

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



# **Megaproyecto**

## **Sensores electrónicos aplicados a la**

### **Ingeniería Civil**

Trabajo de graduación presentado por Diego Alejandro Alvarado Padilla, Guillermo Fernando Contreras Mejía, Jorge David González Torres, Eduardo David Gramajo Silva, Juan Carlos Mendizábal Francés y Guillermo Rodolfo Sequeira García para optar al grado académico de Licenciados en Ingeniería Civil y Antonio Everardo Navas Contreras para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Mecatrónica.

Guatemala

2013



**Megaproyecto:**  
**Sensores electrónicos aplicados a la**  
**Ingeniería Civil**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



# **Megaproyecto**

## **Sensores electrónicos aplicados a la**

### **Ingeniería Civil**

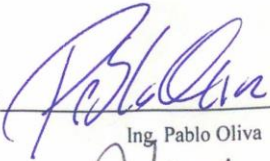
Trabajo de graduación presentado por Diego Alejandro Alvarado Padilla, Guillermo Fernando Contreras Mejía, Jorge David González Torres, Eduardo David Gramajo Silva, Juan Carlos Mendizábal Francés y Guillermo Rodolfo Sequeira García para optar al grado académico de Licenciados en Ingeniería Civil y Antonio Everardo Navas Contreras para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Mecatrónica.

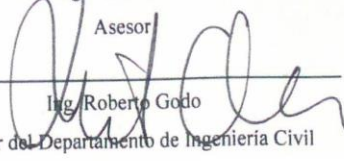
Guatemala

2013

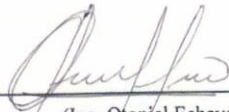
IV

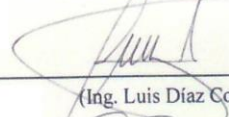
Vo. Bo.:

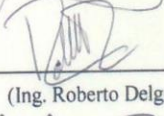
(f)   
Ing. Pablo Oliva


(f)   
Asesor  
Ing. Roberto Godo  
Director del Departamento de Ingeniería Civil

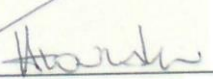
Tribunal Examinador:

(f)   
(Ing. Otoniel Echeverría)

(f)   
(Ing. Luis Díaz Coto)

(f)   
(Ing. Roberto Delgado)

(f)   
(Ing. Mario Meléndez)

(f)   
(Ing. Hugo González)

Fecha de aprobación: Guatemala, 21 de noviembre de 2013.

## **PREFACIO**

Este proyecto surge por la necesidad de la implementación de equipo electrónico y transmisión remota de resultados en el área de la Ingeniería Civil por lo que se identifican tres proyectos: medición del nivel de ríos, medición de temperatura del concreto y medición de deformación en losas de pavimentación. Se busca predecir a temprana edad la resistencia final aproximada que el concreto alcanza a los 28 días y no esperar tanto tiempo por los resultados de las pruebas destructivas a compresión que se realizan con cilindros de prueba “testigos”. Así mismo se busca facilitar la medición de deflexiones en las losas de pavimentación, también es necesario conocer las deformaciones que las losas de pavimentación sufren a causa del tránsito vehicular para mejorar el diseño y la construcción de pavimentos estructurales, previniendo tragedias y mejorando el tiempo de vida útil del pavimento. También surge la necesidad de monitorear el comportamiento del nivel del agua de los ríos y alertar automáticamente y de forma remota de las crecidas y posibles inundaciones para prevenir tragedias que año con año enfrenta Guatemala en la época de invierno.

Se agradece al Ingeniero Carlos Esquit quien fue el coordinador durante dos semestres de este proyecto y por contar con su apoyo incondicional. Al Ingeniero Pablo Oliva asesor directo de este trabajo y coordinador del proyecto en el último semestre, por contar con su apoyo y facilitación de equipo para la realización de pruebas en el laboratorio. También se agradece a la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED) por facilitar la información respecto al sensor que utilizan actualmente para medir el nivel del agua de los ríos. Se agradece a Cementos Progreso, en especial a su departamento de investigación CETEC por su apoyo en la realización de los proyectos de medición de temperatura de concreto y deformación de losas de pavimentación por facilitar el equipo electrónico, personal técnico, material, laboratorios, sus oficinas para reuniones y sus instalaciones para pruebas de campo.

Por último pero no menos importante se menciona y agradece a algunas personas que también mostraron interés, dedicación y colaboraron con conocimientos y consejos en la realización de este proyecto:

- Ing. Sergio Salazar, Ingeniero de Cementos Progreso.
- Ing. Hugo González, Ingeniero de Cementos Progreso.
- Ing. Joaquín Rueda, Ingeniero de Cementos Progreso.
- Ing. Christian Chiriz, Ingeniero de Cementos Progreso
- Lic. Luis Velásquez, Gerente I&D Cemento de Cementos Progreso.
- Ing. Roberto Godo, Director del Departamento de Ingeniería Civil.
- Ing. Roberto Delgado, Director del Departamento de Ingeniería Mecatrónica.
- Willy Reyes, Encargado de laboratorios de electrónica en UVG.
- PhD. Héctor Monzón, Ingeniero Estructural.
- Ing. Luis Díaz, Catedrático del Departamento de Ingeniería Civil.
- Ing. Estuardo Mayorga, Encargado de laboratorios de electrónica en UVG.

# ÍNDICE

	Página
PREFACIO .....	VI
LISTA DE FIGURAS .....	XII
LISTA DE TABLAS.....	XXIII
RESUMEN .....	XXXII

## Capítulos

I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS. ....	2
2.1. Objetivo general del Megaproyecto.....	2
2.2. Objetivo general del módulo de losas de pavimentación.....	2
2.3. Objetivos específicos del módulo de losas de pavimentación. ....	2
2.4. Objetivo general del módulo de temperatura. ....	3
2.5. Objetivos específicos del módulo de temperatura. ....	3
2.6. Objetivos específicos del módulo de nivel de agua en ríos. ....	4
III. MARCO TEÓRICO.....	5
3.1 Losas de pavimentación.....	5
3.1.1 ¿Qué es un sensor?.....	6
3.1.2 Galgas extensiométricas. ....	8
3.1.3 Circuitos integrados.....	10
3.1.4 ADC (Analog to Digital Converter).....	10
3.1.5 Tecnología.....	11
3.1.6 Tecnología TTL. ....	11
3.1.7 Protocolo de comunicaciones.....	12
3.1.9 Puente Wheatstone. ....	15

3.1.10. Pavimentos .....	16
3.1.11. Métodos alternativos para el diseño de pavimentos .....	27
3.1.12. Metodologías de cálculos propuestos.....	50
3.1.13. Teoría de elementos finitos en estructuras de pavimentos. ....	59
3.1.14. Instrumentación.....	64
3.1.15. Metodología de los experimentos.....	69
3.1.16. Conclusiones .....	114
3.1.17. Recomendaciones.....	115
3.2. Sensores de temperatura.....	118
3.2.1. Sensores de temperatura.....	118
3.2.3. Raspberry Pi.....	122
3.2.6. Fundamentos del concreto.....	123
3.2.9. Ensayos no destructivos del concreto.....	151
3.2.11. Delimitación e impacto del tema.....	165
3.2.13. Listado de materiales.....	167
3.2.14. Metodología en laboratorio. ....	170
3.2.15. Resultados de experimento: medición de temperatura.....	185
3.2.16. Presentación de resultados de laboratorio. ....	188
3.2.17. Aplicación del método de madurez. ....	204
3.2.18. Conclusiones. ....	222
3.2.19. Recomendaciones.....	224
3.3. Medición de nivel en ríos .....	225
3.3.1. Justificación.....	226
3.3.2. Metodología .....	227
3.3.3. Ficha Técnica de Sensores de Nivel de Agua en Ríos. ....	227
3.3.4. Desastres y su ciclos.....	232
3.3.7. Cuenca hidrográfica. ....	244

3.3.12.	Precipitación media .....	254
3.3.18.	Municipios afectados por el Río Guacalate.....	264
3.3.19.	Infraestructura afectada por el Río Guacalate. ....	269
3.3.21.	Sistemas de sensores de Nivel.....	278
3.3.22.	¿Qué es un sensor? .....	280
3.3.23.	Circuitos integrados.....	283
3.3.27.	Memorias.....	291
3.3.29.	Antecedentes. ....	292
3.3.30.	Delimitación e impacto del tema.....	293
3.3.31.	Descripción del área de estudio.....	294
3.3.32.	Zonificación y estudio hidrológico de la cuenca del río Achiguate. ....	322
3.3.33.	Metodología de los experimentos.....	373
3.3.34.	Fichas técnicas de sensores de nivel en ríos.....	414
3.3.35.	Creación del prototipo seleccionado. ....	424
3.3.36.	DISCUSIONES .....	429
3.3.37.	CONCLUSIONES .....	433
3.3.38.	RECOMENDACIONES .....	435
IV.	CONCLUSIONES GENERALES .....	436
4.1.	Conclusión losa de pavimentos.....	436
4.2.	Conclusión temperatura .....	436
4.3.	Conclusión de nivel de río .....	436
V.	BIBLIOGRAFÍA .....	437
VI.	APÉNDICE.....	448
6.1.	Losas de pavimentación.....	448
6.2.	Sensores de temperatura .....	462
6.3.	Tablas de registro de temperatura.....	463
6.4.	Medición de temperatura del concreto.....	502

6.5. Fotografías.....	505
VII. Abreviaturas.....	519
VIII.Glosario .....	520

# LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura No. 1	Funcionamiento general de un sensor. .... 6
Figura No. 2	Estructura básico de una galga extensiométrica. .... 8
Figura No. 3.	Galgas PML-60-2LT. .... 8
Figura No. 4	Chips. .... 10
Figura No. 5	Conversor Análogo Digital, ADC0809. .... 10
Figura No. 6	Niveles lógicos en tecnología TTL ..... 11
Figura No. 7	Rango de niveles lógicos en tecnología TTL. .... 11
Figura No. 8	Tipos de protocolos. .... 12
Figura No. 9	Protocolo TCP/IP. .... 13
Figura No. 10	Funcionamiento básico de protocolo SSH. .... 13
Figura No. 11	Circuito del puente Wheatstones general. .... 15
Figura No. 12	Circuito de $\frac{1}{4}$ de puente Wheatstone. .... 15
Figura No. 13	Circuito de $\frac{1}{2}$ de puente Wheatstone. .... 16
Figura No. 14	Circuito de puente Wheatstone completo. .... 16
Figura No. 15	Esquema típico de pavimentos flexibles y pavimentos rígidos. .... 17
Figura No. 16	Relación entre CBR y módulo de reacción del suelo ( $k$ ). .... 25
Figura No. 17	Comportamiento de los pavimentos rígidos ante los efectos de la temperatura. .... 26
Figura No. 18	Comparación de tensiones máximas en losas cortas y tradicionales utilizando programas de diseño mediante elementos finitos. .... 29
Figura No. 19	Prueba de rodadura AASHO. .... 30
Figura No. 20	Gráfica de serviciabilidad vs tiempo. .... 33

Figura No. 21	Módulo de resiliencia compuesto ( $M_r$ ) de la reacción de la sub-rasante. ....	36
Figura No. 22	Análisis de la metodología empírica AASHTO para el diseño de pavimentos. ....	42
Figura No. 23	Gráfico de análisis de la metodología empírica-mecanicista AASHTO para el diseño de pavimentos. ....	46
Figura No. 24	Análisis y clasificación de tramos carreteros mediante el <i>Índice de rugosidad internacional (IRI)</i> . ....	48
Figura No. 25	Comparación de medidas de serviciabilidad para metodología empírica y metodología empírica-mecanicista. ....	49
Figura No. 26	Esquema estimado de deflexión de una losa de pavimentación cargada. ....	51
Figura No. 27	Esquema de puntos críticos para una losa de pavimentación. ....	54
Figura No. 28	Esquema de deflexión y curvatura de una viga. ....	55
Figura No. 29	Esquema de deformación de una viga. ....	56
Figura No. 30	Deformaciones de un elemento finito con elasticidad plana. ....	62
Figura No. 31	Elemento finito Truss en tres dimensiones. ....	63
Figura No. 32	Elemento finito Beam en tres dimensiones. ....	64
Figura No. 33	Reloj comparador TÜRLEN. ....	65
Figura No. 34	Empaque de Strain Gauges. ....	66
Figura No. 35	Strain Gauge colocado. ....	66
Figura No. 36	Web-cam Logitech Pro 9000. ....	67
Figura No. 37	Raspberry PI modelo B. ....	68
Figura No. 38	Diagrama de flujo de funcionamiento sensor de deformaciones y deflexiones. ....	71
Figura No. 39	Registro de deformaciones. ....	72
Figura No. 40	Evaluación de diseño de pavimentos rígidos. ....	75
Figura No. 41	Determinación del valor de sub-rasante. ....	75
Figura No. 42	Determinación de los ejes equivalentes de carga. ....	76
Figura No. 43	Creación modelo nuevo. ....	80

Figura No. 44	Elección de Grilla.....	80
Figura No. 45	Cantidad de líneas en Grilla. ....	81
Figura No. 46	Grillas en modelo. ....	81
Figura No. 47	Definición de materiales.....	82
Figura No. 48	Elección de concreto (4,000 psi). ....	82
Figura No. 49	Propiedades de losa. ....	83
Figura No. 50	Añadir nueva propiedad de losa. ....	83
Figura No. 51	Espesor de losa. ....	84
Figura No. 52	Propiedades de sub-rasante. ....	84
Figura No. 53	Valor K de sub-rasante.....	85
Figura No. 54	Delimitación de losa.....	85
Figura No. 55	Losa modelada en grilla. ....	86
Figura No. 56	Asignación de propiedades del suelo. ....	86
Figura No. 57	Losa y suelo modelados en grilla. ....	87
Figura No. 58	Edición de grilla. ....	87
Figura No. 59	Edición de grilla. ....	88
Figura No. 60	Edición de grilla. ....	88
Figura No. 61	Edición de grilla. ....	89
Figura No. 62	Edición de grilla. ....	89
Figura No. 63	Definición de propiedades de neumáticos.....	90
Figura No. 64	Nueva propiedad de neumáticos.....	90
Figura No. 65	Dimensionamiento de neumáticos.....	91
Figura No. 66	Posicionamiento de neumáticos en grilla. ....	91
Figura No. 67	Posicionamiento de neumáticos en grilla. ....	92
Figura No. 68	Asignación de apoyo de neumáticos. ....	92
Figura No. 69	Asignación de apoyo de neumáticos. ....	93
Figura No. 70	Asignación de apoyo de neumáticos. ....	93

Figura No. 71	Asignación de cargas individuales de neumáticos. ....	94
Figura No. 71	Asignación de cargas individuales de neumáticos. ....	94
Figura No. 73	Correr análisis de esfuerzos y deflexiones. ....	95
Figura No. 74	Comportamiento de deflexión máxima. ....	95
Figura No. 75	Gráfica del comportamiento esfuerzo máximo. ....	96
Figura No. 76	Fotografía de la topografía del terreno a utilizar para la pavimentación.....	98
Figura No. 77	Compactación del terreno.....	99
Figura No. 78	Colocación de secciones costaneras para delimitar geometría de losa.....	99
Figura No. 79	Colocación de sensores electrónicos. ....	100
Figura No. 80	Fundición de la losa de pavimentación. ....	100
Figura No. 81	Vibración de concreto. ....	101
Figura No. 82	Nivelación de la losa de pavimentación. ....	101
Figura No. 83	Acabados finales a la losa de concreto.....	102
Figura No. 84	Losa de pavimentación y puntos de colocación del sensor de deformación. ....	102
Figura No. 85	Diagrama de carga en losa con simulación en viga.....	104
Figura No. 86	Deformación unitaria vs posición del sensor, metodología ME AASHTO 2002.....	105
Figura No. 87	Gráfico esfuerzo vs posición del sensor, metodología ME AASHTO 2002. ....	106
Figura No. 88	Deformación unitaria vs posición del sensor, metodología AASHTO 1993. ....	107
Figura No. 89	Esfuerzo vs posición del sensor, metodología ME AASHTO 1993. ....	108
Figura No. 90	Envolventes de esfuerzos por metodología AASHTO 1993.....	109
Figura No. 91	Envolventes de esfuerzos por metodología ME AASHTO 2002.....	109
Figura No. 92	Sensores de temperatura.....	119
Figura No. 93	RTD (Resistance Temperature Detector). ....	119
Figura No. 94	Termocuplas.....	120
Figura No. 95	Sensor de temperatura LM35. ....	120
Figura No. 96	Sensor de temperatura DS18B20. ....	121

Figura No. 97	Raspberry Pi modelo B. ....	122
Figura No. 98	Pasos para realizar la prueba de revenimiento. ....	128
Figura No. 99	Segregación en el concreto. ....	129
Figura No. 100	Exudación en losa. ....	129
Figura No. 101	Comportamiento esfuerzo-deformación de muestra de acero sujeta a incrementos de carga. ....	132
Figura No. 102	Desarrollo de esfuerzos térmicos en el concreto. ....	134
Figura No. 103	Efecto de curado en el aumento de resistencia del concreto. ....	141
Figura No. 104	Partículas de cemento Portland no hidratadas. ....	142
Figura No. 105	Productos de hidratación y los enlaces entre partículas en un cemento parcialmente hidratado. ....	143
Figura No. 106	Partícula de cemento Portland hidratada. ....	143
Figura No. 107	Curado mediante atomizadores de agua. ....	147
Figura No. 108	Mecanismos de funcionamiento: prueba del martillo de rebote. ....	153
Figura No. 110	Instrumentación para prueba de extracción. ....	155
Figura No. 111	Representación Esquemática de la prueba de extracción. ....	156
Figura No. 112	Esquema de funcionamiento de la prueba de ruptura. ....	156
Figura No. 113	Equipo de medición ultrasónica. ....	157
Figura No. 114	Ensayo de equipo ultrasónico. ....	158
Figura No. 115	Cilindros curados en sitio. ....	159
Figura No. 116	Diagrama de flujo de funcionamiento sensor de temperatura. ....	169
Figura No. 117	Sistema de almacenamiento de datos o Data Logger. ....	171
Figura No. 118	Termopar tipo K. ....	172
Figura No. 119	Ejemplo de curva de calibración que relaciona resistencia a compresión y factor temperatura-tiempo. ....	174
Figura No. 120	Calibración entre resistencia, compresión y edad equivalente a 20°C. ....	175
Figura No. 121	Registro de temperatura. ....	186

Figura No. 122	Resistencia del concreto convencional respecto al tiempo.....	191
Figura No. 123	Resistencia del concreto de alta trabajabilidad respecto al tiempo. ....	193
Figura No. 124	Perfil térmico del concreto convencional.....	196
Figura No. 125	Gráfica de factor temperatura-tiempo durante el período de curado.....	197
Figura No. 126	Gráfica de edad equivalente durante el período de curado.....	197
Figura No. 127	Curva de calibración de concreto convencional utilizando factor temperatura-tiempo como índice de madurez. ....	198
Figura No. 128	Curva de calibración de concreto convencional utilizando edad equivalente como índice de madurez.....	199
Figura No. 129	Perfil térmico del concreto de alta trabajabilidad.....	200
Figura No. 130	Curva de calibración de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada utilizando factor temperatura-tiempo como índice de madurez.....	203
Figura No. 131	Curva de calibración de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada utilizando edad equivalente como índice de madurez. ....	204
Figura No. 132	. Determinación de resistencia en campo utilizando la curva de calibración de factor temperatura-tiempo. ....	207
Figura No. 133	Determinación de resistencia en campo .....	207
Figura No. 134	Muro fundido en planta de producción La Pedrera.....	211
Figura No. 135	Concreto utilizado para fundir muro. ....	212
Figura No. 136	Prueba de flujo en el concreto. ....	212
Figura No. 137	Estimación de la resistencia a compresión (T1) utilizando curva de calibración de la ecuación Nurse-Saúl.....	216
Figura No. 138	Estimación de la resistencia a compresión (T1) utilizando curva de calibración de la ecuación Arrhenius.....	217
Figura No. 139	Estimación de la resistencia a compresión (T2) utilizando curva de calibración de la ecuación Nurse-Saúl.....	217
Figura No. 140	Estimación de la resistencia a compresión (T2) utilizando curva de calibración de la ecuación Arrhenius.....	218

Figura No. 141. Tendencia de indicador de desarrollo que define la ocurrencia de un desastre ...	233
Figura No. 142. Fases de un desastre .....	234
Figura No. 143. Ciclo de los desastres .....	234
Figura No. 144. Relación entre desastre y desarrollo .....	236
Figura No. 145. .Regiones de riesgo de muerte.....	240
Figura No. 146. Monto que una persona requeriría por aceptar riesgo adicional y monto que una persona efectuaría por eliminar un riesgo.....	241
Figura No. 147. Monto económico según los eventos presentados.....	242
Figura No. 148. Uso múltiple de recursos .....	246
Figura No. 149. Relación de límites entre la actividad humana y el entorno natural .....	247
Figura No. 150. Determinación del inicio del flujo de escombros mediante el ángulo de la ladera y el área de la cuenca.....	249
Figura No. 151. Esquema de un deslizamiento típico .....	250
Figura No. 152. Relaciones estratigráficas, sin terraza o con una o dos terrazas y cada una de estas con uno, dos o tres rellenos aluviales .....	253
Figura No. 153. Ejemplo de garita meteorológica.....	262
Figura No. 142. Mapa de cuencas y vertientes de la República de Guatemala .....	262
Figura No. 155. Ubicación municipio de Alotenango en Departamento de Sacatepéquez .....	264
Figura No. 156. Ubicación del municipio de Escuintla en el departamento de Escuintla.....	266
Figura No. 157. Ubicación del municipio de Masagua en el departamento de Escuintla. ....	268
Figura No. 158. Ubicación de la carretera RN-14 en el departamento de Chimaltenango, Sacatepéquez y Escuintla .....	270
Figura No. 159. Ubicación de la Carretera CA-02 en el departamento de Escuintla .....	271
Figura No. 160. Capas de la estructura del pavimento.....	274
Figura No. 162. Estructura de un puente.....	276
Figura No. 162. Funcionamiento general de un sensor.....	280
Figura No. 163. Sensor Ultrasónico.....	282

Figura No. 164. Sensor Infrarrojo. ....	282
Figura No. 165 . Sensor infrarrojo QRD1114. ....	283
Figura No. 166. Chips .....	283
Figura No. 167. Diagrama básico de un multiplexor.....	284
Figura No. 168. RTC (Real Time Clock) DS1307.....	284
Figura No. 169. Estructura interna de un microcontrolador.....	285
Figura No. 170. Microcontrolador ATMEGA328.....	287
Figura No. 171. Niveles lógicos en tecnología TTL. ....	288
Figura No. 172. Rango de niveles lógicos en tecnología TTL. ....	288
Figura No. 173. Módulo GSM Siemens TC35i.....	289
Figura No. 174. Algunos tipos de memorias. ....	291
Figura No. 175. Tarjeta de memoria SD. ....	291
Figura No. 176. Municipios localizados dentro de la Cuenca del río Achiguate. ....	295
Figura No. 177. Departamentos localizados dentro de la Cuenca del río Achiguate. ....	296
Figura No. 178. Variación de la temperatura, velocidad del tiempo, precipitación, porcentaje de nubosidad en los días de la semana. ....	298
Figura No. 179. Estaciones meteorológicas con información climática.....	298
Figura No. 180. Fisiografía de la cuenca del río Achiguate.....	304
Figura No. 181. Curvas de nivel de la cuenca del río Achiguate. ....	305
Figura No. 182. Interpolación de curvas de nivel de la cuenca del río Achiguate. ....	306
Figura No. 183. Zonas de vida dentro de la cuenca del río Achiguate.....	308
Figura No. 184. Edafología de la Cuenca del río Achiguate.....	310
Figura No. 185. Geología de la Cuenca del río Achiguate.....	311
Figura No. 186. Uso del suelo en la cuenca del río Achiguate. ....	313
Figura No. 187. Caminos localizados dentro de la cuenca del río Achiguate. ....	320
Figura No. 188. Puentes localizados dentro de la cuenca del río Achiguate.....	321
Figura No. 189. Deslizamientos por área y pendiente en la cuenca del río Achiguate. <sup>[25]</sup> .....	325

Figura No. 190. Deslizamiento localizado dentro de la cuenca del río Achiguate. <sup>[24], [25], [26]</sup> .....	326
Figura No. 191. Áreas de inundación localizadas dentro de la cuenca del río Achiguate .....	331
Figura No. 192. Hidrografía de la cuenca del río Achiguate.....	349
Figura No. 193. Polígonos de Thiessen localizadas dentro de la cuenca del río Achiguate.....	351
Figura No. 194. Isoyetas de la cuenca del río Achiguate. ....	352
Figura No. 195. Población, zonas de vida y usos del suelo para la sub cuenca Guacalate de la cuenca del río Achiguate.....	361
Figura No. 196. Señalización del puente y río ubicados en la CA-02 en el 62.5km. ....	374
Figura No. 197. Vista superior de los puentes sobre el río Guacalate .....	374
Figura No. 198. Vista inferior de los puentes sobre el río Guacalate .....	375
Figura No. 199. Vista del río Guacalate bajo el puente de concreto reforzado.....	375
Figura No. 200. Vista del río Guacalate en las afueras de Alotenango. ....	376
Figura No. 201. Vista del río Guacalate en las afueras de Alotenango. ....	376
Figura No. 202. Cambio en sección transversal del río y efecto en la medición del nivel.....	377
Figura No. 203 Tipos de corriente.....	378
Figura No. 204 Niveles de alerta para los ríos principales de Guatemala en el año 2012.....	380
Figura No. 205. Vista del puente y antigua estación hidrológica del INSIVUMEH en Alotenango, Sacatepéquez .....	382
Figura No. 206. Vista de la subestructura del puente Guacalate en la CA-02 en el Km 62.5 .....	383
Figura No. 207. Vista de la superestructura de los puentes sobre el río Guacalate.....	383
Figura No. 208. Ubicación del puente Guacalate en la CA-02.....	384
Figura No. 209. Ubicación del puente Gualacate del municipio de Masagua, Escuintla.....	384
Figura No. 210. Esquema del primer diseño del sensor medidor de nivel .....	386
Figura No. 211. Esquema del segundo diseño del sensor medidor de nivel.....	387
Figura No. 212. Esquema del tercer diseño del sensor medidor de nivel.....	387
Figura No. 213. Cubrimiento de los modelos de elevación digital.....	391
Figura No. 214. Mapa de regiones y cuencas de la República de Guatemala.....	394

Figura No. 215. Área de inundación en Alotenango generada por una crecida con período de retorno de dos años.....	409
Figura No. 216. Área de inundación en Alotenango .....	410
Figura No. 217. Área de inundación en Alotenango .....	410
Figura No. 218. Área de inundación en Alotenango generada por una crecida con período de retorno de 100 años. ....	411
Figura No. 219. Área de inundación en Escuintla generada por una crecida con período de retorno de 100 años .....	411
Figura No. 221. Área de inundación en Masagua generada por una crecida con período de retorno de dos años.....	412
Figura No. 223. Área de inundación en Masagua generada por una crecida con período de retorno de 100 años .....	413
Figura No. 224. Ficha técnica del sensor por interruptor de flotador <sup>[32], [33], [36]</sup> .....	416
Figura No. 225. Ficha técnica del sensor por medio de circuitos eléctricos. <sup>[34], [35], [37], [39]</sup> .....	418
Figura No. 226. Ficha técnica del sensor por ultrasonido. <sup>[38], [68], [69]</sup> .....	420
Figura No. 227. Ficha técnica del sensor por radar. <sup>[70], [71], [72]</sup> .....	422
Figura No. 228. Diagrama de flujo de funcionamiento sensor de nivel. ....	426
Figura No. 229. Registro historial del nivel del río. ....	427
Figura No. 230. Ejemplo de SMS de alerta. ....	427
Figura No. 231. Documento de cotización de sensores de deformación con la empresa Tokyo Sakki Kenkyjo Co., Ltd.....	448
Figura No. 232. Sensor de deformación ‘Strain Gauge serie PM tipo PML-2LT.....	449
Figura No. 233. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	450
Figura No. 234. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	451
Figura No. 235. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	452
Figura No. 236. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	453
Figura No. 237. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	454
Figura No. 238. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	455

