.51	22,704.40	23,415.71	1,295.32	601.99	1,296.48
Pu	2682.48	979.46	1254.42	1364.72	2539.4	1568.6	242.3	1574.18
Vu	758.76	1004.37	393.52	11587.53	12090.87	179.83	7.2	180.11
Mu	504.758	626.867	286.028	18266.151	18666.25	116.581	48.552	107.713
Pu / ϕPn	0.38	0.08	0.14	0.03	0.06	0.15	0.03	0.15
Mu / ϕMn	0.59	0.45	0.29	0.80	0.80	0.09	0.08	0.08
D/C	0.97	0.52	0.43	0.84	0.86	0.24	0.12	0.23

MURO	PW1	PW2	PW3	PW7	PW9	PW11	PW12	PW13
Pn =	13,392.00	8,817.59	13,392.00	51,809.28	72,105.72	13,392.00	8,817.59	13,392.00
φ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
φPn =	10,713.60	7,054.07	10,713.60	41,447.42	57,684.58	10,713.60	7,054.07	10,713.60
Cantidad	1.00	1.00	1.00	4.00	4.00	1.00	1.00	1.00
Hierro No.	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
As min=	0.42	0.28	0.42	1.61	2.24	0.42	0.28	0.42
As=	0.71	0.71	0.71	2.85	2.85	0.71	0.71	0.71
a=	13.81	13.17	13.96	55.14	53.70	13.85	13.30	13.81
d=	45.00	30.00	45.00	172.50	240.00	45.00	30.00	45.00
Mn =	1,262.88	740.16	1,273.88	19,180.25	27,471.86	1,265.32	745.47	1,262.61
ϕ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
ϕMn =	1,010.31	592.13	1,019.10	15,344.20	21,977.49	1,012.26	596.37	1,010.09
Pu	322.5	168.42	357.83	1263.31	917.62	330.33	200.06	321.62
Vu	318.63	261.05	202.8	4149.07	7891.9	295.52	106.69	327.23
Mu	181.944	110.758	89.075	4910.568	4910.568	126.951	29.507	145.728
Pu / ϕPn	0.03	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03	0.03	0.03
Mu / ϕMn	0.18	0.19	0.09	0.32	0.22	0.13	0.05	0.14
D/C	0.21	0.21	0.12	0.35	0.24	0.16	0.08	0.17

MURO	PW18	PW20	PW22	PW17	PW19	PW21
Pn =	128,468.61	54,064.80	128,468.61	128,468.61	20,198.40	128,468.61
φ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
φPn =	102,774.89	43,251.84	102,774.89	102,774.89	16,158.72	102,774.89
Cantidad	8.00	3.00	8.00	8.00	2.00	8.00
Hierro No.	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
As min=	3.99	1.68	3.99	3.99	0.63	3.99
As=	5.70	2.14	5.70	5.70	1.43	5.70
a=	192.70	47.84	201.56	135.41	27.13	122.85
d=	427.50	180.00	427.50	427.50	67.50	427.50
Mn =	153,147.52	17,921.61	158,051.52	116,929.83	3,511.40	107,934.55
ϕ =	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
ϕMn =	122,518.02	14,337.29	126,441.22	93,543.87	2,809.12	86,347.64
Pu	22304.91	2504.23	24433.66	8557.23	524.7	5542.4
Vu	15595.02	6708.37	16031.34	8457.64	1366.12	9044.6
Mu	43715.981	9239.047	40300.536	12398.754	1749.823	14658.279
Pu / ϕPn	0.22	0.06	0.24	0.08	0.03	0.05
Mu / ϕMn	0.36	0.64	0.32	0.13	0.62	0.17
D/C	0.57	0.70	0.56	0.22	0.66	0.22

	PW4	PW5	PW6	PW8	PW10	PW14	PW15	PW16
Mu/(Vu.d)	1.00	1.00	1.00	0.86	0.84	1.00	1.00	1.00
Vm	1,985.15	2,545.30	1,956.77	8,730.05	9,126.18	2,363.95	1,375.11	2,365.35
φ	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
φVm	1,191.09	1,527.18	1,174.06	5,238.03	5,475.71	1,418.37	825.07	1,419.21
Av/s	0.0053	0.0053	0.0053	0.0210	0.0210	0.0210	0.0107	0.0107
φVs	358.40	627.20	448.00	8,114.40	8,114.40	2,116.80	716.80	1,075.20
φVn	1,549.49	2,154.38	1,622.06	13,352.43	13,590.11	3,535.17	1,541.87	2,494.41
D/C	0.49	0.47	0.24	0.87	0.89	0.05	0.00	0.07
Mcr	178.49	546.61	278.88	5,901.17	5,901.17	401.59	178.49	401.59
fr	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95
delta S	0.53	0.16	0.31	0.07	0.08	0.24	0.38	0.24
deriva per	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
D/C	0.32	0.10	0.19	0.04	0.05	0.14	0.22	0.14

MURO	PW1	PW2	PW3	PW7	PW9	PW11	PW12	PW13
Mu/(Vu.d)	1.00	1.00	0.92	0.64	0.24	0.89	0.86	0.93
Vm	2,052.43	1,356.64	2,189.67	9,941.87	16,848.50	2,213.16	1,501.34	2,161.37
ϕ	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
ϕV_m	1,231.46	813.98	1,313.80	5,965.12	10,109.10	1,327.90	900.80	1,296.82
Av/s	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107
ϕV_s	1,075.20	716.80	1,075.20	4,121.60	5,734.40	1,075.20	716.80	1,075.20
ϕV_n	2,306.66	1,530.78	2,389.00	10,086.72	15,843.50	2,403.10	1,617.60	2,372.02
D/C	0.14	0.17	0.08	0.41	0.50	0.12	0.07	0.14
Mcr	401.59	178.49	401.59	5,901.17	11,423.05	401.59	178.49	401.59
fr	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95
delta S	0.19	0.37	0.19	0.05	0.03	0.19	0.37	0.19
deriva per	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
D/C	0.11	0.22	0.11	0.03	0.02	0.11	0.22	0.11