Figura No. 239. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	456
Figura No. 240. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	457
Figura No. 241. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	458
Figura No. 242. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design .....	459
Figura No. 243. Efecto cruzado.....	462
Figura No. 244. Esquemático placa de entradas sensor temperatura.....	502
Figura No. 245. Placa de entradas sensor de temperatura terminada. ....	503
Figura No. 246. Cable del sensor de temperatura.....	504
Figura No. 247. Módulo electrónico sensor de temperatura terminado. ....	504
Figura No. 248. Datalogger y termocuplas insertadas en cilindros. ....	505
Figura No. 249. Cilindros de concreto convencional en pilas de curado. ....	505
Figura No. 250. Preparación de termocuplas.....	506
Figura No. 251. Vertido de losa de concreto convencional.....	506
Figura No. 252. Colocación de termocuplas en campo. ....	507
Figura No. 253. Equipo colocado en campo.....	507
Figura No. 254. Moldes de Cilindros. ....	508
Figura No. 255. Registro manual de temperatura del concreto fresco. ....	508
Figura No. 256. Fabricación de moldes cilíndricos de concreto. ....	509
Figura No. 257. Prueba de Flujo del concreto. ....	509
Figura No. 258. Fundición de muro. ....	510
Figura No. 259. Instalación de termopares para monitorear muro. ....	511
Figura No. 260. Vibración de concreto. ....	511
Figura No. 261. Sección transversal del río en el punto de Alotenango.....	514
Figura No. 262. Megaproyectos sobresalientes en la rama hidráulica .....	515
Figura No. 263. Foto cartográfica de la hoja 2058 IV, serie E754.....	516
Figura No. 264. Sección transversal del río en el punto del puente Guacalate en la CA-2 .....	517

## LISTA DE TABLAS

	Página
Tabla No.1. Requisitos de granulometría.....	21
Tabla No.2. Distribución de tamaño recomendada de partículas para agregados finos en mezcla de cemento Portland.....	22
Tabla No.3. Clasificación de CBR en los distintos tipos de suelos.....	25
Tabla No.4. Comparación de máximos esfuerzos admisibles en pruebas con la metodología de losas cortas.....	28
Tabla No.5. Factores de carga equivalentes para diferentes ejes de carga.....	35
Tabla No.6. Confiabilidad recomendada para zonas urbanas y rurales. ....	40
Tabla No.7. Ejemplos de servicios y protocolos de Internet.....	69
Tabla No.8. Ejemplos de servicios y protocolos de Internet.....	72
Tabla No.9. Datos ingresados a software AASHTOWare Pavement ME Design. ....	78
Tabla No.10. Resultados obtenidos en análisis mediante metodología ME.....	78
Tabla No.11. Resultados de programa de diseño estructural SAFE Post Tensioning Versión 12.3.1 con metodología AASHTO 1993.....	97
Tabla No.12. Resultados de programa de diseño estructural SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 con metodología AASHTO 2002.....	97
Tabla No.13. Tabla de resumen de resultados teóricos y experimentales mediante metodología de resistencia de materiales, metodología ME AASHTO 2002. ....	107
Tabla No.14. Resumen de resultados teóricos y experimentales mediante metodología de resistencia de materiales, metodología AASHTO 1993.....	108
Tabla No.15. Tabla de resumen de resultados de esfuerzo de acuerdo a metodología de cálculo utilizada con recomendaciones AASHTO 1993. ....	111
Tabla No.16. Tabla de resumen de resultados de esfuerzo de acuerdo a metodología de cálculo utilizada con recomendaciones AASHTO 2002. ....	111

Tabla No.17.	Tabla comparativa de resumen de resultados AASHTO 1993 y AASHTO 2002. ....	112
Tabla No.18.	Definiciones para el concreto.....	124
Tabla No.19.	Datos del concreto convencional premezclado (4,000 psi).....	136
Tabla No.20.	Datos técnicos de mezcla de concreto de alta trabajabilidad. ....	137
Tabla No.21.	Recomendación de duración mínima de curado.....	150
Tabla No.22.	Materiales utilizados en elaboración de sensor de temperatura. ....	167
Tabla No.23.	Número de capas en cilindros de concreto.....	180
Tabla No.24.	Especificaciones de diámetros de varillas.....	181
Tabla No.25.	Tolerancia de tiempo para ensayo a compresión de cilindros.....	182
Tabla No.26.	Características del sensor de temperatura.....	186
Tabla No.27.	Comparación de precios con otros sensores de temperatura. ....	186
Tabla No.28.	Diseño de mezcla de concreto convencional.....	188
Tabla No.29.	Diseño de mezcla de concreto evaluada.....	189
Tabla No.30.	Resultados de pruebas a concreto fresco.....	190
Tabla No.31.	Resultados de resistencia a compresión promedio del concreto.....	190
Tabla No.32.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 1 día. ....	191
Tabla No.33.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 3 días.....	191
Tabla No.34.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 7 días.....	192
Tabla No.35.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 14 días.....	192
Tabla No.36.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 28 días.....	192
Tabla No.37.	Resultados de pruebas a concreto fresco.....	193
Tabla No.38.	Resultados de resistencia a compresión promedio del concreto.....	193
Tabla No.39.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 1 día. ....	194
Tabla No.40.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 3 días.....	194
Tabla No.41.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 7 días.....	194
Tabla No.42.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 14 días.....	195

Tabla No.43.	Resultados de resistencia a compresión del concreto a 28 días.....	195
Tabla No.44.	Valores propiedades del concreto convencional. ....	195
Tabla No.45.	Resistencia e índice de madurez del concreto convencional a edades determinadas. ....	198
Tabla No.46.	Valores de sensibilidad térmica del concreto. ....	199
Tabla No.47.	Registro de perfil térmico y calculo de índice de madurez del concreto de alta trabajabilidad durante las 24 horas iniciales.....	201
Tabla No.48.	Resistencia e índice de madurez del concreto. ....	202
Tabla No.49.	Resultados de pruebas a concreto fresco.....	205
Tabla No.50.	Resultados de resistencia a compresión a la edad de un día de cilindros curados en sitio. ....	206
Tabla No.51.	Índices de madurez de termocuplas insertadas a distintas profundidades a la edad de un día.....	206
Tabla No.52.	Estimaciones de resistencia a un día utilizando el método de madurez. ....	206
Tabla No.53.	Índices de madurez de termocuplas insertadas a distintas profundidades a la edad de tres días.....	209
Tabla No.54.	Estimaciones de resistencia a tres días utilizando el método de madurez.....	209
Tabla No.55.	Resultados de resistencia a compresión a la edad de tres días de cilindros curados en sitio. ....	209
Tabla No.56.	Diseño de mezcla de concreto colocado en sitio. ....	211
Tabla No.57.	Resultados de pruebas a concreto fresco en sitio. ....	212
Tabla No.58.	Registro de perfil térmico T1 y cálculo de índice de madurez del concreto en sitio durante las 24 horas iniciales. ....	213
Tabla No.59.	Registro de perfil térmico T2 y calculo de índice de madurez del concreto en sitio durante las 24 horas iniciales .....	215
Tabla No.60.	Resistencia y factor temperatura-tiempo del concreto colocado en sitio. ....	218
Tabla No.61.	Resistencia y edad equivalente del concreto colocado en sitio. ....	219

Tabla No.62.	Resistencia del concreto con método alternativo. ....	220
Tabla No.63.	Porcentaje de daños sobre bienes sumergidos.....	238
Tabla No.64.	Probabilidades de muerte según algunas condiciones y autores .....	239
Tabla No.65.	Determinación del coeficiente de escurrimiento por medio del suelo, topografía y vegetación del área de influencia .....	259
Tabla No.66.	Factores K, C, B y n por región hidrológica de Guatemala .....	260
Tabla No.67.	Funciones de daños para inundaciones con acumulación de sedimentos.....	273
Tabla No.68.	Distancias a la zona de monitoreo para diferentes tiempos de anticipación. ....	273
Tabla No.69.	Municipios y departamentos dentro de la Cuenca del río Achiguate. ....	294
Tabla No.70.	Datos sobre la temperatura media, días de lluvia y cantidad de lluvia en las distintas estaciones meteorológicas dentro de la cuenca del río Achiguate <sup>[31]</sup> .....	297
Tabla No.71.	Resumen general de la Fisiografía de la Cuenca del río Achiguate .....	303
Tabla No.72.	Zonas de vida dentro de la cuenca del río Achiguate. ....	307
Tabla No.73.	Geología de la cuenca del río Achiguate.....	311
Tabla No.74.	Uso del suelo en la cuenca del río Achiguate.....	312
Tabla No.75.	Población por municipios dentro de la cuenca del río Achiguate .....	314
Tabla No.76.	Puentes localizados dentro de la cuenca del río Achiguate, y las..... características de cada uno de ellos.....	316 316
Tabla No.77.	Aeropuertos localizados dentro de la cuenca del río Achiguate, y las características de cada uno de ellos. ....	319
Tabla No.78.	Datos históricos sobre las amenazas presentes en la cuenca del río Achiguate. <sup>[7], [9], [12]</sup> .....	323
Tabla No.79.	Relación de modelos de amenaza sísmica y aceleración para determinación de amenazas de deslizamiento sobre la cuenca del río Achiguate. ....	327
Tabla No.80.	Población y viviendas dentro del área de probabilidad de deslizamiento en la cuenca del río Achiguate.....	328

Tabla No.81.	Amenaza y probabilidad de ocurrencia dentro del área de la cuenca del río Achiguate. ....	332
Tabla No.82.	Capacidad de uso para región de tierras de llanura costera del pacífico. ....	333
Tabla No.83.	Capacidad de uso para región de tierras volcánicas bocacosta. ....	333
Tabla No.84.	Capacidad de uso para región de tierras altas volcánicas. ....	333
Tabla No.85.	Área de influencia por categoría de uso de suelo dentro del área de la cuenca del río Achiguate. ....	335
Tabla No.86.	Alturas de inundación y probabilidad de ocurrencia. <sup>[14]</sup> .....	336
Tabla No.87.	Funciones de daño a utilizar para cada tipo de suelo. <sup>[15]</sup> .....	337
Tabla No.88.	Porcentaje de daño por inundación en cada área de suelo dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14], [15], [16]</sup> .....	337
Tabla No.89.	Daño esperado para la agricultura sin limitaciones dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	338
Tabla No.90.	Daño esperado para la agricultura con mejoras dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	339
Tabla No.91.	Daño esperado para la agroforestería con cultivos anuales dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	340
Tabla No.92.	Daño esperado para la sistemas silvopastoriles dentro del área de la Cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	341
Tabla No.93.	Daño esperado para la agroforestería con cultivos permanentes dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	342
Tabla No.94.	Daño esperado para la tierra forestal para producción dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	343
Tabla No.95.	Daño esperado para las viviendas dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup> .....	344
Tabla No.96.	Resumen de costo esperado por reposición por m2 para los distintos usos de suelo dentro del área de la cuenca del río Achiguate. ....	345

Tabla No.97.	Precipitación recolectada por las estaciones dentro del área de la cuenca del río Achiguate.....	350
Tabla No.98.	Área de influencia de cada estación determinada por medio de polígonos de Thiessen. ....	353
Tabla No.99.	Lluvia máxima en 24 h determinada en cada estación localizada dentro de la cuenca del río Achiguate.....	354
Tabla No.100.	Lluvia máxima en 24 h determinada mediante dos métodos. ....	354
Tabla No.101.	Coefficiente de escurrimiento calculado por medio de los porcentajes de uso de la tierra. ....	355
Tabla No.102.	Factores de ajuste para la fórmula de intensidad de lluvia para las estaciones dentro de la cuenca del río Achiguate.....	355
Tabla No.103.	Intensidad de lluvia por período de retorno. <sup>[13]</sup> .....	356
Tabla No.104.	Caudal máximo por período de retorno. <sup>[13]</sup> .....	357
Tabla No.105.	Intensidad de lluvia por período de retorno en Alotenango. <sup>[13]</sup> .....	358
Tabla No.106.	Intensidad de lluvia por período de retorno en CA-2.....	358
Tabla No.107.	Intensidad de lluvia por período de retorno en Masagua. <sup>[13]</sup> .....	359
Tabla No.108.	Caudal máximo por período de retorno en Alotenango. <sup>[13]</sup> .....	359
Tabla No.109.	Caudal máximo por período de retorno en CA-2. <sup>[13]</sup> .....	360
Tabla No.110.	Caudal máximo por período de retorno en Masagua. <sup>[13]</sup> .....	360
Tabla No.111.	Caudal máximo por período de retorno en Alotenango método envolvente.....	362
Tabla No.112.	Caudal máximo por período de retorno en Alotenango método gumbel .....	362
Tabla No.113.	Caudal máximo por periodo de retorno en Alotenango método log-normal.....	363
Tabla No.114.	Caudal máximo por periodo de retorno en CA-2 método envolvente.....	363
Tabla No.115.	Caudal máximo por período de retorno en CA-2 método gumbel. ....	364
Tabla No.116.	Caudal máximo por período de retorno en CA-2 método log-normal. ....	365
Tabla No.117.	Caudal máximo por período de retorno en Masagua método envolvente. ....	366
Tabla No.118.	Caudal máximo por período de retorno en Masagua método gumbel.....	367
Tabla No.119.	Caudal máximo por período de retorno en Masagua método log-normal.....	368

Tabla No.120.	Caudal máximo por período de retorno en Alotenango método Creager. <sup>[73]</sup> .....	369
Tabla No.121.	Caudal máximo por periodo de retorno en CA-2 método Creager. <sup>[73]</sup> .....	369
Tabla No.122.	Caudal máximo por periodo de retorno en Masagua método creager. <sup>[73]</sup> .....	370
Tabla No.123.	Nivel del agua con respecto al caudal por período de retorno, para el área de Masagua. <sup>[13]</sup> .....	371
Tabla No.124.	Nivel del agua con respecto al caudal por periodo de retorno, para el área de puente Guacalate sobre la CA-2. <sup>[13]</sup> .....	372
Tabla No.125.	Nivel del agua con respecto al caudal por periodo de retorno, para el área de Alotenango. <sup>[13]</sup> .....	372
Tabla No.126.	Resumen del aforo del río Guacalate en Alotenango .....	380
Tabla No.127.	Resumen del aforo del río Guacalate en puente CA02.....	381
Tabla No.128.	Resumen del aforo del río Guacalate en Masagua. ....	381
Tabla No.129.	Resumen de diseños propuestos.....	388
Tabla No.130.	Nivel de alerta generado con relación a los caudales de distintos períodos de retorno. ....	389
Tabla No.131.	Coefficientes para la crecida índice.....	393
Tabla No.132.	Caudales modulares, K, según curva de frecuencia envolvente.....	395
Tabla No.133.	Caudales modulares, K, según curva de frecuencia Gumbel. ....	395
Tabla No.134.	Caudales modulares, K, según curva de frecuencia logaritmo- normal .....	395
Tabla No.135.	Caudal del área del municipio de Alotenango según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	397
Tabla No.136.	Caudal del área del municipio de Alotenango según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	397
Tabla No.137.	Caudal del área del municipio de Alotenango según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	398
Tabla No.138.	Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	398

Tabla No.139. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	399
Tabla No.140. Caudal total del área del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	399
Tabla No.141. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	400
Tabla No.142. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	400
Tabla No.143. Caudal total del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	401
Tabla No.144. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	401
Tabla No.145. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	402
Tabla No.146. Caudal total del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	402
Tabla No.147. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	403
Tabla No.148. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	403
Tabla No.149. Caudal total del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia envolvente.....	404
Tabla No.150. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	404
Tabla No.151. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	405
Tabla No.152. Caudal total del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.....	405
Tabla No.153. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	406

Tabla No.154. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	406
Tabla No.155. Caudal total del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.....	407
Tabla No.156. Caudales de crecidas para períodos de retorno de 2, 5, 10 y 100 años en las áreas de los municipios de Alotenango, Escuintla y Masagua.....	408
Tabla No.157. Materiales utilizados en elaboración de sensor de nivel. ....	424
Tabla No.158. Características del sensor de nivel.....	428
Tabla No.159. Comparación de precios con otros sensores de nivel. ....	428
Tabla No.160. Tabla de referencia, resultados obtenidos con el programa de diseño SAFE mediante pre-diseño de losa por medio de la metodología empírica AASHTO .....	449
Tabla No.161. Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días) .....	463
Tabla No.162. Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a seis centímetros de profundidad (3 días). ....	483
Tabla No.163. Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a ocho centímetros de profundidad (3 días). ....	488
Tabla No.164. Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a diez centímetros de profundidad (3 días). ....	492
Tabla No.165. Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a quince centímetros de profundidad (3 días). ....	497
Tabla No.165. Cálculo del caudal y velocidad por medio de un aforo en Masagua. ....	512
Tabla No.166. Cálculo del caudal y velocidad por medio de un aforo en Alotenango.....	513
Tabla No.167. Cálculo del caudal y velocidad por medio de un aforo en el puente Guacalate en la CA-2.....	518

## RESUMEN

Dentro del proyecto se trabajaron tres proyectos separados, dentro de los cuales se utilizó un sensor para medir las variables requeridas en los proyectos de medición del nivel de ríos, temperatura del concreto y deformación en losas de pavimentación, estas señales medidas son capturadas, almacenadas, procesadas y enviadas mediante un módulo de comunicación.

El primer proyecto consistió en el mejoramiento del sistema de monitoreo del nivel de los ríos que utiliza actualmente la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED), el cual únicamente cuenta con un sistema que aprovecha la propiedad de conductividad que tiene el agua para cerrar diferentes circuitos conforme sube el nivel del agua del río y así encender una fila de luces LED que marcan el nivel al que se encuentra el río. El problema de este sistema reside en la necesidad de tener a una persona encargada en el lugar observando las luces LED. El mejoramiento consistió en diseñar y desarrollar un sistema electrónico encargado de llevar un historial del cambio de nivel del río y enviar de forma automática un mensaje de texto preventivo, mediante un módulo GSM, al momento que el río llegue a un nivel de peligro, para así alertar a la persona encargada y poder prevenir daños río abajo. Con esta información se puede proceder a la evacuación de las comunidades si es necesario para así evitar pérdidas humanas.

El segundo proyecto consistió en medir el desarrollo de la temperatura del concreto para implementar el método de madurez, para el cual se utilizó un equipo registrador de temperatura (Data Logger). Dicho equipo utiliza termocuplas tipo K, que fueron introducidas dentro de las dos mezclas de concreto a analizar. Se llevó un registro histórico del cambio de temperatura a través del tiempo y de la resistencia que tiene el concreto a 1, 3, 7, 14 y 28 días. Se utilizó un sensor de temperatura DS18B20 y un ordenador de placa, Raspberry Pi, para comparar resultados. Dentro del Raspberry se almacenan los datos del cambio de temperatura, para luego enviar un informe diario con estos datos al correo electrónico del usuario. Con estos datos se determinó el índice de madurez que tiene el concreto analizado y luego se construyó una gráfica de temperatura versus resistencia utilizando la metodología descrita en la especificación ASTM C 1074 para implementar el método de madurez.

El tercer proyecto consistió en el diseño preliminar y la construcción de losas de pavimento a partir de las metodologías de diseño AASHTO 1993 y AASHTO 2002. Los pavimentos fueron evaluados dentro de la planta de Cementos Progreso S.A y los resultados obtenidos utilizando galgas extensiométricas tipo PML-60-2LT y un reloj comparador. Dispositivos a través de los cuales se diseñó y construyó un sistema para medir la deformación en losas de pavimentación, guardar y enviar los datos mediante correo electrónico y el uso de un Raspeberry Pi.

De manera paralela se realizaron simulaciones computacionales del comportamiento de las losas dimensionadas en el software de diseño SAFE Post Tensioning Versión 12.3.1 y se evaluó su comportamiento teórico basados en la teoría de elementos finitos, como en la metodología de cálculo de Resistencia de Materiales y la teoría de Westergaard.

Para los proyectos de medición de temperatura del concreto y deformación de losas de pavimentación se contó con el apoyo de la empresa Cementos Progreso quienes brindaron información acerca del concreto y las normas utilizadas, así también permitieron el ingreso a sus instalaciones y laboratorios para realizar pruebas experimentales. Cementos Progreso colaboró con algunos de los materiales y equipo que se necesitó para dichas pruebas. Finalmente, para el proyecto de medición del nivel de ríos, la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED) facilitó la información del sensor de nivel para ríos que utilizan actualmente.

# I. INTRODUCCION

La demanda tecnológica y de equipo electrónico en las industrias crece cada día más y cobra mayor relevancia para optimizar tiempo y recursos. Esto conlleva a la introducción de equipos electrónicos en las diferentes áreas de la industria.

Este proyecto se enfocó en el área de la Ingeniería Civil, contribuyendo con la prevención de tragedias ante la ocurrencia de crecidas en ríos, aumentar el control de calidad en concretos estructurales y el análisis de losas de pavimentación.

En la construcción de los sensores se buscan elementos de fácil acceso en Guatemala y que sean lo más económico posible, ya que en el ámbito civil quedan expuestos al medio ambiente lo que aumenta su vulnerabilidad y la posibilidad de que se dañen fácilmente y se necesite un rápido reemplazo de ellos.

Cabe destacar que para la realización de este proyecto se contó con información proporcionada por la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED) y Cementos Progreso a través de su departamento de investigación (CETEC). En este trabajo se trata la integración de sensores, diseño de circuitería de control y transmisión remota de los datos medidos por los sensores. Además en cada capítulo del presente trabajo se desarrolla cada uno de los temas de investigación en el ámbito civil para los cuales se implementaron o desarrollaron los sensores electrónicos.

## **II. OBJETIVOS.**

### **2.1. Objetivo general del Megaproyecto.**

Implementar los sistemas electrónicos de apoyo para la obtención de datos de sensores en las aplicaciones de nivel, temperatura, y deformación de losas de pavimentación del Megaproyecto Sensores Electrónicos Aplicados a la Ingeniería Civil.

### **2.2. Objetivo general del módulo de losas de pavimentación.**

Modelar y evaluar un tramo carretero experimental basado en la teoría, tanto de la guía “AASHTO Guide for Mechanistic Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” como de la guía “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures”, sometiéndolos a pruebas de pavimentos, evaluando su comportamiento por medio de sensores electrónicos y corroborando los beneficios que estos métodos proporcionarían a la optimización geométrica de losas de pavimentos.

### **2.3. Objetivos específicos del módulo de losas de pavimentación.**

- Generar un primer acercamiento a la nueva normativa Empírico-Mecanicista de Pavimentos AASHTO, buscando posteriormente la implementación de este sistema en Guatemala.
- Diseñar una losa de pavimentación experimental de acuerdo con las especificaciones y parámetros, tanto de la guía de diseño “AASHTO Guide for design of Pavement Structures”, como de la guía “AASHTO Guide for Mechanistic Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures”, y llevar a cabo la construcción de la misma.
- Realizar mediante un software de diseño una simulación de las losas de pavimento experimental, con las condiciones de campo a evaluar: y obtener a partir de este los comportamientos de deformación, desplazamiento y esfuerzos.
- Utilizar sensores electrónicos y dispositivos mecánicos, evaluar el desempeño de las losas de pavimento experimental realizadas, tomando en cuenta parámetros de resistencia y comportamiento (deformación, desplazamiento, esfuerzos) del concreto bajo condiciones controladas de campo.

- Desarrollar un sistema que sea capaz de capturar, almacenar, procesar y enviar de forma periódica los datos de las variables requeridas para análisis.
- Analizar los resultados obtenidos de los modelos computacionales del software de diseño de elementos finitos, comparándolo con los resultados obtenidos de cada pavimento experimental, conjuntamente con los resultados de los pavimentos experimentales realizados mediante ambas metodologías AASHTO.

#### **2.4. Objetivo general del módulo de temperatura.**

Evaluar la resistencia potencial a compresión utilizando el método de madurez de concreto descrito en la especificación ASTM C 1074 para implementar una herramienta de medición confiable que permita monitorear el desarrollo de la resistencia del concreto bajo estudio.

#### **2.5. Objetivos específicos del módulo de temperatura.**

- Implementar sensores de temperatura y equipo de almacenamiento de datos en el desarrollo del procedimiento del método de la madurez para recopilar los datos necesarios que permitan correlacionar el índice de madurez del concreto bajo estudio con su resistencia potencial a compresión.
- Desarrollar curvas de calibración del concreto convencional (4,000 psi) y concreto de alta trabajabilidad (3,000 psi) que correlacionan el índice de madurez de concreto con su resistencia potencial a compresión.
- Utilizar el método de la madurez en sitio, en elementos estructurales, para estimar la resistencia potencial a compresión del concreto convencional y del concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada mediante el uso de las curvas confeccionadas con datos obtenidos experimentalmente en el laboratorio.

## **2.6. Objetivos específicos del módulo de nivel de agua en ríos.**

- a. Determinar las condiciones y requerimientos que debe tener la estación a diseñar para ser colocada en el río Guacalate.
- b. Elegir el posicionamiento de la estación medidora de nivel comparando tres distintas propuestas, y justificar por qué se eligió ubicarlo en el río Guacalate.
- c. Proponer condiciones y parámetros con base a las aturas de tirante y nivel para la prevención de daños en puentes.
- d. Supervisar la instalación de la estación medidora de nivel y llevar a cabo las pruebas de campo con el diseño elaborado. En el puente ubicado en la RN14, Km 102+650, desde La Antigua, o en el puente Guacalate en la CA02 W Km 62.5, desde Guatemala.
- e. Definir el uso y las aplicaciones de la estación medidora de nivel en el río Guacalate.
- f. Analizar los distintos sistemas de monitoreo disponibles en el mercado que permitan aplicar el procedimiento de toma de niveles y transmisión remota de datos.
- g. Analizar el uso correcto del suelo, determinar las amenazas y riesgos posibles y realizar una correcta zonificación de la cuenca del río Achiguate – Guacalate.
- h. Realizar un estudio hidrológico completo de la cuenca del río Achiguate – Guacalate.
- i. Mejorar el sistema de monitoreo del nivel de agua de los ríos que actualmente utiliza CONRED.
- j. Diseñar y construir un sistema de comunicación entre el sistema de monitoreo de datos y el módulo GSM de envío de mensajes de texto para el proyecto de medición del nivel de río.

## III. MARCO TEÓRICO

### 3.1 Losas de Pavimentación

Guatemala es un país que debido a su posición geográfica necesita del diseño e implementación de carreteras de buena calidad. La necesidad parte principalmente por el requerimiento de conectar los puertos del Océano Pacífico y Océano Atlántico; y para facilitar el paso del corredor carretero de Panamá a Estados Unidos, beneficiando el flujo del comercio tanto nacional, como internacional. Además de esta situación, el país se ve en la necesidad de comunicar los distintos departamentos con fines socioeconómicos, buscando el desarrollo equitativo de todas las comunidades; tomando en cuenta que Guatemala es un país en vía de desarrollo, por lo cual es importante implementar metodologías que presenten resultados con fines de optimización de costos, que garantice que los proyectos sean económicamente sostenibles, de calidad e íntegros en su uso.

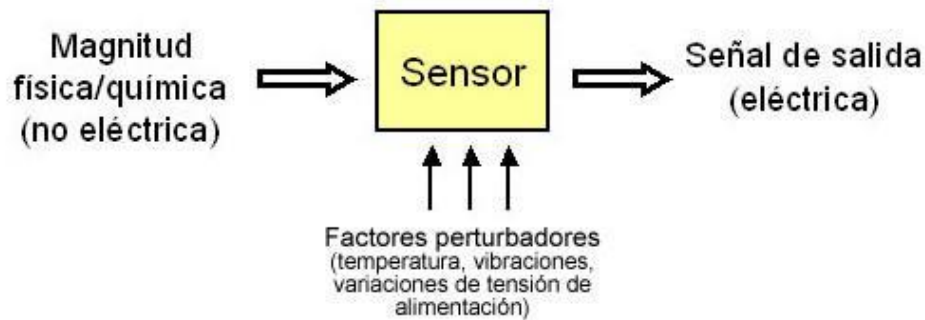
Tomando como base la necesidad del país en la implementación adecuada de sistemas carreteros, se debe mencionar como primer punto la metodología mayormente utilizada en Guatemala la cual es la especificación AASHTO para el diseño de pavimentos estructurales. Ésta, es también utilizada en la mayoría de proyectos alrededor del mundo, y se basa en especificaciones empíricas las cuales toma como base un estudio experimental realizado en Illinois dentro de los años 1958 y 1960. Este sistema ofrece principalmente la seguridad del diseño, sin embargo queda corto en términos de optimización del mismo, además que las condiciones viales actuales presentan grandes variaciones respecto a las pruebas originales.

En vista de las limitantes que ofrece el sistema empírico, AASHTO se ha visto la necesidad de buscar metodologías alternativas de diseño que sean seguras, brinden una correcta serviciabilidad y que su relación calidad-costos sea asequible. Dentro de estas nuevas metodologías se encuentra la guía para el diseño de pavimentos estructural mediante la metodología empírico-mecanicista AASHTO 2002, guía introduce nuevos parámetros de diseño que buscan optimizar los costos y brindar la misma serviciabilidad y seguridad, apoyada en principios físicos que lo respaldan.

Con base en lo antes mencionado el siguiente trabajo de investigación busca realizar un estudio de pre-factibilidad de la nueva metodología empírico-mecanicista, así como indagar en beneficios que brinda la misma de acuerdo a parámetros de diseño similares con la guía de diseño empírico AASHTO. Asimismo, se busca conocer el comportamiento de la losa de pavimentación de concreto en un estudio de campo, apoyado en un sistema de sensores y también con el uso del programa de diseño *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1.5*

### 3.1.1 ¿Qué es un sensor?

**Figura No. 1 Funcionamiento general de un sensor.**



Fuente: Dani Meganeboy. (n.d)

Un sensor es un dispositivo el cual está diseñado de tal manera que recibe información de una magnitud física o química y la transforma normalmente en impulsos eléctricos manipulables y cuantificables que son captados por componentes electrónicos dedicados al control de dichas señales. Estas señales electrónicas pueden ser analizadas ya sea por operadores lógicos o bien por humanos.

Dentro de la señal que sale del sensor no interesa solo la corriente o el voltaje que lleva, sino también interesa conocer otros parámetros como la amplitud de la corriente, la amplitud del voltaje, la frecuencia, el período de la señal, o bien la fase de dicha señal.

Generalmente las salidas de los sensores no son aptas para su lectura directa y tampoco para que su señal eléctrica sea procesada a niveles TTL, por lo que regularmente se utilizan circuitos de acondicionamiento, entre los más utilizados se tiene el puente Wheatstone, amplificadores de voltaje y filtros de señales electrónicas para lograr adaptar la señal a niveles fácilmente interpretados por los circuitos de control.

Un sensor es un tipo de transductor, pero regularmente los sensores son confundidos con los transductores, por su parecido en cuanto a funcionamiento y las pocas diferencias que existen entre ellos. Se puede decir que todo sensor es un transductor pero no todo transductor es un sensor. Existen dos principales diferencias que son:

**3.1.1.1** Un sensor siempre se encuentra en contacto con la variable física por lo que se dice que aprovecha una de sus propiedades con el fin de acondicionar la señal que está midiendo para que sea interpretada por otro dispositivo.

**3.1.1.2** Los transductores transforman un tipo de energía en otra por sí mismos, generando dicha energía ellos mismos. Mientras que los sensores detectan un rango de magnitudes físicas que luego son convertidas en señales eléctricas para posteriormente ser procesadas en circuitos de control.

Los sensores tienen un amplia gama de aplicaciones, siendo las más importantes en automatización, industria automotriz, industria aeroespacial, industria de manufactura, medicina, robótica, domótica, entre otras.

Para el análisis electrónico de la señal medida por el sensor, muchas veces se utiliza un conversor de análogo a digital, ya que los sensores entregan como variable de salida una señal analógica que es necesario convertirla a digital para que pueda ser procesada por la circuitería de control para luego ser desplegada de una forma amigable para el humano (interfaz HMI).

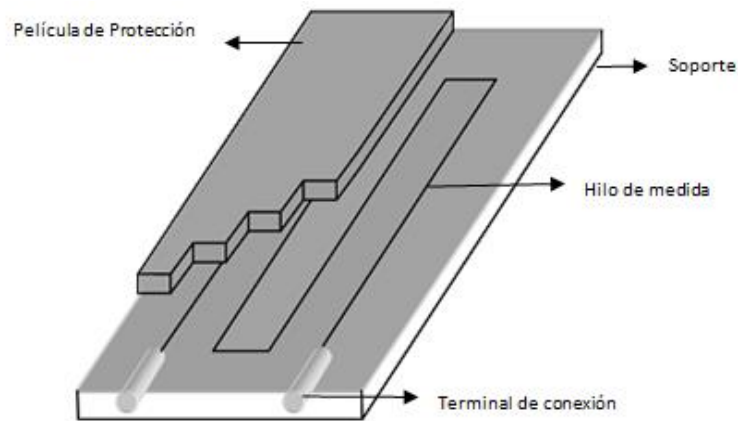
Las principales características a considerar para elegir un sensor son:

- **Rango de medida:** Es el dominio en la magnitud medida en el cual el sensor puede ser aplicado.
- **Precisión:** Es el error máximo esperado en una medida.
- **Offset:** Es el valor de la salida cuando no existe un valor de magnitud en la variable de entrada.
- **Sensibilidad:** Es el porcentaje en que una variación en la variable de entrada es reflejada en la salida.
- **Resolución:** Es la variación mínima que puede tener la magnitud de la variable de entrada para que sea reflejada en la salida.
- **Rapidez de respuesta:** Es el tiempo que se tarda el sensor en tener una respuesta ante un cambio en la magnitud de la variable de entrada.
- **Deriva:** Son otras variables aparte de la variable de entrada, que influyen en la salida del sensor.
- **Repetitividad:** Es el error que se espera obtener al repetir varias veces la misma

medida.

### 3.1.2 Galgas extensiométricas.

**Figura No. 2 Estructura básico de una galga extensiométrica.**



Fuente: Wikipedia. (2013)

**Figura No. 3. Galgas PML-60-2LT.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Las galgas extensiométricas fueron inventadas por los ingenieros Edward Simmons y Arthur Ruge en 1938. Son unos sensores utilizados para medir la deformación, presión, torque, carga, posición y otras. El funcionamiento de las galgas extensiométricas se basa en el efecto piezorresistivo, que es la propiedad de algunos materiales para cambiar su valor nominal de resistencia eléctrica al estar sometidos a esfuerzos que los deforman. La variación en su resistencia

eléctrica se da por el cambio de la longitud de la galga.

Las galgas extensiométricas normalmente están compuestas por un alambre muy fino o a veces por un papel metálico en forma de rejilla unido por medio de soldadura a unos alambres en los cuales se puede medir la resistencia eléctrica nominal que genera dicha galga.

Las características físicas que deben considerarse en las galgas extensiométricas son su tamaño, peso, materiales del que están fabricadas, rapidez de respuesta, entre otras. Y dentro de las características de funcionamiento están la temperatura, el factor de galga, la sensibilidad, la resistencia eléctrica, el coeficiente de expansión lineal, entre otras.

Las galgas extensiométricas regularmente están construidas de alambres pequeños de aleaciones metálicas como el nicrom, chromel (níquel-cromo), constatán (níquel-cobre), semiconductores como germanio y silicio. En el mercado regularmente se clasifican por galgas metálicas y galgas semiconductoras, que básicamente difieren por el material del que están fabricadas.

Una de las principales limitantes que deben tenerse en cuenta, es que la galga no debe ser llevada fuera de su margen elástico. Dentro de las ventajas esta su simplicidad y tamaño pequeño, así como el tema de la alimentación, ya que pueden ser alimentadas tanto con corriente continua como alterna. Y como desventajas se encuentra que son muy sensibles a vibraciones, se ven afectadas por la temperatura, son poco estables y la señal de salida es sumamente débil.

Las galgas extensiométricas son altamente utilizadas en la medicina como sensores dentales, bombas de infusión, aparatos ortopédicos, en tendones y ligamentos, simuladores de articulaciones, pesaje de sustancias, son utilizadas para medir la presión del paciente.

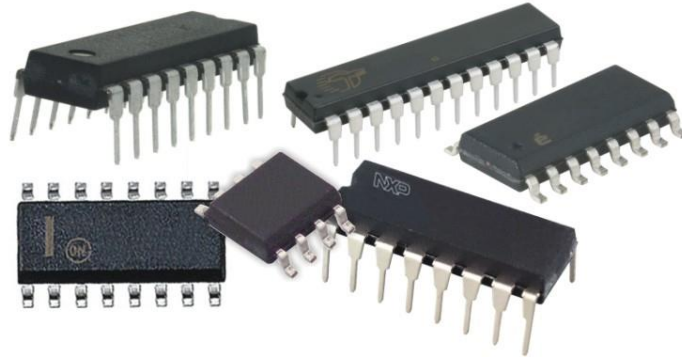
Las galgas extensiométricas en la ingeniería civil son utilizadas en la investigación de métodos para aproximaciones de datos obtenidos en laboratorios sobre deformaciones y esfuerzos basados en modelos matemáticos, logrando controlar el agrietamiento en elementos estructurales como vigas, pavimentos, muros, entre otros. También son utilizadas en agronomía, biomédica agricultura, etc.

El límite máximo que puede medir una galga depende especialmente del esfuerzo de fluencia y del módulo de elasticidad del material del cual están hechas las galgas. Las galgas una vez hayan sido instaladas deben de ser calibradas para obtener lecturas confiables de la variable que se desea

medir.

### 3.1.3 Circuitos integrados.

**Figura No. 4 Chips.**



Fuente: Mundo digital. (n.d)

Los circuitos integrados inventados por el ingeniero alemán Werner Jacobi de la empresa Siemens AG, son conocidos popularmente como chip, es una pastilla hecha de un material semiconductor, sobre ellos se fabrican circuitos electrónicos y se protegen por un encapsulado generalmente de plástico o cerámica. Todos los sistemas electrónicos, de informática, transporte, internet, comunicaciones, todos dependen de circuitos integrados. Dependiendo de la función que desempeñen se pueden clasificar como analógicos (amplificadores, osciladores, etc.) o digitales (compuertas lógicas, microprocesadores, microcontroladores, etc.).

### 3.1.4 ADC (Analog to Digital Converter).

**Figura No. 5 Conversor Análogo Digital, ADC0809.**



Fuente: Brainz Store. (n.d.)

Los conversores análogo digital son dispositivos electrónicos capaces de convertir una señal de voltaje (analógica), en una señal de valores binarios (digital), son sumamente populares en equipos de telecomunicaciones, computadoras, etc.

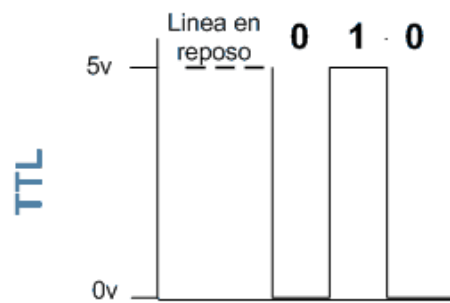
Estos dispositivos basan su conversión en dos voltajes de referencia, que son los que determinan

el rango en el cual se convertirá la señal analógica.

**3.1.5 Tecnología.** La tecnología recopila información de todos los conocimientos tanto técnicos como científicos, para diseñar, crear bienes y servicios para satisfacer las necesidades esenciales de los deseos del ser humano. El medio ambiente es uno de los más afectados por este crecimiento desmesurado que tiene la tecnología. Aunque la tecnología también puede ser utilizada para mantener el medio ambiente estable. La tecnología cada vez gana más terreno en el mercado de la industria, la automatización, modernización o muchas veces popularidad.

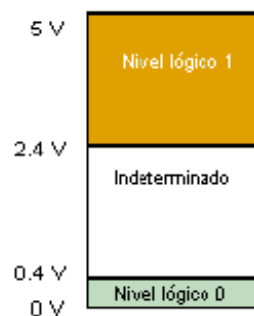
### 3.1.6 Tecnología TTL.

**Figura No. 6 Niveles lógicos en tecnología TTL**



Fuente: Linux Droidh Blog. (n.d.)

**Figura No. 7 Rango de niveles lógicos en tecnología TTL.**



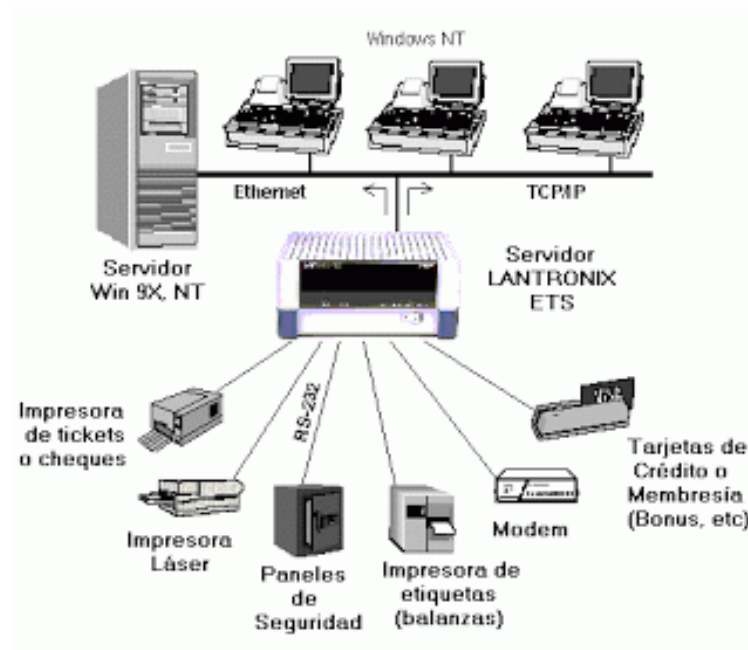
Fuente: Electrónica Unicrom. (n.d.)

TTL (transistor-transistor logic) es una tecnología para la construcción de circuitos electrónicos digitales, las entradas y salidas de los componentes fabricados con esta tecnología son transistores bipolares. La característica distintiva es el nivel de tensión que utiliza que es de 5V.

Los niveles lógicos están definidos por rangos, de 0 a 0.4V. para un cero lógico o estado bajo, y de 2.4 a 5V. para un uno lógico o estado alto. Otra de las características principales es la velocidad de transmisión entre los estados lógicos aunque esto repercute en un aumento en su consumo energético. Esta tecnología se ha adoptado por circuitería de microprocesadores, memorias RAM, memorias ROM, entre otros.

### 3.1.7 Protocolo de comunicaciones.

**Figura No. 8 Tipos de protocolos.**



Fuente: Blingoo, protocolo de red. (n.d.)

Un protocolo de comunicaciones se refiere al conjunto de reglas que deben cumplirse al comunicar dos o más entidades entre sí. Los protocolos pueden ser implementados por software, en hardware o por ambos. Dos dispositivos que se comuniquen con protocolos diferentes jamás lograrán comunicarse entre sí, es necesario que los dispositivos que deseen comunicarse entre sí utilicen el mismo protocolo de comunicación.

### 3.1.7.1 Protocolo TCP/IP.

**Figura No. 9**                      **Protocolo TCP/IP.**



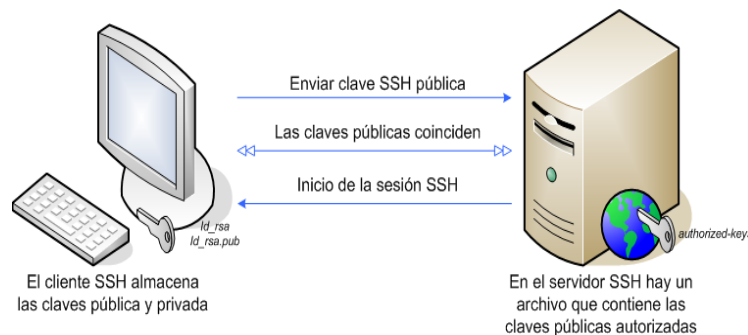
Fuente: El Universal. Tecnología. (n.d.)

El protocolo TCP/IP es uno de los protocolos de red más utilizados, desarrollado en la década de los 70 por Robert Kahn y Vinton Cerf. La primera implementación fue en el Departamento de Defensa de los Estados Unidos. Este protocolo es el responsable de que un equipo pueda comunicarse dentro de una red. La Internet Engineering Task Force (IETF), es la entidad encargada de darle el mantenimiento necesario a este protocolo de red.

Este protocolo está formado por cuatro capas de abstracción, lo cual resulta más sencillo al momento de agrupar funciones. Estas capas tienen una jerarquía definida, de esta forma cada capa debe ocuparse exclusivamente de su nivel inmediatamente inferior que es la que le proporciona los servicios, y del nivel inmediatamente superior que es la que le devolverá resultados.

### 3.1.7.2 Protocolo SSH.

**Figura No. 10**                      **Funcionamiento básico de protocolo SSH.**



Fuente: Blog Hostalia. (n.d.)

El protocolo Secure Shell (SSH) desarrollado por el finlandés Tatu Ylönen sirve para tener acceso remoto a máquinas por medio de una red, facilitando las comunicaciones seguras entre dos sistemas con una estructura cliente-servidor permitiendo a los usuarios conectarse a un host de manera remota. Se puede controlar una computadora por medio de un intérprete de comandos.

El protocolo SSH utiliza técnicas de cifrado de información las cuales hacen que dicha información sea no legible cuando está viajando por el medio de comunicación, evitando que personas ajenas puedan descubrir el usuario y contraseña de la conexión.

Las claves de cifrado utilizadas solamente las conoce quien emite la información y quien recibe la información. Con una alteración que exista en la clave, el mensaje original se modifica, impidiendo que si un tercero logra descubrir la clave no tenga acceso al mensaje completo. Al momento del usuario autenticarse, se crea un canal seguro cifrado para el intercambio de información entre él y el servidor.

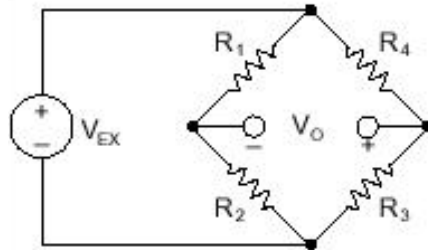
Los datos son cifrados en un 128 bits, lo cual hace difícil la lectura y descifrado de los datos enviados y recibidos. El cliente debe iniciar una conexión TCP, luego el cliente y el servidor deben ponerse de acuerdo con la versión del protocolo que utilizarán y del algoritmo de cifrado que se utilizará para el intercambio de información. El servidor tiene dos claves, una privada y una pública, la clave pública se la envía al cliente, el cliente debe comprobar si es igual a la que tiene almacenada y debe confirmarla la primera vez, según exigencias del protocolo SSH.

Luego el cliente genera una clave de sesión aleatoria creando un mensaje con la clave y el algoritmo utilizado para el cifrado de información y se lo envía al servidor utilizando la clave pública que le había enviado, si todo coincide el cliente queda autenticado y listo para comunicarse con el servidor.

**3.1.8 Software VNC:** El programa VNC (Virtual Network Computing) inicio en el Cambridge, Reino Unido en los laboratorios de AT&T es un software libre que tiene una estructura cliente-servidor, en el cual se toma el control de un ordenador llamado servidor de forma remota por otro ordenador llamado cliente. Con este software se puede controlar remotamente cualquier ordenador sin importar el sistema operativo que tenga cada uno de los ordenadores.

### 3.1.9 Puente Wheatstone.

**Figura No. 11** Circuito del puente Wheatstones general.



Fuente: National Instruments Corporation. (n.d.)

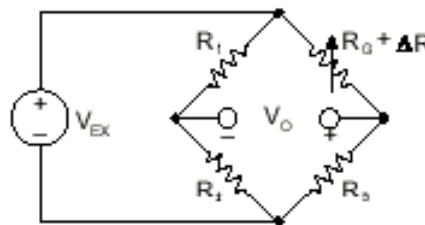
El puente de Wheatstone es utilizado para medir resistencias desconocidas por medio del equilibrio de los brazos del puente, los cuales están contruidos por cuatro resistencias interconectadas que forman un circuito cerrado, siendo una de ellos la que se desea estudiar.

Si la relación de las dos resistencias de uno de los brazos del puente ( $R_1/R_2$ ) es igual a la relación de las dos resistencias del otro brazo del puente ( $R_3/R_4$ ) entonces el puente estará en equilibrio y no existirá ningún voltaje entre el punto A y B, por lo tanto no habrá ninguna corriente circulando entre esos dos punto.

Si se reemplaza  $R_4$  por una galga extensiométrica, cualquier cambio en la resistencia de esta galga producirá un desbalance en el puente produciendo un voltaje de salida diferente de cero.

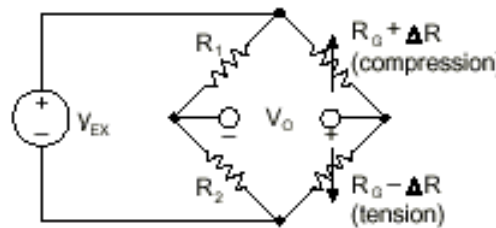
Variaciones del puente Wheatstone:

**Figura No. 12** Circuito de  $1/4$  de puente Wheatstone.



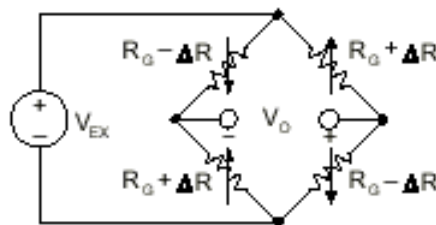
Fuente: National Instruments Corporation. (n.d.)

**Figura No. 13** Circuito de  $\frac{1}{2}$  de puente Wheatstone.



Fuente: National Instruments Corporation. (n.d.)

**Figura No. 14** Circuito de puente Wheatstone completo.



Fuente: National Instruments Corporation. (n.d.)

**3.1.10. Pavimentos.** Los pavimentos se definen como el agrupamiento de distintas capas de materiales diseñados seleccionados, los cuales tienen como función soportar cargas de tránsito vehicular y brindar vías de comunicación entre puntos de interés. En términos de funcionalidad, el pavimento transfiere las cargas vehiculares hacia las distintas capas o estratos de suelo conformadas bajo el mismo.

Dentro de los parámetros de diseño y funcionalidad que tiene una capa de pavimento se encuentra que esta debe tener un ancho de diseño adecuado, cumplir con el trazo horizontal y vertical establecido, debe de tener una cierta texturización para permitir la adherencia mecánica necesaria con los neumáticos de los vehículos; así como debe garantizar que el mismo soporte las cargas vehiculares aplicadas sin que incurra en fallas o agrietamientos estructurales.

Dentro de las condiciones de diseño para los pavimentos existen dos tipos de pavimentos, los pavimentos flexibles y los rígidos cada uno presentan una metodología distinta de diseño y de funcionalidad. A continuación se presentan las características de ambos tipos, pero se da un énfasis especial en los pavimentos rígidos debido a que es el principal tema de estudio de la investigación.

### 3.1.10.1. Tipos de pavimentos.

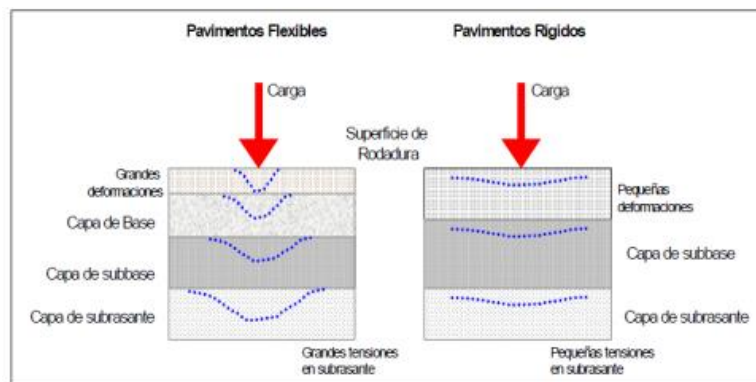
**3.1.10.1.1 Pavimentos flexibles:** Este tipo de pavimentos está compuesto por una capa asfáltica, capa o carpeta que se encuentra compuesta por agregados finos, agregados gruesos, derivados del petróleo y productos de hulla. Este tipo de compuestos proporciona un pavimento plástico que es capaz de resistir cargas vehiculares de tránsito pesado.

Este tipo de pavimento a diferencia de los pavimentos rígidos resulta una alternativa económicamente más asequible a corto plazo, pero los costos de mantenimiento y rehabilitación son muy elevados para mantener en estado óptimo la serviciabilidad del tramo carretero en comparación con el pavimento rígido. También, es importante tomar en consideración que la vida útil de diseño de los pavimentos flexibles oscila entre 10 y 15 años, siendo esta menor que la vida útil de un pavimento rígido.

**3.1.10.1.2 Pavimentos rígidos.:** Los pavimentos rígidos son un tipo de pavimento resistente a flexión, lo cual permite sostener una acción como una viga a través de irregularidades menores en las capas inferiores. Este tipo de pavimentos se construyen con base en una capa de concreto de cemento Portland, la cual puede estar o no apoyada sobre una capa base colocada entre la sub-rasante y la carpeta de concreto mencionada.

Este tipo de pavimentos poseen una larga vida de diseño, y el mantenimiento de los mismos es relativamente menor que el de los pavimentos flexibles. Los espesores de diseño para este tipo de pavimentos oscilan entre 6 y 13 pulgadas.

**Figura No. 15 Esquema típico de pavimentos flexibles y pavimentos rígidos.**



Fuente: Flores, J; Pila, D; Viteri, D & Yagchirema, E (2012)

### ***3.1.10.2. Estratos o capas en pavimentos rígidos.***

**3.1.10.2.1 Base:** La base, es la capa de suelo conformado de material seleccionado que va inmediatamente después del pavimento flexible. Esta sirve para recibir directamente las cargas soportadas por la carpeta asfáltica. Se recomienda que la base sea como mínimo de 12 cm cuando el tránsito pesado estipulado este por debajo de los 1000 vehículos. Cuando el tránsito pesado exceda los 1000 vehículos se debe trabajar con un espesor mínimo de 15 cm.

Esta capa es la que recibe la mayor porcentaje de las cargas ocasionadas por el tránsito. La mayor parte de veces en su proceso constructivo se requiere de una estabilización para poder resistir as cargas de la forma más adecuada sin deformarse y afectar a la sub-base y sub-rasante.

Los materiales utilizados para la construcción de la capa Base deben eliminar los desperdicios o residuos, se puede incluso lavar el agregado después de su triturado. Se puede utilizar partículas limpias con suelos como grava arenosa y arenas arcillosas.

Una capa Base debe ser construida con base en las consideraciones y características como los límites de Atterberg, índice de humedad, entre otros.

**3.1.10.2.2 Sub-base:** La sub-base en los pavimentos rígidos es el estrato ubicado entre la carpeta de concreto y la sub-rasante. Esta capa granular tiene dentro de sus funciones disipar y dispersar las cargas ocasionadas por el tránsito vehicular en los pavimentos rígidos y flexibles, asimismo tiene dentro de sus funciones detener el paso del agua y las heladas proveniente de la sub-rasante, y evitar que los finos de la capa sub-rasante entren en contacto con la capa base.

Los espesores requeridos para una capa sub-base oscilan entre 12cm y 13cm, en los casos específicos que se requiera de un mayor espesor de sub-base el estrato se debe dividir en diferentes capas de sub-base para cumplir con los requerimientos de diseño.

Dentro de los requerimientos y especificaciones de construcción se debe de tomar en cuenta la limpieza de los agregados.

Otro de los aspectos importantes a tomar en cuenta en la construcción de una capa sub-base son las propiedades físicas y granulométricas de los elementos que la componen.

**3.1.10.2.3 Sub-rasante:** La capa de sub-rasante es el pilar del pavimento, le da un sustento a capas superiores y es la que soporta al final de la cadena las cargas aplicadas al pavimento. Esta capa por lo general se construye de 30 cm para tráfico liviano y hasta 50 cm para un tráfico pesado o de mucho tránsito. En pocas palabras es el suelo preparado y compactado para soportar la estructura de pavimento estructural.

La característica principal por la cual está definida la sub-rasante y los materiales que la componen es el Módulo de Resiliencia (Mr). En un principio esta capa se estudiaba mediante las siguientes propiedades: granulometría, plasticidad, clasificación de suelos, resistencia al corte, susceptibilidad a las variaciones de temperatura y drenaje.

Luego, se tomaron las propiedades principales de la subrasante para realizar otro tipo de ensayos para conocer de mejor forma su comportamiento tales como el ensayo de CBR, que es un ensayo de capacidad soporte del suelo a las cargas estáticas y también ensayos a compresión simple. Estos fueron sustituidos por el Módulo de Resiliencia descrito anteriormente, ya que este último demuestra su comportamiento dinámico.

Cuando se quiera realizar un análisis in situ del suelo y conocer sus propiedades es de suma importancia tomar muestras para luego en el laboratorio determinar las propiedades del mismo tales como: granulometría, límite plástico y límite líquido, valor soporte (CBR), densidad (Proctor) y humedad.

**3.1.10.3. Materiales utilizados en pavimentos rígidos:** Los materiales que constituyen la construcción del pavimento rígido esencialmente son cemento Portland, agregados gruesos, agregados finos y agua. En ciertas ocasiones se incorpora refuerzo mediante varillas de acero, sin embargo en Guatemala este refuerzo no es comúnmente utilizado. A continuación se detallará de manera breve cada uno de los materiales incorporados en la construcción de los pavimentos rígidos.

**3.1.10.3.1 Cementos Portland:** El proceso de fabricación del Cemento Portland comienza con el triturado y pulverizado de una mezcla preparada de caliza marza y arcilla, esta mezcla triturada es posteriormente introducida a hornos de altas temperaturas (1540 C) y el resultante de dicho proceso es un material denominado como Clinker.

Tras el proceso de fabricación del Clinker, este debe dejarse reposar posteriormente para enfriarlo y tratarlo en un proceso de homogeneización con partículas de yeso. Esta nueva mezcla se muele hasta que el material sea capaz de pasar en un 90% por el tamiz No. 200, cuando ya se da por concluido el proceso de fabricación del cemento Portland.