MURO	PW18	PW20	PW22	PW17	PW19	PW21
Mu/(Vu.d)	0.61	0.72	0.55	0.32	1.00	0.36
Vm	29,841.21	10,222.63	31,284.65	30,615.73	3,088.88	29,374.86
φ	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
φVm	17,904.73	6,133.58	18,770.79	18,369.44	1,853.33	17,624.92
Av/s	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107
φVs	10,214.40	4,300.80	10,214.40	10,214.40	1,612.80	10,214.40
φVn	28,119.13	10,434.38	28,985.19	28,583.84	3,466.13	27,839.32
D/C	0.55	0.64	0.55	0.30	0.39	0.32
Mcr	36,243.65	6,425.47	36,243.65	36,243.65	903.58	36,243.65
fr	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95	66,931.95
delta S	0.03	0.04	0.03	0.02	0.15	0.02
deriva per	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
D/C	0.02	0.02	0.02	0.01	0.09	0.01

10.5.4 ANEXO 4. Diseño de vigas.

DIMENSIONES DE LA VIGA		
L=	4	m
bw=	0.25	m
h=	0.3	m

DATOS PARA CÁLCULO DE ACERO REQUERIDO		
<i>f'</i>c=	210	kg/cm ²
<i>f</i>y=	4200	kg/cm ²
<i>bw</i>=	25	cm
<i>d</i>=	23	cm
<i>phi</i>=	0.9	

Refuerzo Longitudinal		
<i>f</i>y=	4200	kg/cm ²
As min=	0.19	cm ²
As max=	18.75	cm ²

Valores máximos requeridos de area de acero		
As (+)=	2.102147002	cm ²
As (-)=	1.44482797	cm ²

Confinamiento		
S=	5.75	cm
d/4	5.75	cm
8φ	12.72	cm
24φ	22.8	cm
30cm	30	cm
Espaciamiento=	10	cm

Como podemos notar en el cálculo de las vigas, estas estarán diseñadas para el acero mínimo ya que las cargas a las que están sujetas no son de mayor influencia.

10.5.5 ANEXO 5. Cuantificación de proyecto.

PRIMER NIVEL							
MURO	EJE A	EJE C	EJE E	EJE 1	EJE 2	EJE 3	EJE 4
DIMENSIONES							
LARGO	5.70	2.30	5.70	3.10	2.30	2.30	4.00
ALTO	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
M2 DE MURO	13.68	5.52	13.68	7.44	5.52	5.52	9.60
M2 DE VENTANA O PUERTA	-	-	-	3.14	-	-	2.31
LADRILLOS/M2	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
LADRILLOS	171.00	69.00	171.00	53.75	69.00	69.00	91.13

HIERRO	LONGITUD (ML)						
HIERRO NO.2	14.60	7.00	14.60	19.7	14.6	10.6	25.2
HIERRO NO. 3	57.80	9.90	57.80	23.8	3.4	6.8	34
HIERRO NO. 4	6.80	6.80	6.80	23.8	37.4	27.2	6.8
SOLERAS							
HIERRO NO. 2	25.65	12.08	25.65	16.28	12.08	12.08	21.00
HIERRO NO. 4	36.00	15.60	36.00	21.00	16.20	16.20	26.40

CONCRETO

ÁREA CELDA	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
CELDA A RELLENAR	17.00	5.00	17.00	14.00	12.00	10.00	12.00
M3 DE CONCRETO	0.13	0.04	0.13	0.11	0.10	0.08	0.10

SEGUNDO NIVEL							
MURO	EJE A	EJE B	EJE E	EJE 1	EJE 2	EJE 3	EJE 4
DIMENSIONES							
LARGO	5.70	0.90	5.70	3.10	2.30	2.30	4.00
ALTO	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
M2 DE MURO	13.68	2.16	13.68	7.44	5.52	5.52	9.60
M2 DE VENTANA O PUERTA	-	-	-	2.31	-	-	2.31
LADRILLOS/M2	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50	12.50
LADRILLOS	171.00	27.00	171.00	64.13	69.00	69.00	91.13

HIERRO **LONGITUD
(ML)**

HIERRO NO.2	14.60	3.00	14.60	14.2	6.8	12.3	25.2
HIERRO NO. 3	57.80	10.20	57.80	40.8	27.2	37.4	40.8
HIERRO NO. 4	-	-	-	-	-	-	-
SOLERAS							
HIERRO NO. 2	19.95	3.15	19.95	10.85	8.05	8.05	14.00
HIERRO NO. 4	24.00	10.40	24.00	14.00	10.80	10.80	17.60

CONCRETO

ÁREA CELDA	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
CELDA A RELLENAR	16.00	3.00	16.00	12.00	8.00	11.00	12.00
M3 DE CONCRETO	0.13	0.02	0.13	0.10	0.06	0.09	0.10

CIMIENTOS		
LONGITUD	26.3	ML
AREA	0.15	M2
HIERRO NO. 4	86.79	ML
HIERRO NO. 3	77.15	ML
CONCRETO	4.14225	M3
LOSAS		
ÁREA	45.6	M2
ESPESOR	0.1	M
HIERRO NO.3	368.67	ML
CONCRETO	4.788	M3

TOTALES		
LADRILLOS	1,490	UNIDADES
HIERRO NO.2	2.33	QUINTALES
HIERRO NO.3	12.00	QUINTALES
HIERRO NO.4	8.65	QUINTALES
CONCRETO	10.75	M3