La calidad del Cemento Portland está especificada en distintas normativas, pero las mayormente utilizadas por el gremio de la construcción de caminos son las especificaciones de la ASTM (American Society of Testing and Materials) en la norma C150, o las especificaciones de la AASHTO. De acuerdo a las especificaciones de la AASHTO existen cinco diferentes tipos de cemento Portland como se muestran a continuación:

- Tipo I, adecuado para las construcciones generales de concreto, cuando no se requieren propiedades especiales. Un fabricante suministra esta clase de cemento cuando no se le pide algún tipo específico.
- Tipo II, adecuado para construcciones generales de concreto, donde éste estará expuesto a la acción moderada de sulfatos, o cuando se requiere un calor moderado de hidratación.
- Tipo III, adecuado para usarse en construcciones con concreto que necesitan un alta resistencia en un tiempo relativamente corto.
- Tipo IV, adecuado para proyectos donde se necesite bajo calor de hidratación.
- Tipo V, en proyectos de construcción donde el concreto quedará expuesto a una intensa acción de sulfatos.

**3.1.10.3.2 Agregados gruesos:** Los agregados gruesos que se usan en el concreto de cemento Portland, son materiales inertes que no reaccionan con el cemento y suelen estar formado por grava, piedra o escoria de alto horno trituradas. Los agregados gruesos pueden ser alguno de los tres materiales, o una combinación de dos de ellos, o de los tres. Uno de los principales requisitos para los agregados gruesos que se usan en el concreto de cemento Portland es la granulometría del material. El material está bien gradado y se especifica su tamaño máximo. Se considera agregado grueso el material que retiene la malla número 4.

**Tabla No.1. Requisitos de granulometría**

Especificaciones de malla	Porcentaje en peso que pasa		
	Especificación del agregado		
	2 pulg a número 4 (357)	1 1/2 pulg a número 4 (467)	1 pulg a número 4 (57)
2 1/2 pulg (63 mm)	100	—	—
2 pulg (50 mm)	95-100	100	—
1 1/2 pulg (37.5 mm)	—	95-100	100
1 pulg (25.0 mm)	35-70	—	95-100
3/4 pulg (19.0 mm)	—	35-70	—
1/2 pulg (12.5 mm)	10-30	—	25-60
3/8 pulg (9.5 mm)	—	10-30	—
No. 4 (4.75 mm)	0-5	0-5	0-10
No. 8 (2.36 mm)	—	—	0.5

Fuente: Garber, H & Hoel, L. (2009)

Los agregados gruesos deben estar limpios. Esto se logra especificando el porcentaje máximo de sustancias perjudiciales que se permite en el material. Entre otros requisitos de calidad está la capacidad de los agregados para resistir la abrasión y la solidez de los mismos.

Con una prueba especial conocida como Los Angeles Rattler (AASHTO en la norma T96) se determina la calidad de abrasiva de los agregados. En esta prueba se colocan una muestra del agregado grueso retenido en la malla número 8 y una cantidad especificada de bolas normalizadas de acero en un cilindro hueco de acero de 28 pulg. de diámetro y 20 pulg. de longitud, cerrado en ambas tapas. El cilindro, que también contiene una mampara de acero que se proyecta 3 1/3 pulgadas hacia adentro, en dirección radial, está montado con su eje en posición horizontal. A continuación el cilindro gira 500 revoluciones a determinada velocidad. Después se saca la muestra de agregado grueso y se clasifica en una malla número 12. Se pesa la parte del material retenida en la malla y la diferencia entre ese peso y el peso original, es la pérdida de peso. La pérdida de peso máxima admisible va del 30 al 60 por ciento, dependiendo de las especificaciones que se usen.

**3.1.10.3.3** Agregados finos: La arena es el agregado fino mayormente utilizado conjuntamente con el cemento Portland. Las especificaciones para el uso de este material requieren pruebas iniciales de gradiente, solidez y limpieza especificadas dentro de las normativas AASHTO. Los requerimiento de solidez de los agregados finos están dados en términos de la capacidad máxima de pérdidas permitidas en el material a partir de cinco ciclos alternativos de humedad y secado del mismo en las pruebas de solidez, el máximo de pérdida permitida es de 10%.

La limpieza está especificada en términos de la cantidad máxima de materiales alternos en los agregados finos. Tomando como ejemplo que la máxima cantidad de sílice en este agregado debe ser del 2% al 5%. Este requerimiento es debido a que la presencia de grandes materiales orgánicos en el agregado fino puede reducir la dureza de las propiedades del cemento.

**Tabla No.2. Distribución de tamaño recomendada de partículas para agregados finos en mezcla de cemento Portland.**

<i>Sieve (M 92)</i>	<i>Mass Percent Passing</i>
3/8 in. (9.5 mm)	100
No. 4 (4.75 mm)	95 to 100
No. 8 (2.36 mm)	80 to 100
No. 16 (1.18 mm)	50 to 85
No. 30 (600 $\mu\text{m}$ )	25 to 60
No. 50 (300 $\mu\text{m}$ )	10 to 30
No. 100 ( $\mu\text{m}$ )	2 to 10

Fuente: Garber, H & Hoel, L. (2009)

**3.1.10.3.4** Agua: El principal requisito para el uso del agua en una mezcla de concreto, es que la misma sea potable. La cantidad de cantidades de aceite, ácidos y alcalinos deben ser mayores que los permitidos para consumo humano.

**3.1.10.4. Tipos de pavimentos rígidos:** A pesar de que los materiales anteriormente mencionados se encuentran presentes en todo tipo de pavimentos de concreto existen tres diferentes categorías de pavimentos rígidos. La variación del tipo de pavimento depende principalmente de la presencia o no de refuerzo de acero y en la longitud presente de las varillas de acero. A continuación se presentan los diferentes tipos de pavimentos rígidos y una breve explicación de cada uno de ellos.

**3.1.10.4.1 Joint Plain Concrete Pavement (JPCP):** El pavimento JPCP no cuenta con acero de refuerzo de la temperatura, únicamente se encuentra presente las dovelas para permitir la correcta transferencia de carga. Su principal uso es en carreteras de bajo tránsito vehicular, o en casos en los cuales se asegura que el suelo ha sido correctamente estabilizado.

Este es el pavimento mayormente utilizado en Guatemala, debido a que actualmente no existe una cultura en el ámbito de la construcción que considere práctico ni viable reforzar las losas de pavimentación con varillas de acero.

**3.1.10.4.2 Pavimento de concreto simplemente reforzado:** Este pavimento al igual que el pavimento JPCP cuenta con la presencia de dovelas para la transferencia de carga entre las juntas de la losa de pavimentación teniendo estas una longitud entre 30ft y 100ft. Además, cuenta con acero de temperatura colocado a través de la losa de pavimentación.

**3.1.10.4.3 Pavimentos de concreto continuamente reforzado (CRCP):** Este pavimento de concreto no cuenta con juntas transversales, exceptuando por juntas de construcción o de expansión, cuando estas sean necesarias en posiciones específicas, como en puentes. El porcentaje de acero de este tipo de pavimento es de 0.6% de la sección transversal.

**3.1.10.5. Parámetros en el diseño de pavimentos rígidos:** Para el diseño de pavimentos rígidos se debe tomar en consideración distintos parámetros que afectan el resultado final de nuestro diseño preliminar. Previo a conocer las metodologías para el diseño de pavimentos estructurales se explica brevemente los distintos parámetros que afecta el desempeño de nuestras losas de pavimentación.

**3.1.10.5.1 Tráfico:** Para realizar el diseño del pavimento es importante tener en cuenta el número de ejes vehiculares que transitarán durante la vida de diseño estimada, esto se realiza en base a una proyección de crecimiento del tránsito y volumen vehicular. De acuerdo a la metodología AASHTO, el espectro vehicular se estima de acuerdo al número de ejes equivalentes de 18Kips que transiten sobre el pavimento.

**3.1.10.5.2 Módulo de reacción del suelo:** El módulo de reacción del suelo ( $k$ ) es un elemento importante para el diseño de pavimentos rígidos porque este define tanto el soporte de la sub-rasante como el soporte de la sub-base. El módulo de reacción del suelo está dado por la siguiente ecuación:

$$k = \frac{p}{w}$$

Donde:

- $p$  es la presión de la placa (psi)
- $w$  es la deflexión de la placa (in)

La reacción del módulo de la sub-rasante puede ser medida a través de la reacción de una placa experimental, en la cual se aplica una carga incrementa predeterminada a una tasa constante, hasta una presión de 10 psi, una vez alcanzada la presión se mantiene constante hasta que el suelo se deflecta 0.001pulg por minuto por tres minutos consecutivos. Este método es considerado muy tardado y además de un costo muy alto, por lo que muchos utilizan métodos alternativos para estimar el valor  $k$ , como lo es la prueba California Bearing Ratio(CBR)

**3.1.10.5.3 California Bearing Ratio (CBR):** Es un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de comparación y humedad, y se expresa como el porcentaje de la carga necesaria para introducir un pistón de sección circular en una muestra de suelo, respecto a la precisa para que el mismo pistón penetre a la misma profundidad de una muestra tipo de piedra triturada. El valor de CBR se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

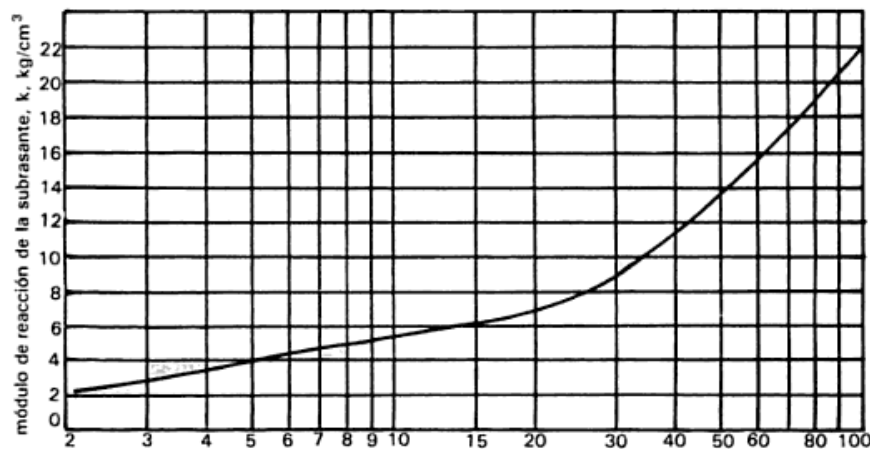
$$CBR = \frac{P_2}{P_x} * 100$$

**Tabla No.3. Clasificación de CBR en los distintos tipos de suelos.**

<i>C.B.R.</i>	<i>Clasificación</i>
0 – 5	Subrasante muy mala
5 – 10	Subrasante mala
10 – 20	Subrasante regular a buena
20 – 30	Subrasante muy buena
30 – 50	Sub-base buena
50 – 80	Base buena
80 – 100	Base muy buena

Fuente: Crespo, C. (2004)

**Figura No. 16 Relación entre CBR y módulo de reacción del suelo ( $k$ ).**



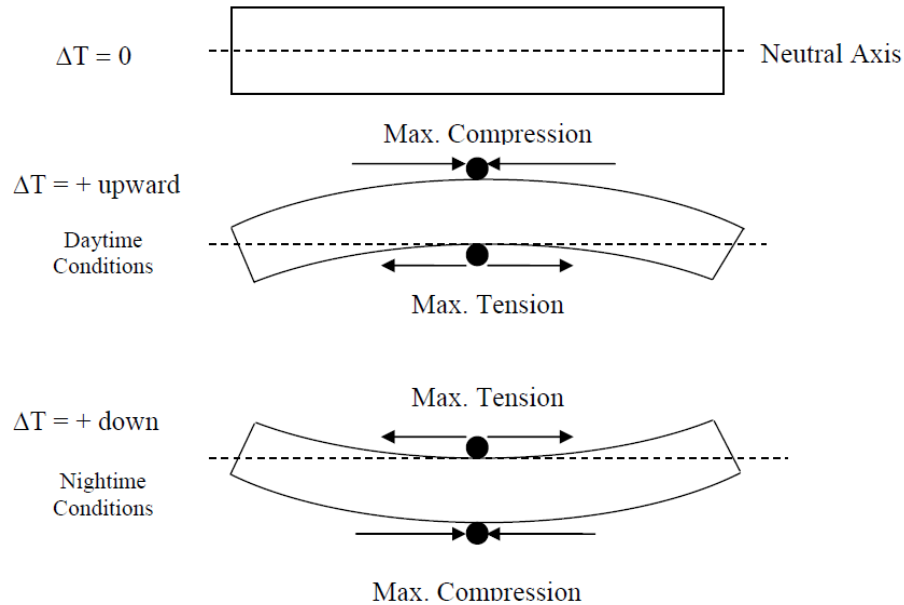
Fuente: Crespo, C. (2004)

**3.1.10.5.4 Clima:** Las variables climáticas, particularmente la variación de la temperatura, afecta grandemente el comportamiento del concreto. Dentro de los efectos que causa la temperatura en el concreto se encuentran los siguientes:

- El movimiento horizontal de las juntas transversales fluctúan de acuerdo los efectos de temperatura en la losa de concreto. Estas fluctuaciones de temperatura se transfieren en cargas de una losa a la siguiente.
- Los cambios de temperatura durante el día inducen un efecto de alabeo en la losa de concreto, lo cual produce un alabeo cóncavo de la losa respecto al suelo, y en la noche la losa se comporta con un alabeo convexo respecto al suelo.

- Durante el proceso de curado la temperatura puede provocar una deformación vertical permanente en la losa de pavimentación.

**Figura No. 17 Comportamiento de los pavimentos rígidos ante los efectos de la temperatura.**



Fuente: Timm, D & Barret, W. (2005)

**3.1.10.5.5** Propiedades del concreto: El concreto es un material que presenta sus mejores propiedades a los 28 días de la fundición del mismo, el comportamiento óptimo del mismo está dado de acuerdo a su capacidad a flexión ( $S_c$ ) el módulo de elasticidad ( $E$ ) que presenta este. Este tipo de parámetros son medidas de calidad y durabilidad del concreto. La obtención de cada uno de estos parámetros se obtienen a partir del esfuerzo máximo a compresión ( $f'c$ )

$$S_c = 8\sqrt{f'c} \text{ a } 10\sqrt{f'c}$$

Donde:

- $S_c$  – Módulo de Ruptura del concreto (psi)
- $f'c$  – Fuerza de compresión del Concreto (psi)

$$E_c = 57,000\sqrt{f'c}$$

Donde:

- $E_c$  – Módulo de Elasticidad del Concreto (psi)
- $f'c$  – Fuerza de compresión del Concreto (psi)

### 3.1.11. Métodos alternativos para el diseño de pavimentos

*3.1.11.1. Metodología de losas cortas (TCP):* La metodología de Losas Cortas o Thin Concrete Pavement (TCP) fue publicada a inicios del siglo XXI por el Ingeniero Juan Pablo Covarrubias como una alternativa a las especificaciones de construcción de pavimentos por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), de acuerdo con la metodología empírica tradicional de la AASHTO las losas de pavimentos de hormigón poseen dimensiones de 3.60m de ancho, por 3.60m de longitud; los espesores de estas losas de pavimentación oscilan en el rango de 15 y 35cm y el espesor de las mismas varía dependiendo de parámetros de tráfico, clima, materiales, carga por eje, el número de repeticiones de carga, resistencia del hormigón, longitud de la losa y condiciones climáticas durante el curado.

El objetivo principal de la metodología de las Losas Cortas es reducir el espesor de las losas de pavimentación, para así disminuir los costos de materiales y de construcción en general. A partir de esta idea partió todo el rumbo de la investigación de Covarrubias. En esta metodología se logra optimizar el tamaño de las losas de pavimentación, diseñando a partir del tráfico de camiones esperado. En este enfoque de diseño se dimensionan las losas de tal manera que no haya más de un set de ruedas del camión sobre una de estas; de esta manera se disminuyen las cargas en cada una de las losas, los esfuerzos de tensión se reducen, así como las deformaciones de alabeo debido a la reducción del tamaño de las losas. Un pavimento diseñado de esta forma, puede reducir el espesor de la capa de concreto en hasta 10 cm.

Según los estudios realizados, debido a la optimización en las dimensiones y espesores en las losas de pavimentación, éste se comporta aumentando potencialmente los fenómenos de bombeo, erosión y deformación permanente, provocados por el incremento significativo de las deflexiones en esta nueva configuración.

**Tabla No.4. Comparación de máximos esfuerzos admisibles en pruebas con la metodología de losas cortas.**

Max Top Stress (psi)	Slab Dimensions		
	Length (ft)	Width (ft)	Thickness (in)
356	14.8	11.8	9.8
350	8.2	5.9	5.5
357	5.9	5.9	6.3
353	4.6	5.9	5.1

Fuente: Covarrubias, J. (2012)

Con el objetivo de controlar de mejor manera la posibilidad de un fenómeno no deseado en las losas de pavimentación con configuración TCP es que se especifica tomar consideraciones especiales en los procesos de diseño y construcción de las mismas. Debido al número de juntas de contracción y la intención de no sellar las juntas, una hoja de sierra delgada de menos de 2.5 cm de ancho debe utilizarse para limitar el ingreso de material incomprensible en la junta.

Debido a la cantidad de juntas de contracción sin sellar es necesario tener una base granular que sea menos susceptible al agua y que reduzca al mínimo la probabilidad de bombeo y por ende escalonamiento. El material de base granular debe ser fino que pasa el tamiz de 75  $\mu\text{m}$  debe ser menor al 8% y debe tener un índice de CBR mayor a 50%.

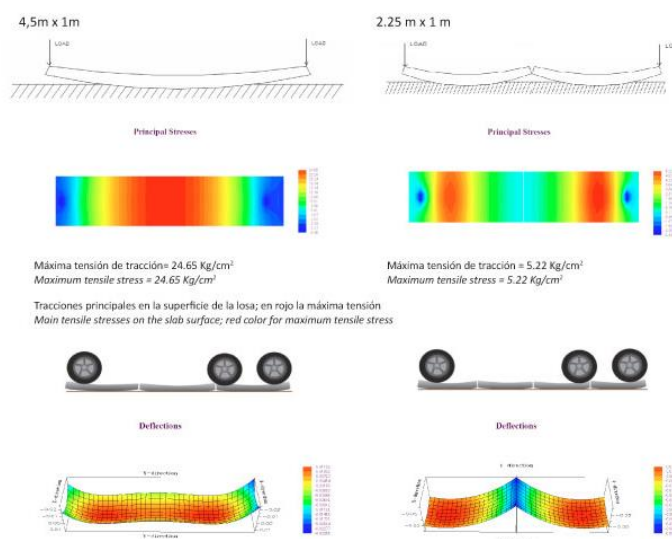
Debe haber una capa de geotextil entre la base y el suelo natural que actúe como una capa de separación. Este geotextil impide la penetración de la sub-rasante a la base, así evita la migración de finos de la sub-rasante a la base.

Debido a la gran cantidad de cortes de sierra, la transferencia de carga es realizada principalmente por el roce de los agregados en la junta y por tanto, barras de transferencia de carga y barras de amarre no son parte del diseño estándar de este sistema, exceptuando las juntas de construcción.

Con el fin de evitar que las losas delgadas se muevan lateralmente, deben estar sujetas en el borde longitudinal con una berma de concreto, estacas de acero vertical o con incorporación de fibras estructurales las que se han utilizado con éxito en proyectos anteriores. Debido a estas potenciales fallas, se requiere prestar atención especial al proceso constructivo de las TCP, tanto en el diseño y especificación de las capas de soporte, como en las juntas.

De acuerdo a los postulados anteriores y al estudio teórico que se ha realizado con la ayuda de los programas de diseño de elementos finitos se puede concluir que la optimización geométrica de las losas del diseño tradicional de 3.60m x 3.60m a la propuesta por el Ingeniero Juan Pablo Covarrubias de 1.80m x 1.80m presenta mejoras en términos de resistencia y propiedades respecto a la tensión. Sin embargo, en Guatemala su aplicación no ha presentado los resultados esperados, ya que se considera que hay factores como la erosión, la cantidad de juntas, entre otras que no han permitido a esta teoría justificar por completo los beneficios esperados.

**Figura No. 18** Comparación de tensiones máximas en losas cortas y tradicionales utilizando programas de diseño mediante elementos finitos.



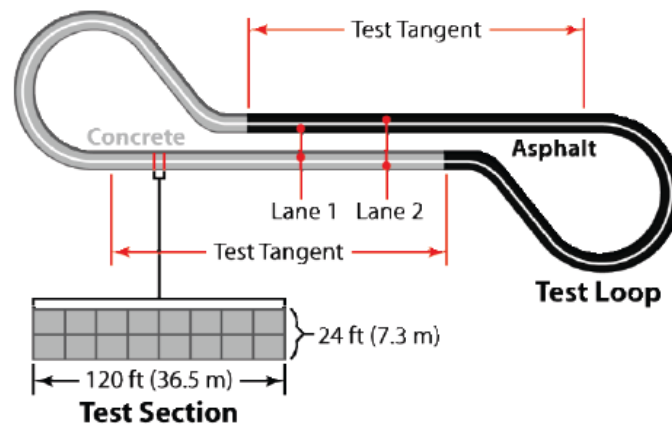
Fuente: Covarrubias, J. (2012)

**3.1.11.2. Prueba de rodadura AASHO:** Esta prueba fue realizada en Ottawa, Illinois en un período aproximado de estudio de 4 años entre 1956 y 1960 por la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Traspotación del Estado, por sus siglas en inglés (AASHTO). Esta prueba consistió en lograr determinar la relación existente entre los ejes de carga de transporte pesado y el rendimiento del pavimento.

En esta prueba de rodadura se hicieron pruebas tanto para pavimentos flexibles tales como el asfalto. Así como también como para pavimentos rígidos, como el concreto. Esta prueba consistió

en construir 6 circuitos de los cuales 4 de ellos eran los principales , donde se probaba en su mayoría tráfico y transporte pesado. Cada circuito tenía dos rectas de prueba de 2,070 metros cada una. Una era de concreto y la otra de asfalto. La parte de concreto se fabricó con secciones de 36.6 metros de largo y 7.3 metros de ancho, las cuales iban variando continuamente. Mientras que en el tramo de asfalto cada 30 metros había variación de diseño.

**Figura No. 19 Prueba de rodadura AASHO.**



Fuente: ACPA. (2012)

Todos los vehículos utilizados para esta prueba fueron transporte pesado. Los camiones de eje simple alcanzaban una carga de hasta 30,000 libras. Los camiones de eje tándem alcanzaban hasta las 48,000 libras. El promedio de velocidad por cada vehículo fue de 65 Km/h recorriendo en total todos los vehículos 27 millones de Kilómetros.

Dichas pruebas sirvieron para representar de forma gráfica el índice de serviciabilidad, el cual varía desde muy pobre hasta muy bueno. Al final de la prueba se obtuvieron ecuaciones que permitieron obtener el rendimiento predicho para un pavimento rígido o flexible basado en la Prueba de Rodadura.

**3.1.11.3. Guía AASHTO 1993 para el diseño empírico de pavimentos:** Esta guía proporciona una serie de recomendaciones de diseño y construcción, tanto para pavimentos rígidos y flexibles. Entre ellas se encuentra el diseño de espesores y construcción para pavimentos estructurales.

Escoger el espesor de un pavimento estructural no es sencillo ya que el diseño de un pavimento estructural va más allá de escoger su espesor ideal. Es necesario tomar en cuenta requerimientos de los materiales y de construcción para que puedan responder a las expectativas de diseño.

**3.1.11.3.1** Consideraciones de diseño: La guía “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures” para sus recomendaciones toma en consideración los siguientes aspectos:

- Rendimiento del pavimento.
- Tráfico.
- Capa de suelo.
- Materiales de construcción.
- Medio ambiente.
- Drenaje.
- Confiabilidad.
- Costo del ciclo de vida.
- Diseño de hombros.

Sin embargo existe una serie de consideraciones que quedan a una interpretación o decisión final del usuario. Tales como coeficientes de drenaje, el medio ambiente y serviciabilidad terminal. La Guía de diseño no incluye los requerimientos de los materiales a utilizar en el proceso constructivo, pero es de suma importancia tomarlos en cuenta para obtener el comportamiento deseado del pavimento estructural.

En el caso de los pavimentos rígidos la ecuación:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R * S_o + 7.35 * \log_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.5-1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 * p_t) * \log_{10} \left[ \frac{S'_c * C_d * (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 * J \left[ D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/K)^{0.25}} \right]} \right]$$

Obtenida de la Prueba de Rodadura, esta permite diseñar los espesores de pavimento estructural. Para entender mejor la ecuación o facilitar su uso, se utilizan los monogramas los cuales nos permiten obtener un valor aproximado del espesor de la losa de pavimento mediante un análisis

gráfico, así como también valores de importancia como lo es el módulo de sub base del suelo.

Donde;

- $W_{18}$  = Número de aplicaciones de 18 kip de carga de un solo eje equivalente.
- $Z_R$  = Desviación normal estándar.
- $S_0$  = Error estándar combinado de predicción de tráfico y predicción de rendimiento.
- $D$  = espesor de la losa de pavimento.
- $\Delta PSI$  = Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial  $p_o$  e índice de serviciabilidad terminal  $p_t$ .
- $S'_c$  = Módulo de ruptura del concreto usado.
- $J$  = Coeficiente de transferencia de carga para ajustar la transferencia de carga de un diseño específico.
- $D_n$  = Coeficiente de drenaje,
- $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto usado.
- $k$  = Módulo de reacción de la subrasante.

**3.1.11.3.2** Espesor: El espesor normalmente se expresa en pulgadas (in). En la prueba de Rodadura de AASHTO anteriormente mencionada, los espesores variaron desde 2.5 pulgadas hasta 12.5 pulgadas. Por lo que AASHTO postulo la fórmula de espesores diseñada únicamente para este rango de espesores, los espesores que resultaran fuera de este, tendrían que ser sometidos a otro tipo de análisis.

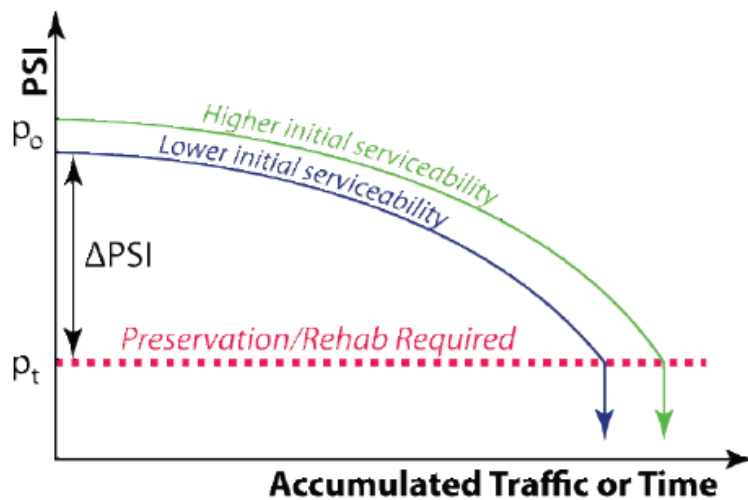
**3.1.11.3.3** Rendimiento del Pavimento: El análisis para determinar el rendimiento de un pavimento toma en cuenta consideraciones como un rendimiento funcional, rendimiento estructural y seguridad del mismo. La guía de diseño AASHTO 93 se basa principalmente en los primeros dos.

El rendimiento funcional hace referencia a cuan bien sirve el pavimento al usuario, tomando en cuenta que este lo que busca es la mejor calidad y confort al estar en marcha sobre el mismo. En resumen, la serviciabilidad del pavimento.

La serviciabilidad del pavimento es representada mediante un índice, que por sus siglas en Ingles es llamado Present Serviciability Index (PSI). Este índice varía de 0 a 5 siendo 5 el máximo índice de serviciabilidad y 0 el más bajo. Para pavimentos rígidos el PSI ideal debería ser 4. 5, siendo 2.5 y 3.0 los más bajos aceptables.

Es prácticamente imposible que un pavimento se diseñe para un PSI de 5 y 0. El diseño del pavimento se basa prácticamente en la diferencia o disminución de la capacidad de servicio que este tiene ( $\Delta$ PSI) durante su vida útil. Ocasionada por factores como niveles de tráfico, ejes de carga y daños por interperismo o medio ambiente. Esta diferencia se debe a un índice inicial  $P_o$  que es el inmediato a la construcción del pavimento y un índice terminal  $P_t$ , que es al que llega cuando se necesita una reparación del pavimento, la diferencia entre el Inicial y el terminal da como resultado el  $\Delta$ PSI. Entre más alto sea el  $P_o$  más tiempo de vida útil tendrá.

**Figura No. 20** Gráfica de serviciabilidad vs tiempo.



Fuente: ACPA. (2012)

**3.1.11.3.4 Tráfico:** La manera en que AASHTO 93 calculó el tráfico fue tomando las cargas de diferente eje convirtiéndolas a una sola carga de ejes equivalentes de 18 kip. Para esta guía de diseño existen cuatro consideraciones importantes de tráfico que influyen en el ciclo de vida para un pavimento estructural:

- Exactitud de los valores de las cargas equivalentes usados para estimar el daño inducido por los ejes de carga.
- Precisión de la información utilizada sobre el volumen de tráfico y peso para proporcionar proyecciones de cargas actuales.
- Predicción de las Cargas Equivalentes de Eje Sencillo, que por sus siglas en inglés se les llaman Equivalent Single Axle Loads (ESAL'S).
- Predicción de ESAL'S en el período de diseño.
- La interacción existente entre la edad, tráfico y el índice de serviciabilidad (PSI).

**3.1.11.3.5 Cargas Equivalentes de eje sencillo (ESAL'S):** Estas son el número y peso de todas las cargas por eje de vehículos que el pavimento espera recibir en su vida de diseño. Estas pueden representarse en los ejes individuales equivalentes de carga con 18,000 libras equivalentes a 18 Kip cada uno. Lo que esto quiere decir es que las ESAL'S, representan todo el tráfico en un tramo carretero con diferentes tipos de vehículos. En la Prueba de Rodadura AASHTO, la máxima cantidad de ESAL'S probada en un circuito de tráfico pesado fue de 20 millones.

En la prueba de Rodadura se utilizaron cargas de 2 hasta 30 Kips para un eje simple y de 24 a 48 Kips para un eje tandem. Se omitieron cargas para los ejes Tridem. Debido a esto la guía AASHTO 93 extrapola valores de carga para poder tomar en cuenta valores equivalentes de carga para un eje Tridem.

A partir que un pavimento estructural es diseñado para un período de servicio de 10 a 20 años o inclusive más, es necesario predecir las Cargas Equivalentes de eje sencillo (ESAL'S) para ese tiempo. El tiempo de rendimiento es el tiempo que durará el pavimento antes de alcanzar su índice de serviciabilidad final o terminal.

El período de rendimiento de un pavimento no debe confundirse con la vida del pavimento. La vida útil del pavimento se cumplirá o inclusive se extenderá con las rehabilitaciones y reparaciones con un constante mantenimiento.

Para la evaluación del tráfico en el diseño de un pavimento se usan muchas predicciones basadas en la experiencia del diseñador y la historia pasada que se tenga de tráfico del lugar donde se construirá el pavimento estructural. Es por esta razón que es necesario calcular o estimar 18 Kips de Cargas Equivalentes de eje sencillo (ESALS'S) para el período de rendimiento.

**3.1.11.3.6 Factores Equivalentes de Carga (LEFs):** El tráfico se convierte en ESALs multiplicando cada carga por un factor de equivalencia de carga (LEF) por sus siglas en inglés. Esta es la relación de los daños de una carga por eje de servicio específica sobre el pavimento a los daños producidos por un solo eje de carga 18 kips. En la siguiente tabla se muestran los LEF para poder estimar los ESALs reales:

**Tabla No.5. Factores de carga equivalentes para diferentes ejes de carga.**

<b>Axle Type</b>	<b>Axle Load, kip (kN)</b>	<b>LEF</b>
<b>Single</b>	2 (8.9)	0.0003
	10 (44.5)	0.118
	14 (62.3)	0.399
	18 (80.9)	1.00
	20 (89.0)	1.49
	30 (133)	7.90
<b>Tandem</b>	2 (8.9)	0.0001
	10 (44.5)	0.011
	18 (80.9)	0.042
	30 (133)	0.703
	34 (151)	1.11
	40 (178)	2.06
	50 (222)	5.03

Fuente: ACPA. (2012)

Para calcular los factores equivalentes de carga se toma como base la diferencia entre dos condiciones de carga. Es decir en la pérdida de capacidad de servicio equivalente para una estructura de pavimento dado.

**3.1.11.3.7** Suelo de la capa de balasto: La propiedad indicada para caracterizar el suelo es el módulo de Resilencia. Esta es una medida del rango elástico del reconocimiento de ciertas características no lineales. Este módulo debe convertirse a un módulo de sub grado para pavimentos rígidos llamado "Valor K". El módulo de resiliencia no siempre puede ser medido por falta de equipo, debido a esto es necesario encontrar otros factores como el CBR, Valor R e índices del suelo para poder estimar el Módulo de Resilencia.

$$M_R(\text{psi})=1500*\text{CBR}$$

$$R \leq 20$$

$$M_R(\text{psi})= 1000 + 555*R$$

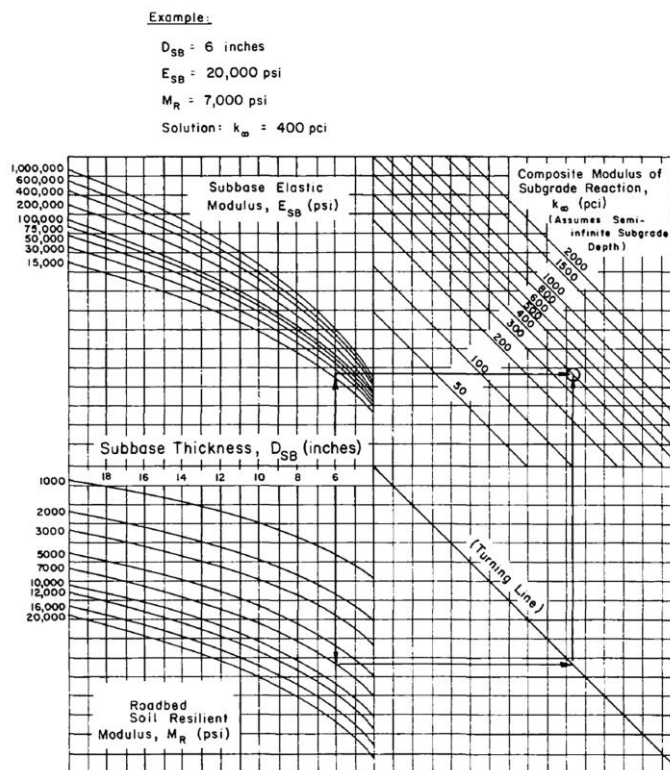
Una vez calculado el Modulo de Resiliencia se procede a convertir este valor a un “Valor k”. Este valor, se puede calcular bajo dos condiciones:

- La más sencilla, es que si existe sub-base por debajo del pavimento el “Valor K” se calcula con la siguiente fórmula:

$$k = \frac{M_r}{19.4}$$

- Si no se tiene sub-base se debe recurrir a una gráfica que determina el Valor k compuesto ( $k_c$ ) que representa una fuerza adicional proporcionada por la sub-base.

**Figura No. 21 Módulo de resiliencia compuesto ( $M_r$ ) de la reacción de la sub-rasante.**



Fuente: AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. (1993)

Para realizar un ajuste al “valor k” para profundidad de bases rígidas se representa la proximidad del pavimento hasta la roca madre. Este proceso de ajuste tiene en cuenta cuando la profundidad de la base rígida es mayor a 10 pies. Para realizar este ajuste se utiliza el siguiente esquema:

La capacidad de drenaje en un pavimento es de suma importancia donde exista una variación de expansión y contracción del suelo. El diseño del Módulo de Resiliencia para pavimentos estructurales debe ser basado en la carpeta de compactación en la capa del suelo de balasto.

**3.1.11.3.8** Materiales de construcción: Los pavimentos rígidos consisten en capas de balasto preparadas que a su vez son la base inferior de una losa de pavimento.

La sub-base para un pavimento rígido estructural consiste en una o más capas compactadas de material granular entre el sub-rasante o plataforma base y la losa rígida. Esta provee de algunas propiedades y características al pavimento, algunas de ellas son las siguientes:

- Provee uniformidad, estabilidad y soporte.
- Incrementa el módulo de sub-rasante o plataforma de base.
- Minimiza daños ante congelamiento.
- Previene el bombeo de suelos finos a las juntas o grietas de la losa.
- Provee de una plataforma para el equipo de construcción.

En la Losa de Pavimento estructural los materiales son normalmente el Cemento tipo Portland, Concreto, Acero Reforzado, dispositivos de transferencia de cargas, materiales selladores para juntas, selladores elastoméricos y planchas delgadas de corcho para juntas.

En cuanto a la construcción de los hombros, en el pasado se construían de asfalto pero se empezaron a dar problemas entre las juntas con el pavimento de concreto debido a las cargas recibidas por tráfico pesado. Posterior a esto el diseño de hombros se sometió a investigación para poderle aplicar selladores especiales y que estos pudieran seguir siendo de asfalto. El uso de hombros hechos de concreto a presenta beneficios, ya que la losa se comporta como un elemento monolítico fortaleciendo el pavimento y reduciendo los problemas de juntas con los hombros.

**3.1.11.3.9 Medio Ambiente:** Es importante tomar en cuenta la incidencia del medio ambiente sobre la losa de pavimentación, sobre todo cuando esta estará expuesta a factores como la temperatura y lluvia.

Por ejemplo la temperatura incide directamente en el arrastramiento y el esfuerzo termo inducido, también toma un papel importante en el congelamiento del suelo, las contracciones y expansiones del concreto. Es importante conocer que el congelamiento es causante de una reducción significativa de la serviciabilidad del pavimento. Debido a que este proceso conlleva un deshielo que debilita el pavimento y a la vez un levantamiento del mismo.

Las heladas del suelo se deben a que debajo de él se va conformando hielo en los vacíos de suelo generando así un levantamiento del suelo. Los factores climáticos como la temperatura del aire, el viento, lluvias y radiación solar son los más incidentes en que una helada del suelo sea grave o no tenga ninguna importancia.

**3.1.11.3.10 Drenaje:** A pesar de que se tenga un buen diseño de drenaje para el pavimento, este no siempre puede ser de beneficio para el mismo si a este se le incrementan las cargas de tráfico para las que este fue diseñando.

El agua siempre buscará el camino más fácil, estos caminos pueden ser las juntas entre losas, rajaduras o porosidades del concreto. Los efectos principales del agua dentro del pavimento estructural son los siguientes:

- Reduce la capacidad soporte de los materiales granulares y suelos bajo el pavimento.
- Provoca que el pavimento sufra un levantamiento por bombeo, se generan rajaduras, fallas y deterioro en el concreto.
- Desprendimiento del pavimento.
- Hinchazón del elemento estructural.

La Guía de diseño AASHTO 93 toma los efectos de drenaje debido a que van relacionados con la humedad en el suelo, la capa de balasto y la sub-rasante y en el caso de los pavimentos rígidos afecta directamente la erosión.

Básicamente el diseño de drenaje en un pavimento estructural lo que busca es:

- Prevención del agua en toda la losa.
- Proveer el drenaje necesario para remover el exceso de agua sobre ella de forma rápida y eficiente.
- Diseñar y construir un pavimento lo suficientemente resistente a las cargas combinadas de tráfico con agua.

Para realizar un buen diseño de drenaje y que esté presente buenos resultados, el diseñador debe tomar en cuenta los siguientes tipos de drenaje a implementar:

- Drenaje superficial.
- Drenaje de aguas subterráneas.
- Drenaje estructural.

Debido a que el agua se queda atrapada por el efecto de capilaridad de los suelos esta no puede ser drenada, pero la humedad que esta causa puede ser tomada en cuenta por el diseñador ya que puede incidir en los materiales del pavimento estructural. Estos efectos pueden ser de mucho daño para el pavimento por lo que se le debe proveer de un buen drenaje en su construcción.

Para un diseño nuevo de un pavimento rígido, la implementación de un drenaje el efecto que este tiene en el mismo implica modificar el coeficiente de transferencia de carga en función de:

- Calidad del drenaje, es decir el tiempo en que este drena.
- El tiempo en que el pavimento estructural estará expuesto a niveles saturados de humedad.

Para la implementación de un sistema de drenaje en un pavimento ya existente o que sea necesario tenga una rehabilitación o mantenimiento se necesitan tomar los siguientes aspectos en cuenta:

- Si el drenaje existente es adecuado para el pavimento.
- Identificar los cambios necesarios que el drenaje debe tener para funcionar correctamente.
- Cuando el drenaje sea adecuado, identificar si el pavimento ha sufrido cambios de medio ambiente o estructural desde que este fue construido.
- Indicadores de que los suelos vecinos al pavimento han cambiado los flujos de drenaje o que pueden cambiar.

**3.1.11.3.11 Confiabilidad:** La confiabilidad es básicamente un porcentaje estadístico que indica si el pavimento reúne los requisitos o cumple con su vida de diseño. Es decir, que porcentaje al final de su período de diseño es funcional operativamente. Por ejemplo, si se diseña para una confiabilidad del 80%, quiere decir que al final del período de servicio, únicamente el 20% de todo el tramo carretero está fuera de servicio o en malas condiciones.

Es importante escoger la confiabilidad adecuada para la zona donde se vaya a construir el pavimento donde los altos o bajos riesgos sean apropiados para la zona. Para esto se utiliza el siguiente esquema, el cual indica porcentajes de confiabilidad recomendados para la clasificación o tipo de carretera por zona donde esté ubicada.

**Tabla No.6. Confiabilidad recomendada para zonas urbanas y rurales.**

Classification	Recommended Reliability (R), %	
	Urban	Rural
Interstate & Other Freeways	85 – 99.9	80 – 99.9
Principal Arterials	80 – 99	75 – 99
Collectors	80 – 95	75 – 95
Local	50 – 80	50 – 80

Fuente: ACPA. (2012)

**3.1.11.3.12 Diseño de Hombros:** Es una porción a los lados de la carretera que puede servir para alojar a vehículos que hayan sufrido desperfectos mecánicos o emergencias. Estos también sirven como vía alterna cuando se esté haciendo algún mantenimiento y también como soporte lateral de la sub base y superficie.

El diseño en guías de diseño anteriores no se consideraba un factor crítico, sin embargo debido al gran aumento de cargas de tráfico y que la cantidad de aplicaciones de cargas por tráfico pesado era bastante limitado. Debido a esto el diseño de hombros se ha tenido que implementar. Algunos aspectos a tomar en cuenta para el diseño de hombros son los siguientes:

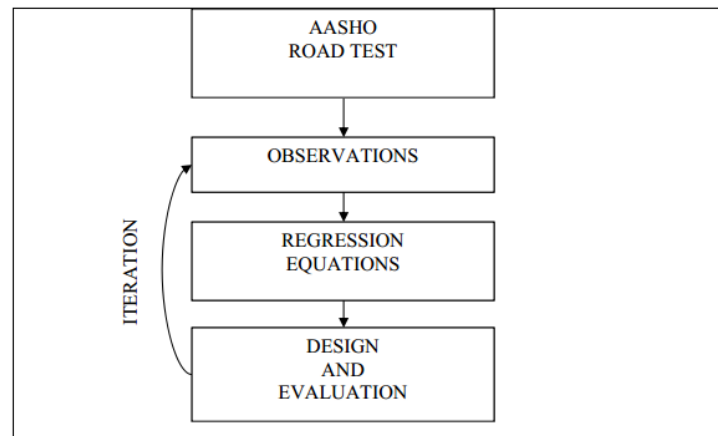
- Espesor.
- Ancho.
- Materiales para hombros.
- Sellado entre pavimento y hombros.
- Mantenimiento.
- Permeabilidad de hombro.
- Factores del medio ambiente.
- Ubicación.
- Técnicas constructivas.
- Condición de la subrasante.

**3.1.11.4. Guía AASHTO 2002 para el diseño empírico-mecanicista de pavimentos:** El diseño de pavimento ha evolucionado gradualmente respecto al tiempo, y aún actualmente el empirismo juega un papel importante. Los primeros ensayos experimentales, en relación con el tema, se llevaron a cabo en la década de 1920 y las variantes en los espesores de la losa de pavimentación se fueron creando puramente en base a pruebas experimentales. El diseño empírico se basa principalmente en la habilidad que tiene el pavimento de soportar los esfuerzos inducidos por la carga vehicular dentro de un período de tiempo establecido.

La metodología AASHTO está basada en una prueba experimental realizada cerca de Ottawa, Illinois dentro de los años 1958 y 1960. Los procedimientos de diseño utilizados a partir de esta prueba están basados en una metodología puramente empírica y limitada a las condiciones establecidas de esta prueba específica. Así como esta metodología de la AASHTO, todas las metodologías con una base empírica cuentan con desventajas, limitaciones y falta de argumentos respecto a condiciones y escenarios distintos a las pruebas base realizadas. La metodología empírica de la AASHTO se extrapoló a partir de la prueba realizada en Illinois y sus especificaciones estuvieron en constante actualización hasta el lanzamiento de la guía de diseño empírico-mecanicista a principios del siglo XXI.

En esencia, la metodología empírica AASHTO se basa en un tipo de carga vehicular, un único clima, un tipo de sub-rasante y base. Las limitadas variables del diseño usadas en la prueba experimental de Illinois han causado una gran extrapolación de resultados, respecto a la prueba original, por medio de gráficas con regresiones lineales. El proceso utilizado en la guía de diseño empírica AASHTO se detalla a continuación.

**Figura No. 22 Análisis de la metodología empírica AASHTO para el diseño de pavimentos.**



Fuente: Timm, D & Barret, W. (2005)

La metodología de diseño empírico-mecanicista es un método de diseño más confiable, que el utilizado anteriormente; debido a que combina elementos mecánicos de modelaje con indicadores de desempeño para determinar el espesor requerido para la construcción de la losa de pavimentación en distintas condiciones de diseño. Los modelos mecánicos están basados en estudios físicos y determinan el esfuerzo inducido en el pavimento ocasionado por las cargas vehiculares. La parte empírica de la guía de diseño utiliza como referencia los registros de esfuerzos y tensiones para predecir la vida esperada del pavimento en condiciones específicas de sitio.

La guía de diseño empírico-mecanicista incluye el análisis para el diseño de nuevos pavimentos asfálticos y de concreto, así como técnicas y especificaciones para su reconstrucción y su rehabilitación. También incluyen procedimientos para la evaluación de pavimentos existentes, para diseño de drenajes, recomendaciones para el manejo de rehabilitaciones y despliega análisis de costos de acuerdo a los ciclos de vida de los proyectos mencionados.

La guía de diseño permite al diseñador evaluar los efectos de las variaciones en los materiales en el rendimiento de los pavimentos. Así como también proporciona relaciones entre la construcción y las especificaciones de materiales en el diseño del pavimento estructural. La metodología empírico-mecanicista también toma en cuenta factores como el clima, longevidad, variaciones en las cargas vehiculares.

De acuerdo a un estudio realizado por encargados de la Long-Term Pavement Performance Program en relación a la guía de diseño empírico-mecanicista AASHTO se determinó que mejorar

los procedimientos en el diseño de pavimentos reduciría las fallas prematuras en las carreteras, y esto conllevaría ahorros en rehabilitación de pavimentos por USD 1.14 mil millones anuales por los próximos cincuenta años.

Durante el desarrollo de las guías empíricas AASHTO previas, ya se concebía la idea que el desarrollo de una guía empírica-mecanicista aportaría grandes beneficios al diseño y desarrollo de pavimentos, esto no fue posible durante muchos años, debido a que no se contaba con la tecnología y conocimiento necesario para desarrollar modelos capaces de predecir el desempeño de un pavimento en distintas condiciones de terreno, sitio y materiales. De acuerdo, a la anterior se fueron identificando las falencias del método empírico, las cuales presentan mejoras en la nueva guía empírica-mecanicista, dentro de las deficiencias encontradas se pueden mencionar las siguientes:

**3.1.11.4.1** Deficiencias en la cargas de tráfico: Tomando como referencias los estudios de tránsito vehicular de Estados Unidos, se logra observar que los niveles del volumen de tránsito pesado han aumentado significativamente desde la década de 1960, en la prueba de rodadura AASHTO los pavimentos fueron diseñados para una cantidad de 5 a 15 millones, mientras que según revelan estudios la cantidad de camiones actual oscila entre 50 y 200 millones. Respecto al aumento considerable del volumen vehicular las guías de diseño AASHTO extrapolaron la información obtenida anteriormente, pero este proceso ocasiona una imprecisión en los resultados dando como resultados un ‘sobre-dimensionamiento’ incurriendo en pérdidas económicas innecesarias.

**3.1.11.4.2** Deficiencias en la rehabilitación: En la prueba experimental realizada por AASHTO el siglo pasado, no se tomó en consideración los procedimientos de diseño para la rehabilitación de pavimentos. Los procedimientos incluidos en la guía de diseño empírica AASHTO 1993 son completamente empíricos y limitados, lo cual incide en grandes pérdidas económicas y una mala relación costo-beneficio, a comparación de las alternativas postuladas en la guía empírica-mecanicista.

**3.1.11.4.3** Deficiencias de los efectos climáticos: La prueba experimental AASHTO se llevó a cabo en Illinois, lo cual ocasiona que el estudio se realiza en una ubicación geográfica específica, razón por la cual resulta poco acertado predecir el comportamiento de una losa de pavimento en condiciones climáticas totalmente distintas a las probadas de manera empírica. Al considerar los efectos de clima en la guía de diseño se presume presentar una mejor confiabilidad en el comportamiento y el diseño de las losas de pavimentos.

**3.1.11.4.4** Deficiencias en la sub-rasante: En las pruebas AASHTO experimentales realizadas, únicamente se utilizó un tipo de sub-rasante para todas las secciones de la carretera, sin embargo el tipo de suelo es muy variable alrededor del mundo. Razón por la cual resulta inadecuado no tomar en consideración el efecto que tiene éste en el comportamiento de la losa de pavimentación.

**3.1.11.4.5** Deficiencias en los materiales superficiales: En la carretera experimental realizada se utilizó un tipo de mezcla asfáltica caliente (HMA) y una mezcla de concreto de cemento Portland (PCC). Actualmente existe una gran gama de mezclas asfálticas, que le inducen distintos comportamientos a la losa de pavimentación.

**3.1.11.4.6** Deficiencias en la capa de base: En las secciones principales de pavimentos rígidos y flexibles de la Carretera Experimental AASHTO, solamente se incluyeron dos tipos de materiales granulares no ligados de base/sub-base. Ellos mostraron significativas pérdidas del módulo debido al congelamiento y la erosión. Actualmente se utilizan rutinariamente diferentes tipos de bases.

**3.1.11.4.7** Deficiencias en la caracterización de los camiones: Respecto al tipo de camiones utilizados en la prueba experimental AASHTO, la configuración geométrica de los camiones, la carga de los vehículos en general ha presentado cambios significativos. Las presiones de los neumáticos aumentaron de 80psi a 120psi en la actualidad, éstos son parámetros de diseño que hacen que los resultados en la metodología empírica resulten deficientes.

**3.1.11.4.8** Deficiencias constructivas y de drenajes: En la década de 1950 y 1960 no se había introducido el concepto de los sub-drenajes en la construcción de pavimentos estructurales, a diferencia del contexto actual en el cual la mayoría de carreteras cuentan con un sub-drenaje. Hecho que sugiere imprecisiones y falta de ciertas consideraciones en la metodología anterior.

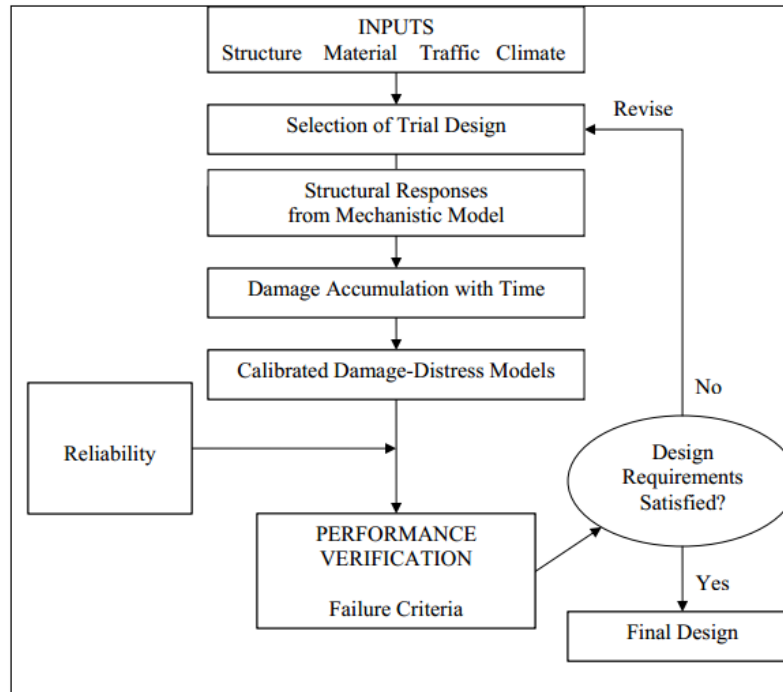
**3.1.11.4.9** Deficiencias de la vida de diseño: La carretera experimental AASHTO tuvo un período de prueba de dos años, debido a su corta duración no se lograron tomar en cuenta efectos a largo plazo del clima y envejecimiento de los materiales. Resulta deficiente pensar en la extrapolación de los resultados de esta prueba cuando las carreteras actualmente se diseñan para un período de 20 a 50 años. Con la metodología empírico-mecanicista, se puede tomar consideraciones directas del efecto cíclico sobre la respuesta de los materiales y envejecimiento.

Concretamente los beneficios de la nueva metodología en relación a la empírica son los siguientes:

- Las consecuencias de cargas e impacto de manera no tradicional pueden ser evaluados, como lo son el incremento de cargas, presión en los neumáticos, entre otros.
- El diseño toma en cuenta la calidad de los materiales a utilizar.
- Existen procedimientos para determinar de manera preliminar el comportamiento del pavimento.
- El diseño toma en cuenta los fenómenos de longevidad y uso de los pavimentos.
- El diseño considera los efectos climáticos.
- A través de la guía de diseño se puede evaluar el efecto de la erosión de la sub-base en el pavimento.
- Existen metodologías para evaluar a largo plazo los beneficios de la inclusión de drenajes en las secciones viales.

En comparación con la guía empírica AASHTO 1993, en la guía empírica-mecanicista existen nuevas variables y factores de entrada que permiten realizar el diseño de manera más efectiva, logrando determinar con mayor precisión valores de la base, sub-base, pavimento y peralte para una carga vehicular y clima establecido. Todo esto forma parte del proceso de diseño de la guía empírico-mecanicista como se muestra a continuación.

**Figura No. 23** Gráfico de análisis de la metodología empírica-mecanicista AASHTO para el diseño de pavimentos.



Fuente: Timm, D & Barret, W. (2005)

**3.1.11.5. Acercamiento al diseño empírico-mecanicista:** Una de las teorías más relevantes para el diseño de la metodología M-E está basada en la hipótesis de Milner, la cual toma en cuenta los daños causados por cargas de tráfico y del ambiente. En el cual la hipótesis está definida por la relación de la sumatoria de las cargas aplicadas en la estructura del pavimento sobre total de cargas permisibles en el mismo:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i}$$

Donde:

- $D$  = Factor de fallas
- $n$  = número de repeticiones de carga
- $N$  = número de repeticiones de carga permisibles

El desarrollo del diseño M-E permite al diseñador conocer de manera aproximada el rendimiento del pavimento de acuerdo a sus esfuerzos teóricos, deflexiones y comportamiento del pavimento: esto, tomando en cuenta el ambiente, materiales del pavimento y las cargas de tráfico esperadas. Esta metodología también permite analizar el comportamiento del pavimento en carreteras antiguas y recién construidas.

El modelo mecanicista permite verificar el modelo a través de una calibración correcta con resultados de campo, esta parte experimental aún se da debido a que el diseño no es completamente mecanicista aún, razón por la cual se busca determinar un grado de confiabilidad en el factor de seguridad contra fallas tempranas.

Para el diseño mecanicista experimental, exclusivamente de pavimentos rígidos existen dos modelos para calcular la vida útil del pavimento; un modelo para la predicción de grietas en la losa de pavimentación, y otro para predecir el escalonamiento de las juntas entre cada losa de pavimentación.

El modelo de agrietamiento de la metodología M-E relaciona los índices de agrietamiento con el módulo de ruptura del concreto y el esfuerzo de tensión. La relación se muestra a continuación:

$$\text{Log } N_f = 17.61 - 17.61 \left( \frac{\sigma}{S_c} \right)$$

Donde:

- $N_f$  = número de ESALs hasta la falla
- $\sigma$  = esfuerzo de tensión
- $S_c$  = módulo de ruptura del concreto (pci)

El modelo de escalonamiento de la metodología M-E relaciona los índices de escalonamiento con el esfuerzo permisible máximo del concreto. Este lo relaciona de la siguiente manera:

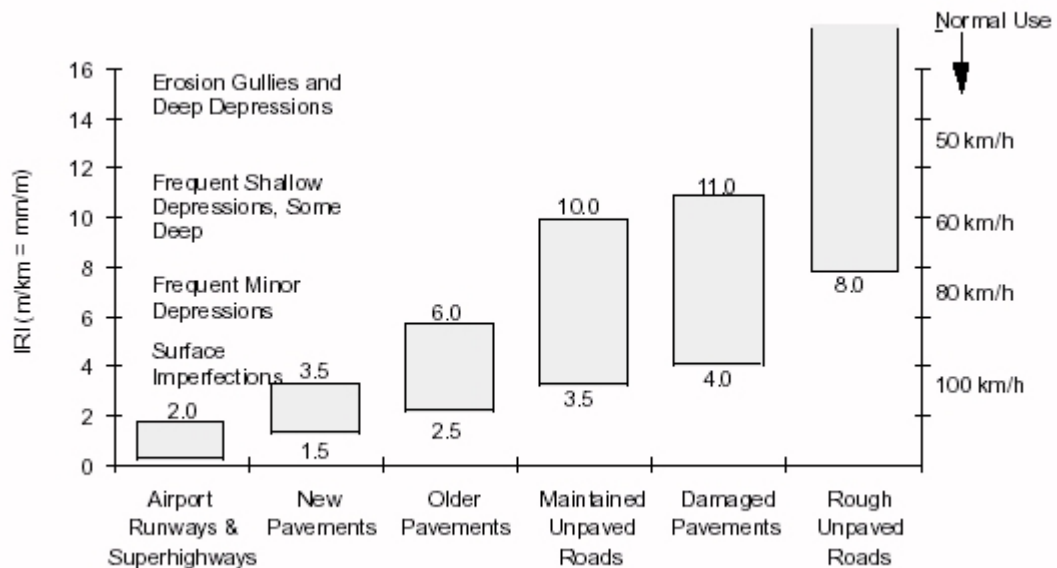
$$F = (N_{18})^{0.5377} [2.2073 + 0.002171(S)^{0.4918} + 0.003292(JS)^{1.0793} - 2.1397(k)^{0.01305}]$$

Donde:

- $F$  = escalonamiento del pavimento
- $N_{18}$  = número de ESALs en millones
- $S$  = esfuerzo máximo permisible
- $JS$  = espaciamiento transversal de juntas (ft)
- $k$  = módulo de subgrado de la subbase (pci)

a. International Roughness Index (IRI): Otro de los nuevos índices de medición por parte del método empírico-mecanicista AASHTO es la introducción del índice de rugosidad internacional (IRI), este fue desarrollado en la década de 1980 por el Banco Mundial, pero no fue implementado en la guía de diseño hasta esta edición. El IRI es una unidad de característica longitudinal del perfil de la carretera, la finalidad de dicho índice es determinar la cantidad promedio de asentamientos o fallas presentes en una longitud determinada. Las dimensionales mayormente utilizadas para este tipo de mediciones están dadas en  $\frac{m}{Km}$  ó  $\frac{mm}{m}$ . La escala estandarizada de medición en base al IRI se puede observar en el siguiente gráfico.

**Figura No. 24** Análisis y clasificación de tramos carreteros mediante el *Índice de rugosidad internacional (IRI)*.



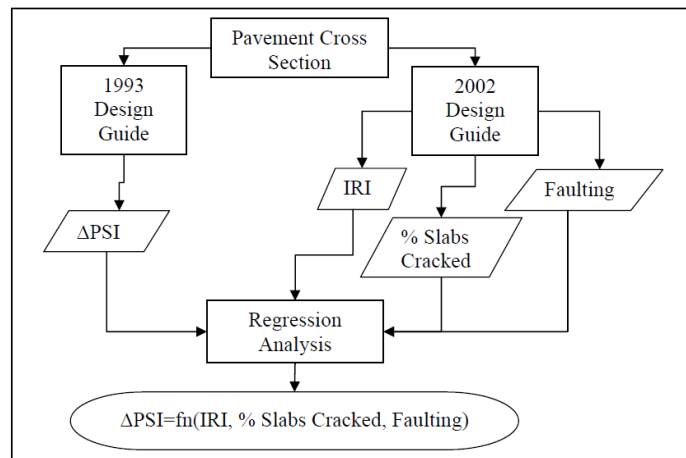
Fuente: Timm, D & Barret, W. (2005)

De acuerdo a los tres criterios analizados con anterioridad se puede determinar una de las principales diferencias entre la guía de diseño empírica, y la guía de diseño M-E; y es que en esta nueva guía de diseño se toman en cuenta los factores de escalonamiento, agrietamiento y la rugosidad en una distancia determinada, para de esta manera estandarizar de una manera cuantitativa la serviciabilidad de un tramo carretero, y no está basada dicha serviciabilidad en una metodología puramente empírica como se realizaba anteriormente.

Es posible además unificar los criterios de escalonamiento, agrietamiento y rugosidad en una distancia determinada para obtener un nuevo índice de serviciabilidad como se presenta a continuación:

$$\Delta PSI = \beta_0 + \beta_1(IRI) + \beta_2(ESCALONAMIENTO) + \beta_3(\%AGRIETAMIENTO)$$

**Figura No. 25 Comparación de medidas de serviciabilidad para metodología empírica y metodología empírica-mecanicista.**



Fuente: Timm, D & Barret, W. (2005)

### 3.1.12. Metodologías de cálculos propuestos.

**3.1.12.1. Esfuerzos en pavimentos rígidos:** De acuerdo con Nilson (1993:494) en los pavimentos rígidos se desarrollan esfuerzos como resultados de varios factores, que incluyen la acción de cargas transmitidas por las ruedas de tránsito, la dilatación y la contracción del concreto debido a cambios de temperatura, transmitiéndola a la sub-base o a la sub-rasante que son las que soportan el pavimento de concreto, y los cambios volumétricos. Por ejemplo, las cargas de tránsito transmitidas por las ruedas inducen esfuerzos de flexión que dependen de la ubicación de las ruedas del vehículo con relación a la orilla del pavimento, mientras que la expansión y contracción puede inducir esfuerzos de tensión y compresión, que dependen del intervalo de cambios de temperatura en el pavimento del concreto. Estos diversos factores que pueden inducir el esfuerzo en el pavimento de concreto han hecho que la determinación teórica de los esfuerzos sea bastante compleja, y se requieren las siguientes hipótesis:

- Las losas de pavimento se consideran como vigas de concreto no reforzado. No se toma en cuenta toda contribución del acero de refuerzo a la resistencia a la flexión.
- La combinación de esfuerzos de flexión y de tensión directa darán como resultado, en forma inevitable, grietas transversales y longitudinales. Sin embargo, la provisión de un control adecuado de grietas, en forma de juntas, controla la formación de ella y con ello se mantiene la acción de la viga en grandes tramos del pavimento.
- La capa de sub-base y sub-rasante de soporte, actúan como un material elástico porque se flexiona a la acción de la carga de tránsito y se restituye cuando se quita la carga.

**3.1.12.1.1 Esfuerzos inducidos por flexión:** La capacidad del pavimento rígido para sostener una acción de viga a través de las irregularidades en las capas inferiores, parece indicar que la teoría de flexión es fundamental para el analizar esfuerzos en pavimentos. La teoría de una viga soportada por un cimiento elástico se puede aplicar para analizar los esfuerzos en el pavimento cuando se le carga externamente. Los esfuerzos en la viga se pueden analizar suponiendo que se desarrolla una presión de reacción proporcional a la deflexión como resultado de la carga aplicada.

$$\rho = k\gamma$$

**Figura No. 26** Esquema estimado de deflexión de una losa de pavimentación cargada.



Fuente: Garber, H & Hoel, L. (2009)

Una relación general entre el momento de flexión y el radio de curvatura de la viga es:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

Donde:

- $\rho$  = radio de curvatura
- $M$  = momento en la viga
- $E$  = módulo de elasticidad
- $I$  = momento de inercia

Entonces la ecuación diferencial general para relacionar el momento en cualquier sección de una viga con la deflexión en esa sección es:

$$M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$$

Y la ecuación diferencial básica para una losa es:

$$M_x = \left[ \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \right] \frac{d^2w}{dx^2} \quad \text{ó} \quad M_y = \left[ \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \right] \frac{d^2w}{dy^2}$$

Donde:

- $h$  = espesor de la losa
- $\mu$  = relación de Poisson del concreto
- $w$  = deflexión de la flecha en determinado punto
- $M_x$  = momento de deflexión en un punto, respecto al eje  $x$
- $M_y$  = momento de deflexión en un punto, respecto al eje  $y$

El término  $EI$  es denominado rigidez de la viga, mientras que la rigidez de la losa es el término denominado por la notación 'D', la cual se representa por

$$D = \left[ \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \right]$$

A partir de la misma, se puede determinar el radio de rigidez relativo; el cual depende de la rigidez de la losa y del módulo de reacción de la sub-rasante. Esta está determinada por la siguiente ecuación:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{E_c h^3}{12(1 - \nu^2)k}}$$

Donde:

- $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto (psi)
- $\nu$  = relación de Poisson
- $k$  = módulo de reacción de la sub – rasante

**3.1.12.2. Esfuerzos debidos a las cargas tránsito transmitido por las ruedas:** Los métodos de análisis de estas losas para tener en cuenta los efectos de cargas concentradas son similares a los desarrollados para vigas sobre cimentaciones elásticas y se fundamentan en el trabajo de H.M Westergaard. Éste considera tres lugares críticos de la carga de la rueda en el pavimento de concreto para deducir las ecuaciones. Los casos presentados son los siguientes:

**3.1.12.2.1 Caso 1 - Carga de rueda cercana a la esquina de una losa grande:** El caso 1 toma en consideración que la carga del neumático aplicado se encuentra en la esquina de la losa, para dicho análisis se asume el comportamiento de la losa como una viga en voladizo; otro de los puntos de análisis de este caso es que se asume que el momento flector se comporta de manera uniformemente distribuido a lo ancho de la sección de la losa, teniendo este como ancho  $2x$ . Con la información anterior se obtiene el momento flector por unidad de ancho en la losa, el cual es:

$$M = \frac{Px}{2x} = \frac{P}{2}$$

Siendo  $h$  el espesor de la losa y  $P$  la carga de servicio no mayorada, el esfuerzo de tensión en el concreto en la superficie superior es:

$$f_t = \frac{M}{S} = \frac{P/2}{h^2/6} = \frac{3P}{h^2}$$

La ecuación dará resultados aproximadamente correctos solo en la vecindad inmediata de la losa y exclusivamente si la carga se aplica en un área pequeña de contacto. En un análisis que tenga en cuenta la reacción de la sub-rasante y la carga aplicada sobre un área de contacto con radio  $a$ , se desarrolló una expresión para tensión crítica en la parte superior de la losa.

$$f_1 = \frac{3P}{h^2} \left[ 1 - \left( \frac{a\sqrt{2}}{\ell} \right)^{0.6} \right]$$

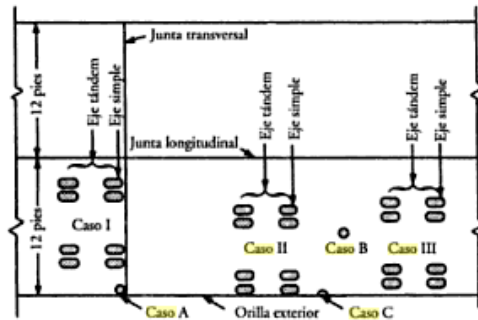
**3.1.12.2.2** Caso 2 - Carga de rueda aplicada a una distancia considerable de los bordes de losa: Cuando la carga se aplica a cierta distancia de los bordes de la losa, el esfuerzo crítico en el concreto será de tensión en la superficie inferior. Esta tensión es máxima directamente bajo el centro del área cargada y lo determina la expresión:

$$f_b = 0.316 \frac{P}{h^2} \left[ \log h^3 - 4 \log \left( \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 6.48 \right] \text{ (psi)}$$

**3.1.12.2.3** Caso 3 – Carga de rueda en un borde de losa, pero a una distancia considerable desde las esquinas: Cuando una carga se aplica en un punto a lo largo de la losa, el esfuerzo de tensión crítico está en la parte inferior del concreto, directamente bajo la carga.

$$f_b = 0.572 \frac{P}{h^2} \left[ \log h^3 - 4 \log \left( \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 5.77 \right] \text{ (psi)}$$

**Figura No. 27** Esquema de puntos críticos para una losa de pavimentación.



Fuente: Garber, H & Hoel, L. (2009)

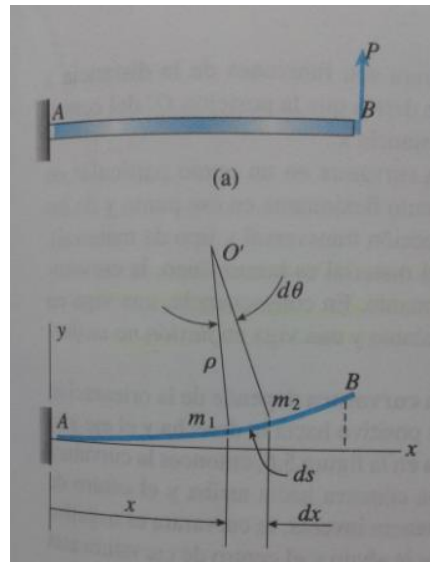
Westergaard toma en consideración ciertas idealizaciones para la realización de cálculos anteriores, dentro de estas idealizaciones está que se asume la losa como un elemento homogéneo, isotrópico y elástico. Además se idealiza sin refuerzos ni fisuración. Con respecto a la sub-rasante, se adopta uno de dos supuestos.

- La sub-rasante se comporta como un líquido denso, lo cual equivale a suponer que la reacción de la sub-rasante es vertical y proporcional a la deflexión en cada punto independiente de las fuerzas.
- La sub-rasante se comporta como un sólido elástico semi-infinito, de manera que una carga concentrada en cualquier punto de la superficie produce desplazamientos en los demás puntos.

**3.1.12.3. Esfuerzos a través de la teoría de resistencia de los materiales:** Con referencia a la resistencia de los materiales, como se mencionó anteriormente, es posible analizar nuestra losa de pavimentación como una viga en flexión bajo una carga aplicada. Al analizar vigas, con frecuencia es necesario distinguir entre flexión pura y flexión no uniforme; flexión pura se refiere a las regiones de una viga donde la fuerza cortante es cero, en contraste la flexión no uniforme se refiere a los puntos donde existe presencia de fuerza cortante.

Al momento de aplicar una carga sobre una viga, su eje longitudinal se deforma adoptando una curva. Esto ocasiona que las deformaciones unitarias y los esfuerzos en las vigas se relacionen de manera directa con la curvatura de la curva de deflexión.

**Figura No. 28 Esquema de deflexión y curvatura de una viga.**



Fuente: Gere, J & Goodno, B. (2009)

De acuerdo con la anterior se puede observar los conceptos de geometría de cualquier viga en deflexión ante una carga aplicada. La viga al recibir una carga se deflexiona formando una curvatura ( $\kappa$ ), la cual se denomina de manera matemática como el recíproco del radio de curvatura ( $\rho$ ):

$$\rho = \frac{1}{\kappa}$$

Como se mencionó anteriormente la curvatura representa una medida de qué tan agudamente está flexionada una viga. Si se toma en cuenta que la carga aplicada sobre la viga es pequeña la curvatura tenderá a cero. También es importante definir que debido a que la curvatura será muy pequeña para nuestro caso particular se puede definir esta relación respecto al radio de curvatura:

$$\rho d\theta = ds$$

A partir de la ecuación anterior se puede deducir lo siguiente:

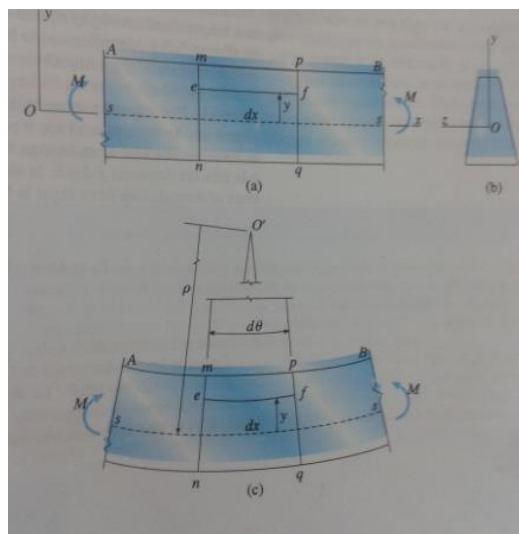
$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} = \frac{d\theta}{dx}$$

De acuerdo con James M. Gere & Barry J. Goodno (2009: 355) esta ecuación para la curvatura se deduce en libros de texto de cálculo y es válida para cualquier curvatura, sin importar la cantidad de curvatura: si ésta es constante en toda la longitud de una curva, el radio de curvatura también será constante y la curva será un arco de círculo.

Las deflexiones suelen ser muy pequeñas comparadas con su longitud, por lo cual deflexiones pequeñas significan que la curva de deflexión es casi plana. En consecuencia, la distancia  $ds$  a lo largo de la curva se puede igualar a su proyección horizontal  $dx$ . Por lo que la ecuación anterior quedaría de la siguiente manera:

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{dx}$$

**Figura No. 29** Esquema de deformación de una viga.



Fuente: Gere, J & Goodno, B. (2009)

Tras conocer el concepto de curvatura y radio de curvatura se debe enfatizar en la relación existente entre esta y las deformaciones unitarias longitudinales. En la figura anterior se puede observar la simetría en la viga, en este esquema se idealiza que todos los elementos de la viga se deforman de manera idéntica. De acuerdo con James M. Gere ésta conclusión es válida para vigas de cualquier material, sea elástico, inelástico, lineal o no lineal. Las dimensiones y propiedades del material deben ser simétricas para tener en cuenta este comportamiento.

En la figura anterior también se puede observar el comportamiento de la viga, en el cual, en la parte inferior la viga tiende a tener esfuerzos de tensión lo que provocan que el material se alargue: y en la parte superior se presentan esfuerzos de compresión lo que provoca que el material se acorte o se comprima. Asimismo, es importante mencionar que existe un punto neutro en el cual la longitud se mantiene igual, este punto es denominado superficie neutra y está ubicado en el eje neutro de la sección.

Para evaluar las deformaciones unitarias normales, se considera en la figura una línea común  $ef$  ubicada dentro de la viga. Se identifica la línea  $ef$  por su distancia  $y$  desde la superficie neutra en la viga inicialmente recta. En base a la teoría vista anteriormente se puede definir la longitud de la línea  $ef$  como:

$$L = (\rho - y)d\theta = dx - \frac{y}{\rho}dx$$

La deformación unitaria longitudinal correspondiente es igual al alargamiento dividido entre la longitud inicial  $dx$ ; por tanto, la relación deformación unitaria-curvatura es:

$$\epsilon_x = \frac{-y}{\rho}$$

De acuerdo a la ecuación anterior se puede concluir que las deformaciones unitarias en una viga en flexión pura varían linealmente con la distancia desde la superficie neutra, sin importar la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria del material.

Como los elementos longitudinales de una viga están sometidos sólo a tensión o compresión, podemos utilizar la curva esfuerzo-deformación unitaria del material para determinar los esfuerzos a partir de las deformaciones unitarias. Los esfuerzos actúan sobre toda la sección transversal de la viga y varían en intensidad dependiendo de la forma del diagrama esfuerzo-deformación unitaria del material para determinar los esfuerzos a partir de las deformaciones unitarias.

La relación esfuerzo-deformación unitaria más común encontrada en la ingeniería es la ecuación para un material linealmente elástico. Para esos materiales sustituimos la ley de Hooke para esfuerzos uniaxiales y obtenemos:

$$\sigma_x = E\epsilon_x = \frac{-Ey}{\rho} = -E\kappa y$$

Una vez conocida la metodología para encontrar el esfuerzo en una viga en deflexión es importante conocer de dónde se obtiene la curvatura de una viga en deflexión. Para esto nos referenciamos en la segunda ley de la estática en la cual se dice que el momento resultante los esfuerzos normales que actúan sobre la sección transversal es igual al momento flexionante  $M$ . A partir de esto conocemos que el diferencial de momento que actúa en nuestra viga en un punto superior al eje neutro se representa de la siguiente manera:

$$dM = -\sigma y dA$$

La integral de los momentos sobre el área de la sección transversal debe ser igual al momento flexionante:

$$M = -\int_A \sigma y dA = \int_A \kappa E y^2 dA$$

Entonces:

$$M = \kappa E \int_A y^2 dA = \kappa EI$$

Entonces se puede determinar de esta manera la ecuación momento-curvatura, la cual muestra que la curvatura es directamente proporcional al momento flexionante  $M$  e inversamente proporcional a la cantidad  $EI$  o rigidez de la viga. Por lo que la ecuación momento-curvatura queda de la siguiente manera:

$$\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

*Por último es importante mencionar ciertos aportes que nos menciona James M. Gere y Barry J. Goodno(2009: 393) lo cual nos permite tomar nuestra viga como un elemento en flexión pura a pesar que este cuenta con fuerzas cortantes variables a lo largo de su longitud. El autor nos indica que si la fuerza cortante  $V$  es constante a lo largo del eje de la viga, el alargamiento y el acortamiento de elementos longitudinales debido a momentos flexionantes no se ven afectadas por las deformaciones unitarias por cortante, y la distribución de los esfuerzos normales es la misma que en flexión pura.*

*Además el autor (2009: 393) nos indica que se han realizado varias investigaciones en la actualidad que emplean métodos avanzados de análisis, los cuales demuestran que el alabeo de secciones transversales debido a deformaciones unitarias por cortante no afectan de manera significativa las deformaciones unitarias longitudinales. Por tanto, en la mayor parte de las condiciones se justifica utilizar la fórmula de la flexión para flexiones no uniformes.*

### **3.1.13. Teoría de elementos finitos en estructuras de pavimentos.**

**3.1.13.1** Sistemas Continuos: Sistemas en los cuales cualquier parte de la estructura tendrá puntos infinitos de unión con el resto de la estructura. No se pueden analizar de igual forma que los sistemas discretos ya que los puntos de unión o nodos son tantos que es como que si no existieran. Algunos ejemplos de este tipo de estructuras son partes de máquinas, carrocerías de vehículos o aviones, losas de cimentación etc.

**3.1.13.2** Sistemas Discretos: Estructuras formadas por armazón de elementos diferenciados unos de los otros unidos en uno o varios puntos. De esta forma se obtiene una estructura con un revestimiento parecido a una malla o retícula. La deformación en un sistema discreto puede calcularse mediante un número finito de parámetros de manera exacta. Por lo que el sistema puede representarse con ecuaciones de equilibrio definiendo la dirección de sus deformaciones.

**3.1.13.3 Elementos Finitos:** El método de elementos finitos, es un análisis realizado en programas computacionales que actualmente en el campo de ingeniería se utiliza para analizar estructuras y sistemas continuos. Este método de análisis abarca el estudio de comportamientos estáticos, dinámicos y térmicos de diversos sistemas y estructuras. Estos programas computacionales permiten darle solución o un acercamiento muy certero a las incógnitas más complejas del comportamiento de una estructura.

**3.1.13.4 Generalidades y pasos de análisis del Método de Elementos Finitos:** El análisis mediante cálculos de métodos tradicionales es la mejor forma de entender estructuras sin mayor complejidad, como el cálculo de esfuerzos, deformaciones, tensiones, compresiones etc. Pero cuando el comportamiento es complejo y tridimensional, la mejor forma de entender su comportamiento es el uso del análisis de elementos finitos.

En un método tradicional la forma de analizar una estructura es de manera continua, por ende su cálculo y procedimientos son de forma continua ya que se utilizan ecuaciones diferenciales que son parciales y ordinarias. Por el contrario, el método de elementos finitos toma a la estructura como el ensamble o armazón de un número finito de pequeñas partículas. Las ecuaciones utilizadas para resolver un sistema por este método se utilizan programas computacionales ya que el sistema algebraico de ecuaciones utilizado es muy complejo. Los puntos o intersecciones donde los elementos finitos son conectados se les llaman “nudos”. El proceso de selección de nudos se le llama “discretización”.

**3.1.13.5 Discretización:** La estructura debe ser dividida en una cantidad finita de elementos. Para que de esta forma se obtenga la cantidad y tamaño de los elementos de la estructura y poder obtener una solución más certera. Definir cuantos elementos tenga dependerá del analista, pero este debe tener en mente que pueda generar resultados en base a la información que se tiene y no realizar cálculos y soluciones erróneas.

En una estructura discreta, la deformación está dada por un número finito de parámetros que pueden ser deformaciones o giros, juntos conforman el vector de deformaciones  $\Delta$ . Una estructura tiene tantas deformaciones como términos contenga el vector. Por el contrario de una estructura continua, esta tiene deformaciones infinitas que son independientes unas de las otras. Lo que vuelve más complicada su análisis ya que cada punto puede deformarse u desplazarse dejando fijos otros puntos. Por lo que su deformación no puede definirse por un vector  $\Delta$  sino más bien por

una función vectorial “u” que indica la deformación en cualquier punto seleccionado con las siguientes componentes escalares:

$$u = \begin{pmatrix} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{pmatrix}$$

Para poder resolver este sistema o función vectorial u, el método de análisis de elementos finitos toma el proceso de selección de nudos “discretización” como base para resolverlo, dicho proceso se basa en las siguientes suposiciones:

- El sistema continuo se divide en superficies imaginarias en sectores contiguas y disjuntas entre ellas. Estas superficies normalmente son formas geométricas sencillas conocidas, normalmente cuadrados o rectángulos. A estas figuras se les llama elementos finitos. Dichos elementos finitos están unidos entre ellos por un número finito de puntos, mencionados anteriormente como nudos.
- El desplazamiento de cada punto se determina por el desplazamiento del nudo al que este pertenezca. Este desplazamiento está dado por funciones de interpolación. Estas tienen como función definir el estado de la deformación interna del elemento.
- Todo elemento posee un sistema de fuerzas en los nudos que permiten dar un equilibrio a las tensiones provocadas en el elemento, asimismo dar un equilibrio de las fuerzas externas ejercidas sobre el elemento o sistema.
- La función vectorial u, mencionada con anterioridad permite una solución cercana y de forma independiente en cada elemento. Para sistemas que contengan varios elementos, se deberán utilizar funciones de interpolación para cada elemento.

**3.1.13.5. Funciones de interpolación:** Es importante tomar en cuenta de no violar la condición de compatibilidad de fronteras entre elementos que exige el uso de funciones de interpolación. Estas funciones no siempre cumplirán el requerimiento de mantener continuidad de desplazamientos entre elementos.

Para un elemento finito con  $n$  cantidad de nudos. Se supone que se tiene una elasticidad plana, el desplazamiento de cualquier punto estará definido por el vector u para dos direcciones, tales como:

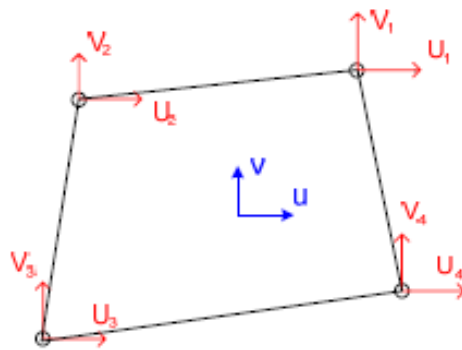
$$u = \begin{Bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{Bmatrix}$$

Los grados de libertad para cada nudo están dados en el vector

$$\delta^e = [U_1 V_1 U_2 V_2 \dots U_n V_n]^T$$

Es importante resaltar que para este elemento finito se están suponiendo los desplazamientos de los nudos como deformaciones, sin tomar en cuenta los giros de los nudos. Para el análisis computacional de un elemento finito como una losa o viga, se toman en cuenta los giros de sus deformaciones.

**Figura No. 30**      **Deformaciones de un elemento finito con elasticidad plana.**



Fuente: Lizarza, J. (2011)

Las interpolaciones permiten obtener las deformaciones del interior de un elemento haciendo uso de las ecuaciones:

$$u = \sum N_i U_i$$

$$v = \sum N_i V_i$$

En las cuales  $N_i$  representa las funciones de interpolación de direcciones  $x$ ,  $y$ . se usa  $u$  para interpolar deformaciones  $U_i$  y  $v$  para interpolar  $V_i$ . Lo que quiere decir que  $N_i$  influye tanto para deformaciones en la dirección  $x$  como la dirección  $y$ . Por lo que las deformaciones se pueden definir de manera matricial como:

$$u = N * \delta^e$$

Donde la matriz  $N$  tendrá infinitas filas debido a los infinitos desplazamientos obtenidos el nudo analizado y poseerá tantas columnas como grados de libertad existentes entre nudos.

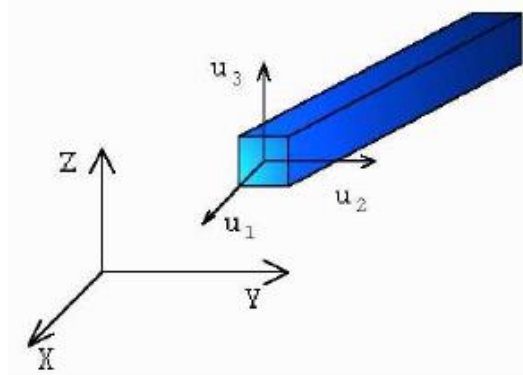
Las funciones de interpolación deben utilizarse cuando se analiza el interior del elemento, estas no son válidas para el estudio externo del elemento.

### 3.1.13.6. Tipos de elementos finitos.

**3.1.13.6.1** Elementos “Truss”: Este tipo de elementos finitos se caracteriza debió que únicamente se ve sometido bajo la interacción de dos fuerzas en el eje longitudinal del elemento. Para poder modelar un elemento bajo el criterio Truss, este debe cumplir con lo siguiente:

- 1) Su longitud debe ser desde 8 hasta 10 veces más que su ancho.
- 2) El elemento está conectado al resto de la estructura mediante pasadores que no le transfieran momento a la misma.
- 3) Las fuerzas aplicadas externamente deben ser aplicadas únicamente a en ambos extremos del elemento paralelamente aplicadas al mismo.

**Figura No. 31** Elemento finito Truss en tres dimensiones.



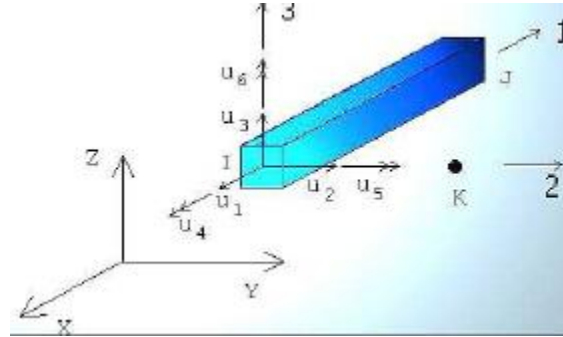
Fuente: Cubillos, A. (2004)

**3.1.13.6.2** Elementos “Beam”: Los elementos finitos Beam son de los más comunes y pueden ser utilizados para fines estructurales como el modelamiento de una viga o losa. Este elemento se caracteriza debido a que una de sus dimensiones por lo menos debe de ser mínimo 10 veces más grande que el resto.

Este tipo de elementos puede estar sometido a cargas transversales inclusive con momentos en

sus extremos de flexión. Este tipo de elemento tiene seis grados de libertad por cada nudo lo que significa que existen desplazamientos en direcciones  $x$ ,  $y$  y  $z$ .

**Figura No. 32** Elemento finito Beam en tres dimensiones.



Fuente: Cubillos, A. (2004)

**3.1.13.6.3** Elementos Bidimensionales: Los elementos bidimensionales se clasifican de la siguiente manera

- Elementos de Esfuerzo Plano:
- Elementos de Deformación Plana:
- Elementos Axisimétricos

**3.1.14. Instrumentación.** Es utilizada como parte del estudio experimental a realizar se propuso el estudio del comportamiento de la losa de pavimentación en términos de su deflexión, desplazamiento y sus esfuerzos máximos. A partir de esta idea se comenzó la búsqueda de diferentes artefactos electrónicos y analógicos en los cuales apoyar el estudio con mediciones de mayor precisión, exactitud y que además tuvieran un costo asequible para futuras pruebas similares. En base a las discusiones y análisis realizados se determinó la adquisición de la siguiente instrumentación.

**3.1.14.1. Reloj comparador TÜRLÉN:** El reloj comparador es una herramienta utilizada principalmente en talleres mecánicos para comprobar los ejes finales de las piezas industriales. El mismo busca medir las cotas o distancias en puntos específicos de la pieza, su funcionalidad se basa en el continuo movimiento de la aguja del reloj, la cual desplaza su lectura en medidas circulares, la precisión del mismo puede ser precisa dependiendo del instrumento adquirido.

El reloj comparador *TÜRLÉN* fue el dispositivo análogo adquirido debido a que éste proporciona una precisión desde 0.001 pulg. hasta 1 pulg., además el precio de USD 26.95 por el cual fue adquirido, genera un instrumento asequible y utilizable para el tipo de mediciones deseadas.

El uso que se le desea dar al mismo es para realizar las mediciones de desplazamiento en la losa de pavimentación, su colocación estará en el borde de la losa y se buscó a través del mismo conocer la cantidad de desplazamiento o asentamiento que sufre la losa a causa de las cargas vehiculares.

**Figura No. 33                      Reloj comparador TÜRLÉN.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**3.1.14.2. Mold Strain Gauge series 'PM':** Los strain gauges o galgas extensiométricas son sensores eléctricos utilizados para medir las deformaciones basados en efectos piezorresistivos. Este sensor se comporta mediante una deformación producida mediante un esfuerzo, el cual producirá una variación en su resistencia eléctrica, el cual luego se transforma en la medida de longitud deseada para el estudio.

El sensor de deformación adquirido *Strain Gauge series 'PM' tipo PML-60-2LT* de la empresa *Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.* fue adquirido para realizar las mediciones de las deformaciones internas del concreto en puntos de análisis específicos.

**Figura No. 34**            **Empaque de Strain Gauges.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Figura No. 35**            **Strain Gauge colocado.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

### 3.1.14.3. Web-cam Logitech Pro 9000.

La web-cam Logitech Pro 9000 es una cámara de gran calidad que está disponible en varias versiones. Es compatible con el sistema operativo Linux, lo cual la convierte en una cámara aún más versátil. Posee la función de auto enfoque automático, con una resolución de 2 megapíxeles.

**Figura No. 36**                      **Web-cam Logitech Pro 9000.**



Fuente: [Madboxpcx.com](http://Madboxpcx.com). (n.d)

**3.1.14.4. Raspberry PL:** La Raspberry Pi es un ordenador de placa reducida y de bajo costo, desarrollado en el Reino Unido por la Fundación Raspberry Pi, con el objetivo de estimular el estudio de las ciencias de la computación en todas las escuelas. Este ordenador contiene un procesador central ARM1176JZF-S que trabaja a 700MHz que puede configurarse en un modo “Turbo” para aumentar esta frecuencia a 1GHz, también contiene un procesador de gráficos VideoCore IV, con una memoria RAM de 512MB para el modelo B, en el diseño no esta incluido un disco duro, sin embargo utiliza una tarjeta de memoria SD en donde se encuentra el sistema operativo y sus archivos.

Utiliza el sistema operativo Raspbian derivado de Debian, RISC OS 5, Arch Linux ARM y Pidora, todos de la familia de Linux, principalmente programable en Python, Tiny BASIC, C y Perl. El modelo B de Raspberry Pi tiene un consumo energético de 700 mA. (3.5 W.).

**Figura No. 37**                      **Raspberry PI modelo B.**



**Fuente:** Switched On Tech Design. (n.d)

**3.1.14.5. Interfaz HML:** Human-Machine Interface es la parte de toda máquina dedicada a la interacción entre la máquina y el humano, en la cual se utilizan otros dispositivos para facilitar la tarea, tales como teclados, pantallas, interruptores, entre otros.

Existen diferentes variantes de interfaces, dependiendo de la complejidad de los sistemas, normalmente la interfaz hombre-máquina es computarizada, actualmente se utilizan las interfaces de forma gráfica, de este modo se facilita la operación de la máquina.

**3.1.14.6. Modem.:** Un módem es un dispositivo capaz de realizar un proceso de modulación y demodulación de una señal de este modo se pueden comunicar dos computadoras entre sí, las señales son transmitidas de forma inteligible. En las computadoras un módem es un periférico de entrada o salida que permite conectarse a una línea telefónica e ingresar a varias redes, como por ejemplo a internet.

La ventaja de los módems externos es que son fáciles de portar, instalar y transportar, algunos son más pequeños que otros. Sin embargo los internos ocupan menos espacio que los externos.

**3.1.14.7. Internet:** Se le conoce como internet a un conjunto descentralizado de redes de comunicación las cuales se encuentran interconectadas por el protocolo TCP/IP, dicho protocolo hace funcionar a las redes físicas heterogéneas como una red lógica única, el alcance del internet es mundial.

El World Wide Web (WWW) desarrollado en 1990, muchas veces se confunde con la palabra internet, pero este es uno de los servicios más exitosos proporcionado por el internet. La WWW utiliza el internet como medio de transmisión, permitiéndonos una consulta remota de información basándose en un conjunto de protocolos que hacen posible esta tarea.

Existen otros servicios del internet además de la WWW y también otros tipos de protocolos como por ejemplo:

**Tabla No.7. Ejemplos de servicios y protocolos de Internet.**

<b>Servicio</b>	<b>Protocolo</b>
Boletines electrónicos	NNTP
Acceso remoto a dispositivos	SSH
Transmisión de archivos	FTP y P2P
Correo electrónico	SMTP
Conversaciones en línea	IRC

Fuente: Elaboración propia. (2013)

### **3.1.15 Metodología de los Experimentos**

#### **3.1.15.1. Medición de deformación de losas de pavimentos.**

**3.1.15.1.1** Diseño: En este proyecto se midieron las deformaciones y deflexiones que se generan en una losa de pavimento debido al tránsito vehicular, para medir las deformaciones se utilizaron las galgas extensiométricas PML-60-2LT, para las cuales se diseñó un sistema que recopila la información de dichas galgas, y utiliza un Raspberry, para registrar y procesar la información, para posteriormente mandar un informe diario al correo electrónico del usuario. La hora en que se envía el correo la puede configurar el usuario.

Para medir las deflexiones se utilizó un reloj comparador, el cual se instaló en el hombro de la losa de pavimento, tiene instalada una cámara web Logitech Pro 9000, para que al momento de tomar una medición la cámara le tome una fotografía al reloj comparador registrando la deflexión que presentó la losa.

La información que proporcionan las galgas extensiométricas y la fotografía que hace la cámara web es capturada por un Raspberry. Este Raspberry procesa y registra la información almacenándola en una hoja electrónica separando por columnas la fecha, hora y la deformación medida por cada galga. Está conectado a internet mediante una conexión Ethernet para enviar un informe diario por medio del correo electrónico al usuario. La hora a la que envía el correo electrónico la puede configurar el usuario, si desea terminar de tomar mediciones antes de la hora que configuró puede presionar el botón de STOP y automáticamente el sistema finalizará la toma de datos y enviará el correo electrónico con las mediciones hechas hasta ese momento.

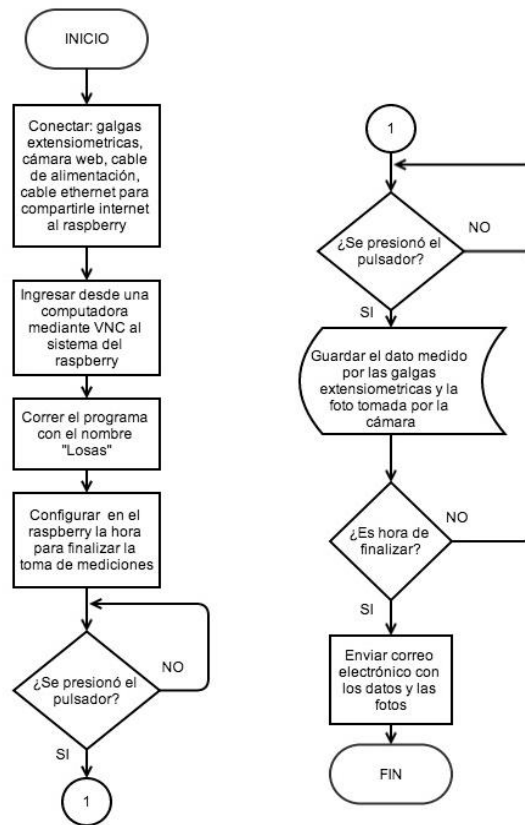
Para interpretar la información de las galgas extensiométricas se utilizó el circuito de  $\frac{1}{4}$  de puente de Wheatstone para determinar la variación de la resistencia interna de la galga extensiométrica. Se utilizó un módulo de conversión análogo digital (ADC), para que el Raspberry pueda interpretar y procesar dicha información.

El sistema es accionado mediante un pulsador, el cual se diseñó para que sea presionado por un operador, ya que es necesario que el operador lleve un control del tipo de vehículo que pasó sobre la losa en cada medición realizada.

El sistema se conecta a una computadora mediante el protocolo SSH, y un software libre llamado VNC para poder ver los datos en tiempo real, dicha computadora debe estar conectada a la misma red que la del Raspberry.

Los diagramas de los circuitos y las imágenes del sensor se pueden ver en el apéndice de este trabajo en la sección A. Medición de deformación de losas de pavimentación.

**Figura No. 38 Diagrama de flujo de funcionamiento sensor de deformaciones y deflexiones.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**3.1.15.1.2 Resultados:** El sistema mide y registra las deformaciones internas de las losas en las que se colocaron las galgas extensiométricas. Al ser accionado el pulsador del sistema, se toma la medición de las deformaciones internas y se toma una foto con la cámara web al reloj comparador para saber cuál fue la deflexión de la losa. El usuario puede definir la hora a la que desea terminar las mediciones, o bien presionar el botón de STOP, para que se envíe por correo electrónico la hoja electrónica con los datos de las mediciones realizadas.

**Figura No. 39 Registro de deformaciones.**

	A	B	C	D	E	F
1	Fecha	Hora	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4
2	01/10/13	14:18:47	0.000147221	8.88797E-05	0.000147221	0.0065625
3	01/10/13	14:21:09	0.000147221	8.88797E-05	0.000147221	0.00244798
4	01/10/13	14:25:15	0.00011814	8.88797E-05	0.00011814	0.00249732
5	01/10/13	14:30:22	0.00011814	0.00011814	0.000147221	0.00249732
6	01/10/13	14:32:37	0.000147221	8.88797E-05	0.000147221	0.00249732
7	01/10/13	14:32:55	0.000176124	8.88797E-05	0.000147221	0.00249732
8	01/10/13	14:33:05	0.000147221	8.88797E-05	0.000147221	0.002529836
9						

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Tabla No.8. Ejemplos de servicios y protocolos de Internet.**

Concepto	Valor	Dimensional
Rango máximo	2%	deformación
Resolución ajustable	0.000149498	deformación
Tiempo de respuesta	0.200	ms.
Potencia consumida	3.5002694	W.

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**3.1.15.1.3** Discusión: Para capturar la información que proporcionan las galgas extensiométricas fue necesaria la implementación de un circuito de acondicionamiento de señal. Se utilizó el circuito de  $\frac{1}{4}$  del puente de Wheatstone, en el cual básicamente se miden dos divisores de voltaje, usando uno como referencia y en el otro es en donde se encuentra la resistencia variable que en este caso es nuestra galga extensiométrica. No fue necesaria la corrección del error que introduce la temperatura, ya que las galgas extensiométricas utilizadas son de tres cables lo cual corrige dicho error.

Se experimentó con un circuito comparador para comparar los dos voltaje resultado del puente de Wheatstone, pero la diferencia es muy pequeña, debido a que la variación de la resistencia eléctrica interna de la galga es pequeña, menor a 10 ohms. Se optó por introducir las dos señales eléctricas de los divisores del voltaje del puente de Wheatstone a un conversor análogo digital (ADC). El ADC utilizado es el ADC0809, que tiene una resolución de 8 bits, proporciona un mejor control de estas señales, los resultados de la conversión a digital son capturados con un Raspberry y la comparación

de los dos voltajes se realiza en software y se convierte a un valor de deformación, despejando  $\varepsilon$  se obtiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = - \frac{4 * V_o}{(2 * V_o * GF) + (V_{EX} * GF)}$$

Ecuación de  $\frac{1}{4}$  de puente Wheatstone despejada.

Donde:

$\varepsilon$  = *deformación.*

$V_o$  = *diferencia de los dos voltajes del puente Wheatston.*

$V_{EX}$  = *voltaje de excitación del puente Wheatstone.*

$GF$  = *Factor de galga (2.09 para las galgas utilizadas).*

Mediante un switch de palanca, que es utilizado como pulsador se le indica al Raspberry la presencia de un vehículo y el se encarga de tomar una medición de las galgas extensiométricas y de indicarle a la cámara web que le tome una fotografía al reloj comparador cada vez que el switch se active y guardar la información de las deformaciones internas en una hoja electrónica que se genera a una hora definida por el usuario, luego este archivo se envía por correo electrónico al usuario que se defina. El archivo puede ser enviado a varios destinatarios.

El sensor es de bajo costo comparado con otros dispositivos comerciales, además cabe destacar que los materiales utilizados en su construcción están disponibles en Guatemala a excepción de las galgas extensiométricas utilizadas y la cámara web. El reloj comparador se importó por comodidad de precio, pero si se puede encontrar en Guatemala.

Para que el sistema logre enviar el documento con los datos de temperatura medida es necesario que el Raspberry cuente con internet, en este caso se utiliza una conexión Ethernet.

### ***3.1.15.2. Diseños geométricos de pavimentos estructurales.***

**3.1.15.2.1** Diseño geométrico del pavimento estructural de acuerdo a las recomendaciones de AASHTO 93.

**3.1.15.2.1.1** Diseño: Previamente al diseño, Cementos Progreso S.A realizó un estudio sobre el tráfico diario en la zona donde fue construida la losa de pavimento estructural. Dicho estudio dio como resultados que por el área pasan diariamente 60 camiones C3 y 25 camiones T3S2 haciendo un total de 85 camiones promedio al día. Asimismo se realizaron pruebas al suelo para obtener el valor de CBR el cual fue del 15% y un valor de capacidad soporte de la subrasante (k) de  $606.9 \frac{\text{psi}}{\text{in}}$  los cuales sirvieron posteriormente al diseño que se describe a continuación.

Con el apoyo y colaboración de Cementos Progreso S.A, para el diseño de este pavimento estructural se utilizó el Software WinPAS 12. Dicho Software toma en cuenta las consideraciones de la Guía de Diseño AASHTO 93 para el cálculo del espesor adecuado de dicho pavimento. Cementos Progreso S.A, realizó una proyección en la cual indicó que la tasa de crecimiento vehicular es del 2% anual, para un período de diseño de 20 años.

En continuación con el diseño, en el software WinPAS 12 como primera instancia se eligió la serviciabilidad final (p<sub>f</sub>) de 2.5. Luego, se incluyó un espesor de pavimento estimado por diseñador, en este caso, Cementos Progreso S.A; Con estos datos conjuntamente con la tasa de crecimiento vehicular y el período de diseño el software procedió a calcular los factores de carga equivalente y de esta forma poder obtener los ESAL's por tipo de vehículo aproximados para ese pavimento en específico.

El software buscó estos factores con bases de datos internas, para eso fue necesario ingresar las cargas a las que se , el espesor del pavimento y la serviciabilidad final de diseño y de esta manera logró determinar los ESAL's. Para este pavimento estructural se calcularon los ESAL's por cada tipo de vehículo (C3 y T3S2), tomando en cuenta que para un camión tendría 11,000 lb en el eje delantero y 32,000 lb en el eje trasero.

Para finalizar el diseño se eligió un factor de confiabilidad del 80%, esto quiere decir de que al final de su período de diseño el 80% del pavimento aun estará en buenas condiciones. También se

introdujo una desviación estándar de 0.35 debido a que se utilizó concreto hidráulico nuevo, esta desviación se refiere a variación en procesos constructivos, resistencia de los materiales etc. El módulo de elasticidad se asumió 4,400,000 psi.

Al correr el análisis del software WinPAS 12, este indicó que para todas las condiciones establecidas con anterioridad el espesor adecuado para el diseño sería de 7.60 pulgadas, aproximadamente 19 centímetros.

**3.1.15.2.1.2 Resultados:** A continuación se describen los resultados presentados por el software WinPAS 12, los cuales se generaron a partir de condiciones requeridas por la guía de diseño empírica AASHTO 93. En dichos resultados se puede apreciar que el espesor adecuado de diseño fue de 19 cm, con un módulo de subrasante de 607 psi/in. Y con una geometría superficial de 3.6m x 3.6m.

**Figura No. 40 Evaluación de diseño de pavimentos rígidos.**

Rigid Pavement Design/Evaluation

Concrete Thickness	7.60 inches	Load Transfer Coefficient	3.80
Total Rigid ESALs	2,829,980	Modulus of Subgrade Reaction	607 psi/in.
Reliability	80.00 percent	Drainage Coefficient	1.00
Overall Standard Deviation	0.35	Initial Serviceability	4.50
Flexural Strength	650 psi	Terminal Serviceability	2.50
Modulus of Elasticity	4,400,000 psi		

Fuente: WinPas. (2012)

**Figura No. 41 Determinación del valor de sub-rasante.**

Modulus of Subgrade Reaction (k-value) Determination

Resilient Modulus of the Subgrade	12,391.8 psi
Unadjusted Modulus of Subgrade Reaction	607 psi/in
Depth to Rigid Foundation	0.00 feet
Loss of Support Value (0,1,2,3)	0.0








Modulus of Subgrade Reaction	607 psi/in.
------------------------------	-------------

Fuente: WinPas. (2012)

**Figura No. 42 Determinación de los ejes equivalentes de carga.**

Traffic Factor				Traffic Input by			
Estimated Rigid Thickness	7.00	Inches		Design Lane			
Estimated Structural Number	4.0			Design Lane Distribution	0.00	percent	
Terminal Serviceability	2.5			Directional Distribution	0.00	percent	
Design Life	20	years					
Annual Growth Rate	2.00	percent					
Traffic Input by	Day						

Vehicle	Axle Load	Axle Type	Number	Vehicle	Axle Load	Axle Type	Number
	0.00	Single			0.00	Single	
	0.00	Single			0.00	Single	
	0.00	Single	0		0.00	Single	0
	0.00	Single			11.00	Single	
	0.00	Single			38.00	Tandem	
	0.00	Single	0		38.00	Tandem	25
	11.00	Single			0.00	Single	
	0.00	Single			0.00	Single	
	38.00	Tandem	60		0.00	Single	
					0.00	Single	
					0.00	Single	
					0.00	Single	0
<b>Total Rigid ESALs</b>			<b>2,829,980</b>	<b>Total Flexible ESALs</b>			<b>1,752,334</b>

Fuente: WinPas. (2012)

**3.1.15.2.2** Diseño geométrico del pavimento estructural de acuerdo a las recomendaciones AASHTO 2002.

**3.1.15.2.2.1** Diseño: Para la realización del diseño geométrico de la losa de pavimentación mediante la guía de diseño empírico mecanicista se utilizó el software AASHTO para la metodología mencionada, AASHTOWare Pavement ME Design, al cual se tuvo acceso gracias a la colaboración de Cementos Progreso S.A. Como se mencionó en la teoría de este trabajo de investigación la metodología ME requiere de distintos parámetros de tráfico, clima, entre otras.

El primer parámetro obtenido para el diseño fue la obtención del CBR en el espacio proporcionado por Cementos Progreso S.A., tras realizar las pruebas de granulometría y de capacidad soporte del suelo. A partir del estudio mencionado se obtuvo un CBR de 15% para la sub-rasante, con una capacidad soporte del suelo ( $k$ ) de  $606.9 \frac{lb}{in^3}$ , y siendo éste además un suelo limoso A-4, de acuerdo al estudio.

Posteriormente se consultó la afluencia vehicular en el área asignada, estudio que dio como resultado un tránsito vehicular de 60 camiones diarios tipo C3 y 25 camiones diarios tipos T3-S2. De acuerdo a los datos también se estimó una vida de diseño de 20 años y un crecimiento en el volumen vehicular del 2%.

Para el diseño de acuerdo a la metodología ME se consideró el tipo de clima de Miami, debido a que no se cuentan con las estadísticas necesarias para conocer el comportamiento climático de la Ciudad de Guatemala de acuerdo a las especificaciones AASHTO, además que se consideró como un clima cálido y sin congelamientos.

Las consideraciones de configuraciones de camiones, configuración de dirección de tránsito vehicular, presiones de neumáticos y sub-drenajes se consideraron como estándares para este estudio, por recomendación de Cementos Progreso S.A., debido a que el estudio únicamente abarca una losa de pavimentación y no requiere caracterizaciones tan específicas.

Por último se consideraron los parámetros de rendimiento sobre los cuales trabaja la guía empírica-mecanicista AASHTO como IRI, escalonamiento y agrietamiento; factores para los cuales se consideraron, de acuerdo a recomendaciones de Cementos Progreso S.A., un IRI final de 200  $\frac{in}{milla}$ , Factor de agrietamiento de 10% y escalonamiento máximo de 5mm con confiabilidad de 80%. Y además se realizó la iteración respectiva con un tipo de pavimento rígido JPCP y un espesor inicial de 6.3 in (16 cm).

A continuación se muestra una tabla con el resumen de datos significativos ingresados en el software de diseño de AASHTO, AASHTOWare Pavement ME Design:

**Tabla No.9. Datos ingresados a software AASHTOWare Pavement ME Design.**

Factores	Valores
Vida de diseño	20 años
Tipo de Pavimento Rígido	JPCP
Espesor	6.3 in (16 cm)
Tipo de Clima	Miami
Caracterización de tránsito vehicular	60 $\frac{\text{camiones}}{\text{día}}$ tipo C3, y 25 $\frac{\text{camiones}}{\text{día}}$ tipo T3-S2
IRI Inicial	75 $\frac{\text{in}}{\text{milla}}$
IRI Final	200 $\frac{\text{in}}{\text{milla}}$
Factor de Agrietamiento	10%
Escalonamiento máximo	5 mm
Factor de Confiabilidad	80 %

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**3.1.15.2.2.2 Resultados:** De acuerdo al programa de diseño mencionado se obtuvieron los resultados de los datos ingresados en términos del rendimiento en base a la serviciabilidad esperada. Los resultados mostrados son los siguientes:

**Tabla No.10. Resultados obtenidos en análisis mediante metodología ME**

Distress Prediction Summary					
Distress Type	Distress @ Specified Reliability		Reliability (%)		Criterion Satisfied?
	Target	Predicted	Target	Achieved	
Terminal IRI (in./mile)	200.00	138.37	80.00	99.29	Pass
Mean joint faulting (in.)	0.15	0.07	80.00	99.98	Pass
JPCP transverse cracking (percent slabs)	10.00	9.57	80.00	81.84	Pass

Fuente: AASHTOWare Pavement ME Design (2013)

De acuerdo al análisis desplegado se puede concluir que las dimensiones de losa a experimentar con las condiciones de campo establecidas según la metodología empírica-mecanicista AASHTO es de 3.6m x 3.6 m, con un espesor de 0.16m.

**3.1.15.2.2.3** **Discusión:** La construcción de pavimentos rígidos en Guatemala se rigen principalmente por las especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO); de la múltiple gama de especificaciones y guías de diseño que nos presenta esta asociación en Guatemala es popularmente utilizada la versión AASHTO 1993, la cual tiene como base una metodología puramente empírica basada en la prueba de rodadura realizada en Illinois a mediados del siglo XX. Es a partir de la extrapolación de los resultados de una prueba realizada hace más de 60 años que surge la inquietud de generar nuevas metodologías que generen cálculos y estimaciones más precisas y exactas, las cuales son aportadas por la metodología empírica-mecanicista AASHTO 2002 estudiada en este trabajo.

De acuerdo al estudio de pre-factibilidad de la metodología empírico-mecanicista, uno de los primeros factores que se logró observar es la disminución del espesor de la losa de pavimentación en 3 centímetros respecto a la losa de pavimentación realizada en el estudio de la guía de diseño empírica. Este espesor es significativo, debido a que se da una variación del 16% en el mismo bajo mismas condiciones de carga, clima y sub-rasante; lo cual nos demuestra que la guía de diseño empírico-mecanicista al utilizar una mayor cantidad de parámetros de diseño presenta una eficiencia notable en carreteras. Esto sin tomar en cuenta las ventajas competitivas, en términos económicos, que la implementación de esta metodología de diseño proporcionaría a las empresas interesadas en el ámbito vial.

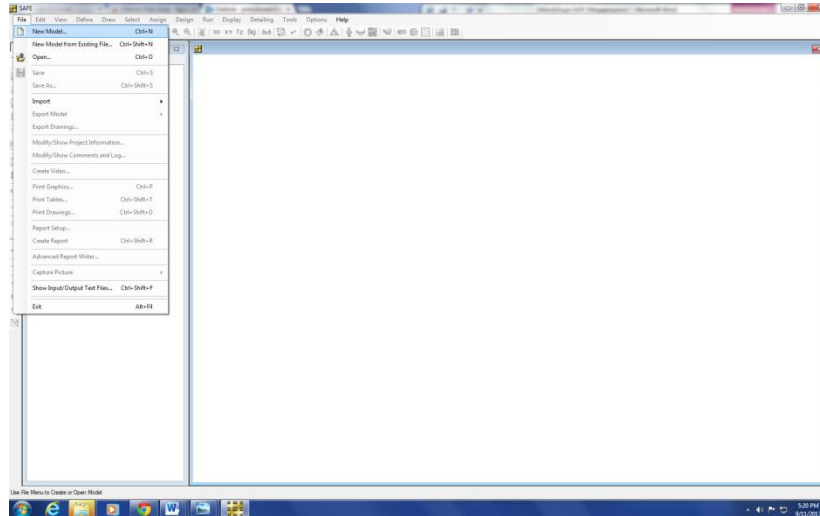
### **3.1.15.3. Diseño de modelo computacional en software de diseño estructural.**

**3.1.15.3.1 Metodología.** La metodología para el diseño computacional de ambas losas, mediante el método de elementos finitos se integraron los resultados obtenidos dentro del software de diseño *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1*, el cual es un software que nos permite conocer de manera preliminar y aproximada el comportamiento de las estructuras mediante las condiciones establecidas de diseño.

- $E = 3600 \frac{Kips}{in^2}$
- $k = 606.9 \frac{lb}{in^3}$
- Geometría de la losa = 3.6m x 3.6m
- Espesor de la losa = 16 cm
- $f'c = 4000$  psi
- Área de contacto de neumáticos = 0.25m x 0.40 m

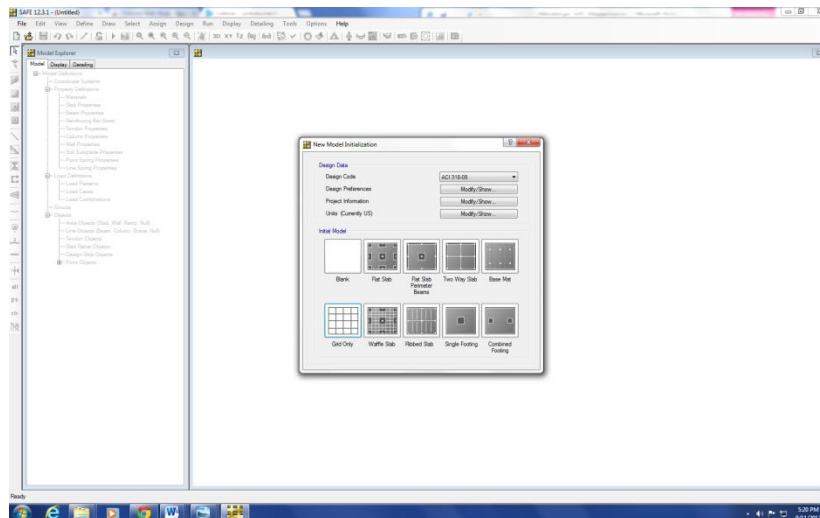
Para dar inicio al modelado computacional se dio inicio en el programa de diseño SAFE Post Tensioning Versión 12.3.1y posteriormente se seleccionó la opción para realizar un nuevo proyecto en la pestaña “File”, a partir de este se selecciona el modelo inicial con la opción “Grid Only”

**Figura No. 43 Creación modelo nuevo.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

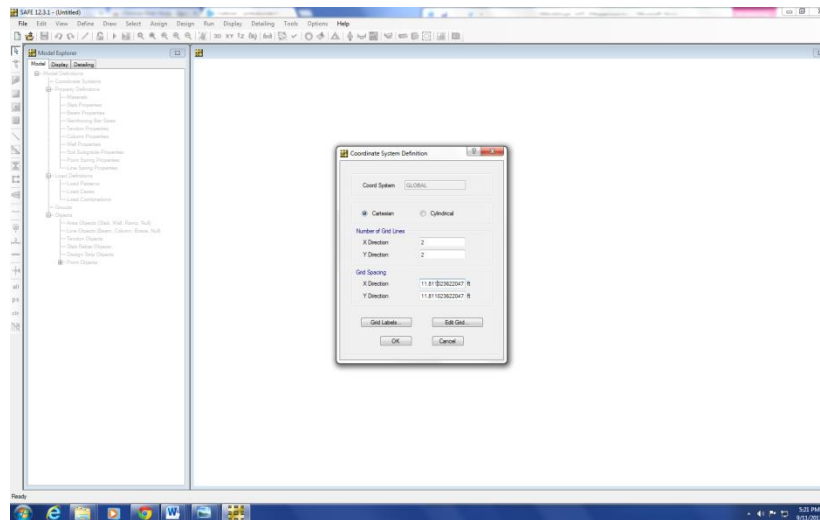
**Figura No. 44 Elección de Grilla.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

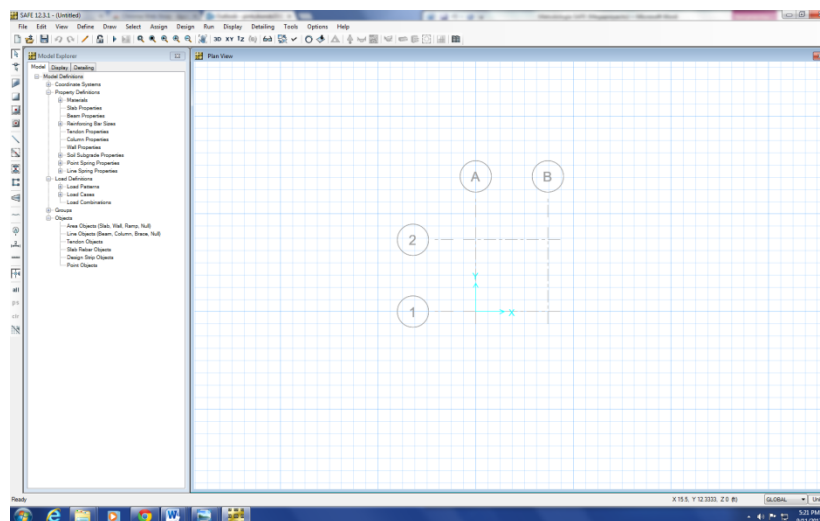
A partir de lo anterior, se realiza la configuración de la grilla la cual debe tener una geometría cartesiana con 2 líneas de grilla, tanto en dirección X como en dirección Y. También se introdujeron las dimensiones de la losa en ambas direcciones, en este caso la losa modelada fue de 3.6m para la dirección X y 3.6m para la dirección Y. Luego aceptó esta configuración.

**Figura No. 45** Cantidad de líneas en Grilla.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

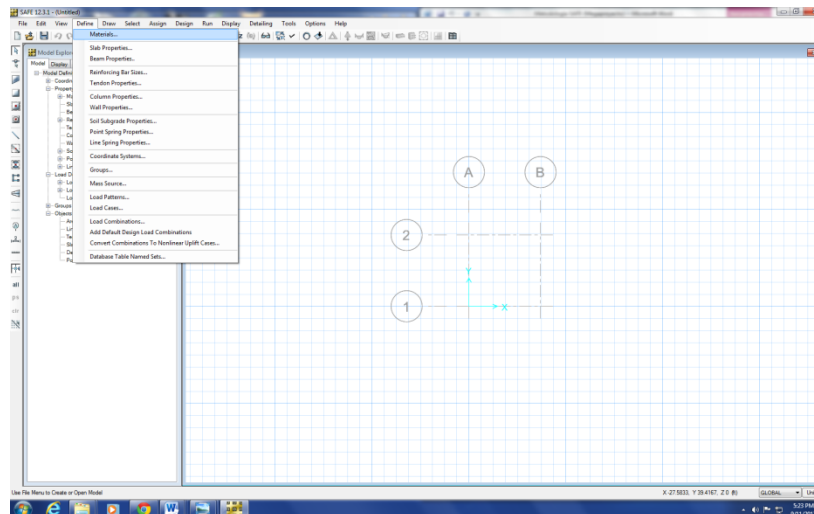
**Figura No. 46** Grillas en modelo.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

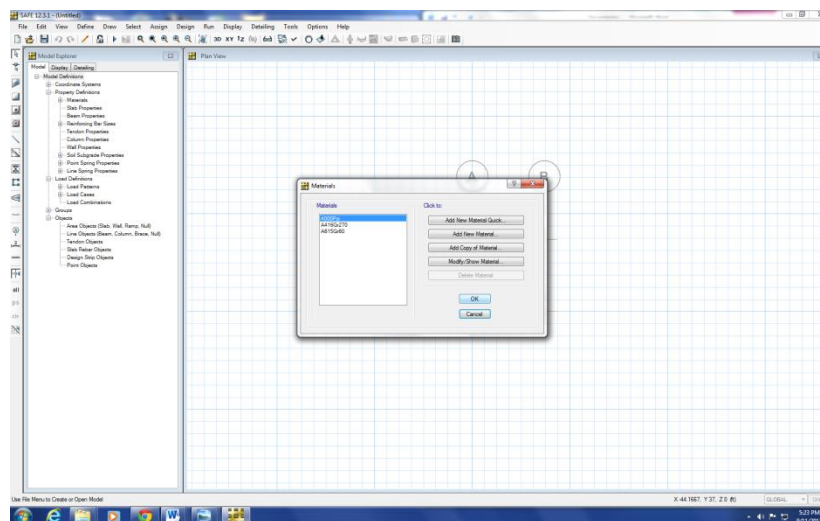
Ya definida la configuración de la losa y de la grilla. Se procedió a definir el material, en la Pestaña “Define” se seleccionó la sub pestaña “Materials”. En esta losa modelada el concreto utilizado fue de 4000 psi, por lo que se escoge este tipo de concreto y se acepta en “OK”

**Figura No. 47 Definición de materiales.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

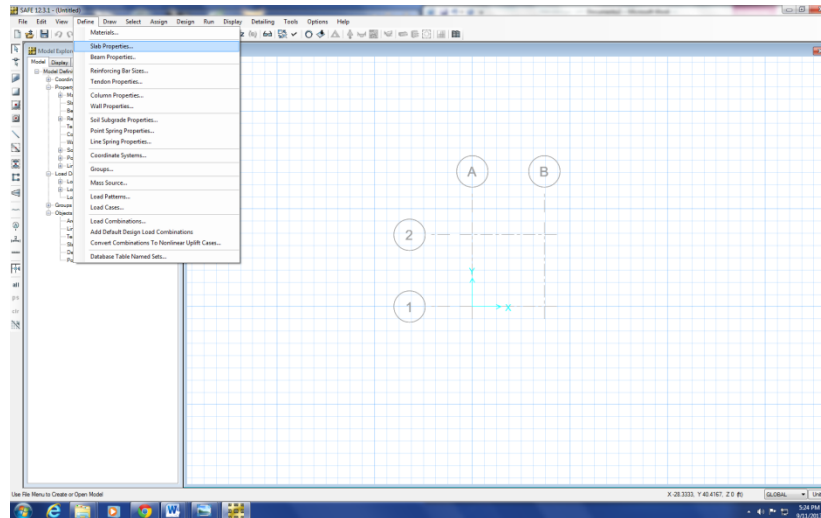
**Figura No. 48 Elección de concreto (4,000 psi).**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

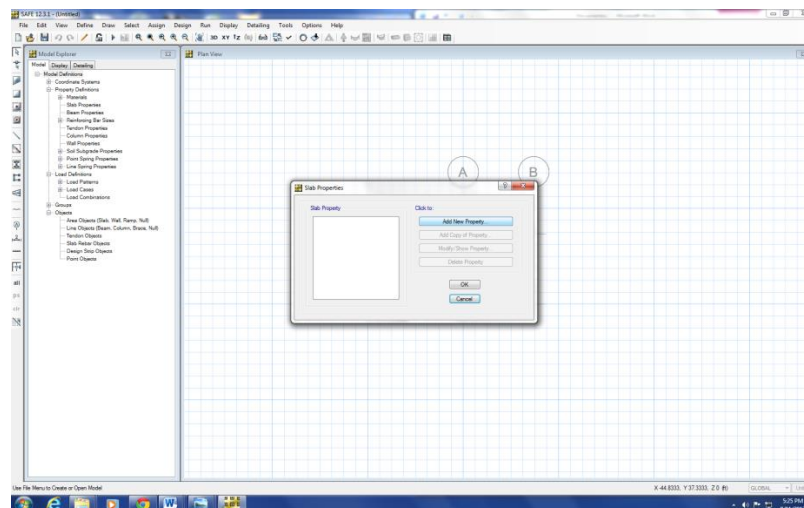
Ya seleccionadas las propiedades de los materiales. Nuevamente se seleccionó la pestaña “Define” pero se buscó definir las propiedades de la losa en la sub pestaña “Slab Properties”. En esta añadió la propiedades en el botón “Add New Property”. En esta opción se nombró a la losa como “Losa AASHTO 93” y se selección el material previamente definido, en este caso concreto 4,000(psi). Un paso bastante importante fue definir el espesor de la losa, en este caso de 19 cm.

**Figura No. 49 Propiedades de losa.**



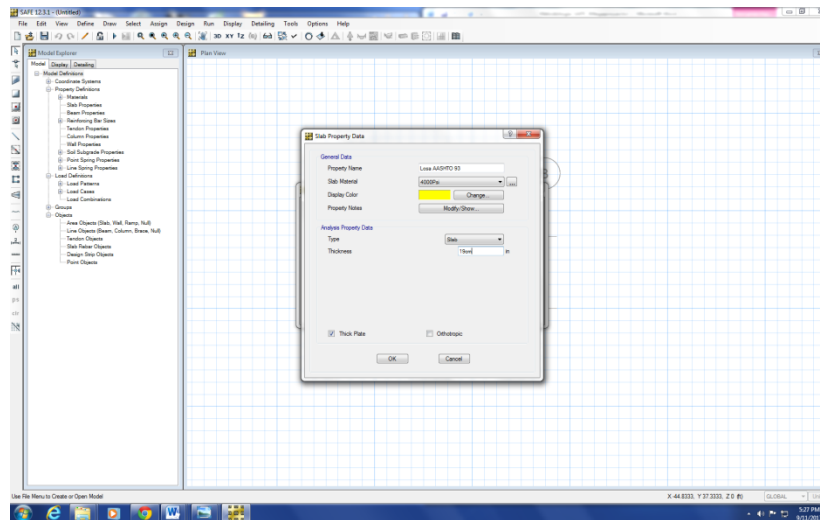
Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

**Figura No. 50 Añadir nueva propiedad de losa.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

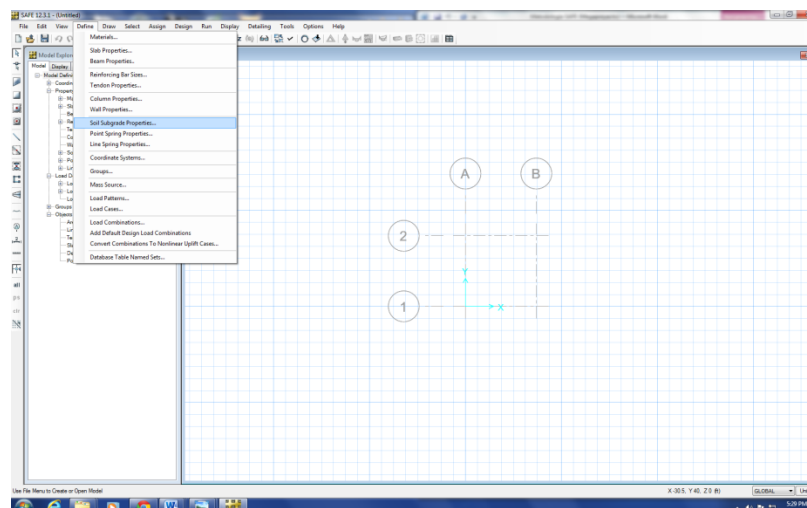
**Figura No. 51**      **Espesor de losa.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

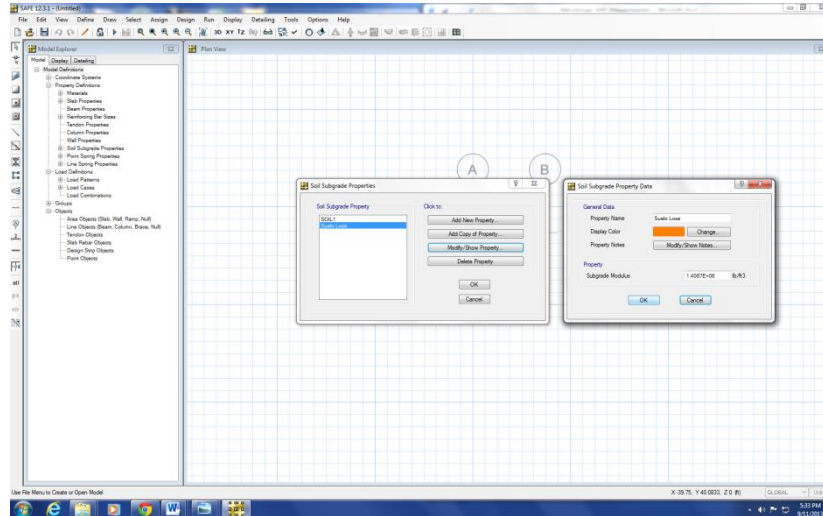
Una vez ya definidas las propiedades de la losa, en la pestaña “Define” y sub pestaña “Soil Subgrade Properties” de se procedió a definir el módulo de subrasante, conocido como “valor k”. Dicho valor fue de  $606.9 \text{ lb/in}^3$  equivalente a  $1,408,723.20 \text{ lb/ft}^3$ . En esta pestaña se selecciona el suelo previamente definido, en este caso “Suelo Losa” y se escogió modificar sus propiedades en la opción de “Modify/ Show Property”

**Figura No. 52**      **Propiedades de sub-rasante.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

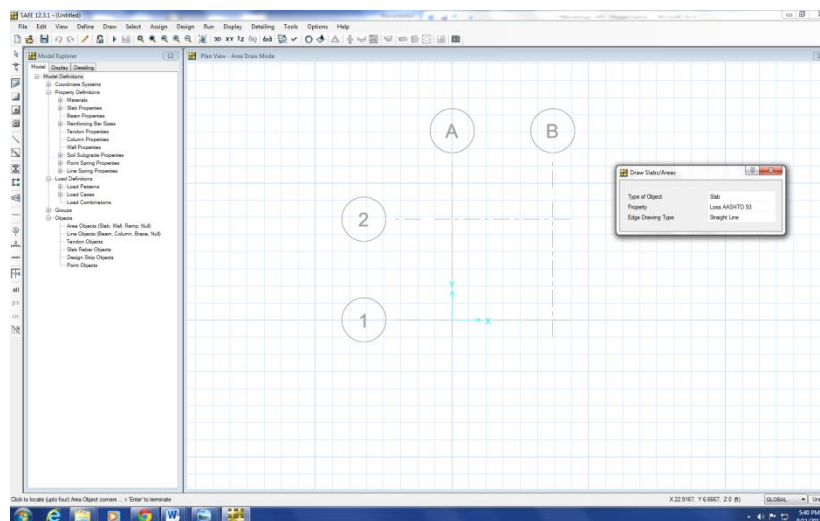
**Figura No. 53 Valor K de sub-rasante.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

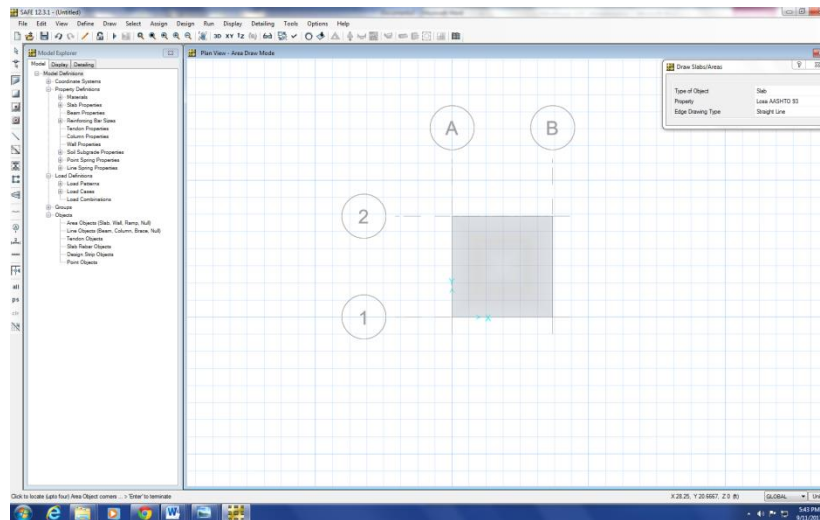
Luego, se procedió a realizar la losa definida previamente sobre la grilla, esto mediante el icono “Draw Slab Areas”. En esta opción se eligió la losa que se nombró “Losa AASHTO 93”. Luego de esto se procedió a dibujar toda la geometría de la losa con el cursor sobre 4 puntos lo cual nos daría el área de losa a modelar posteriormente.

**Figura No. 54 Delimitación de losa.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

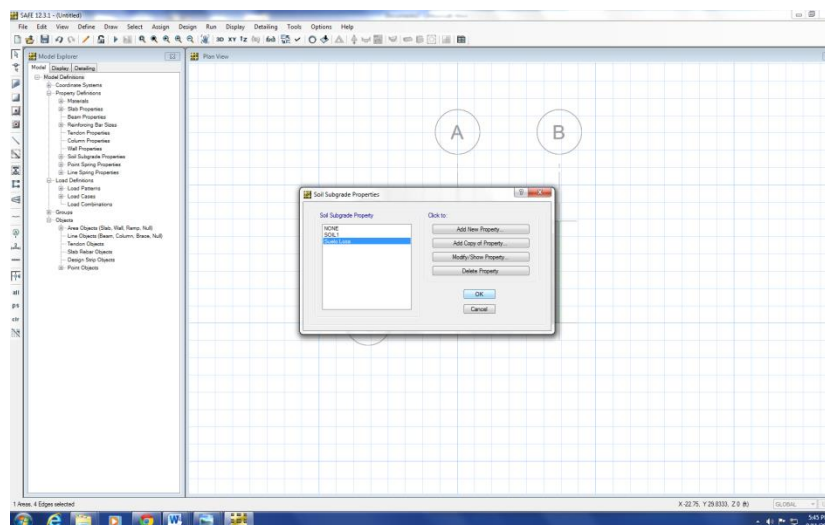
**Figura No. 55** Losa modelada en grilla.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

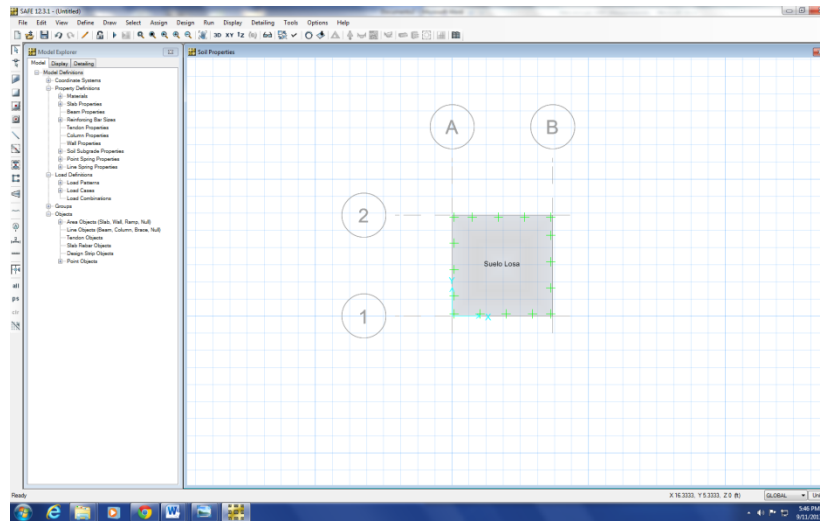
Ya dibujada la losa se procedió a asignar el suelo previamente definido que trabajaría como subrasante para el análisis de esta losa en la pestaña “Assign” y en las sub pestañas “Support Data” y “Soil Properties” respectivamente.

**Figura No. 56** Asignación de propiedades del suelo.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

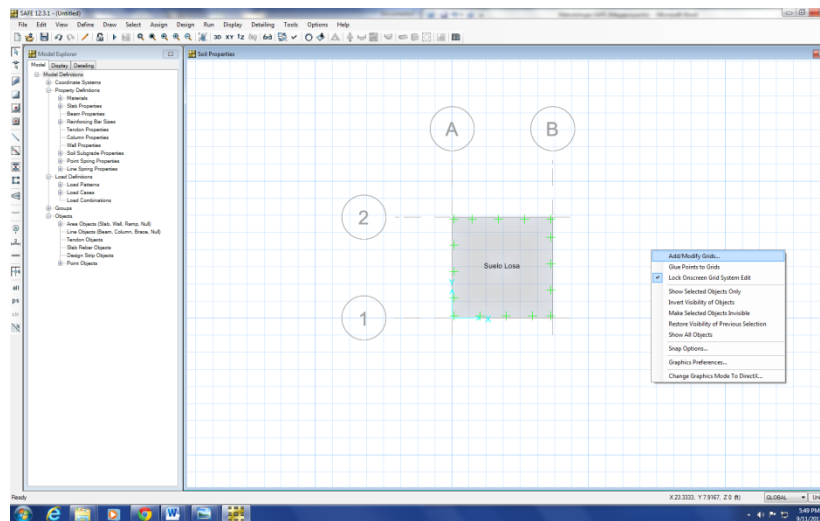
**Figura No. 57**      **Losa y suelo modelados en grilla.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

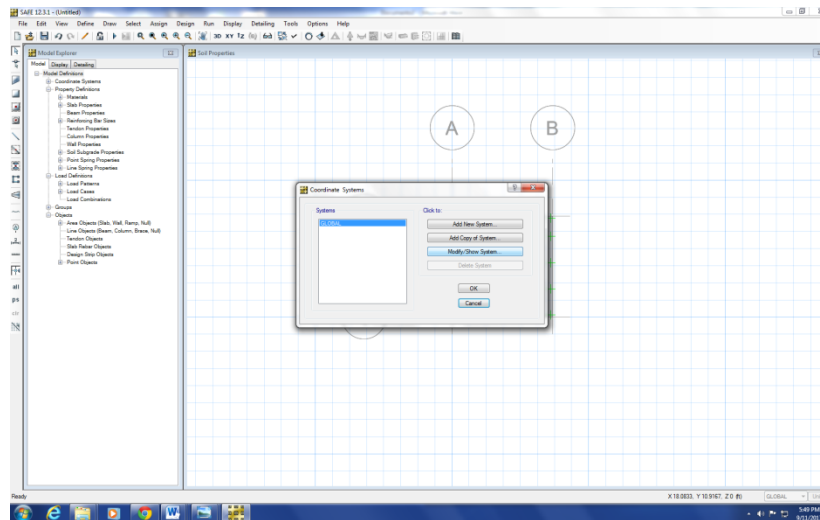
Luego se procedió a modificar la guía de tal manera que las cargas pudiesen estar bien ubicadas y con sus dimensiones exactas, esto dando click derecho al modelo en la pestaña de “Add/Modify Grids”.

**Figura No. 58**      **Edición de grilla.**



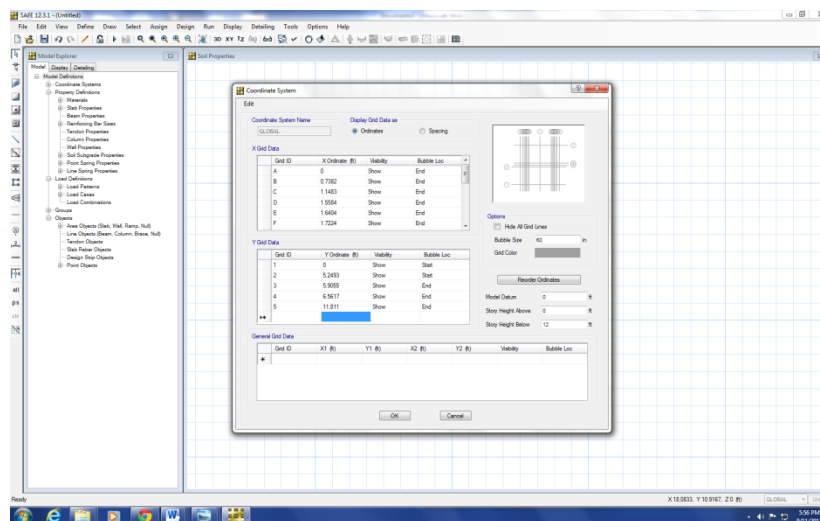
Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

**Figura No. 59 Edición de grilla.**



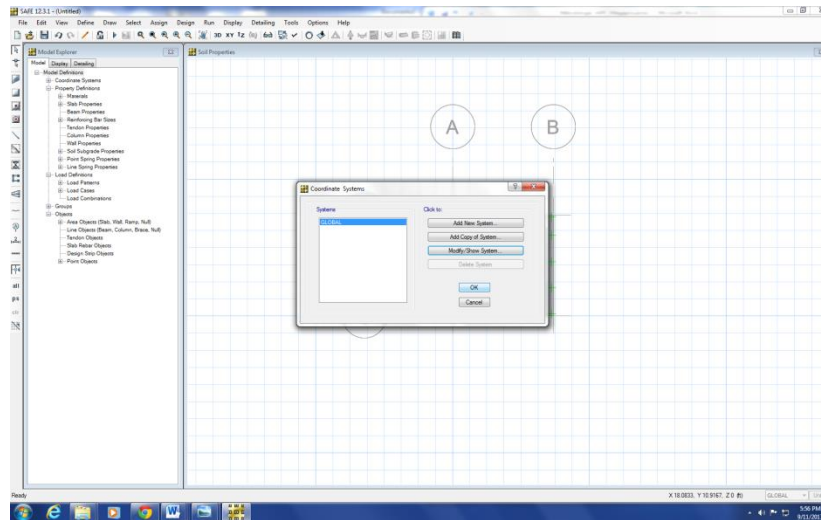
Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

**Figura No. 60 Edición de grilla.**



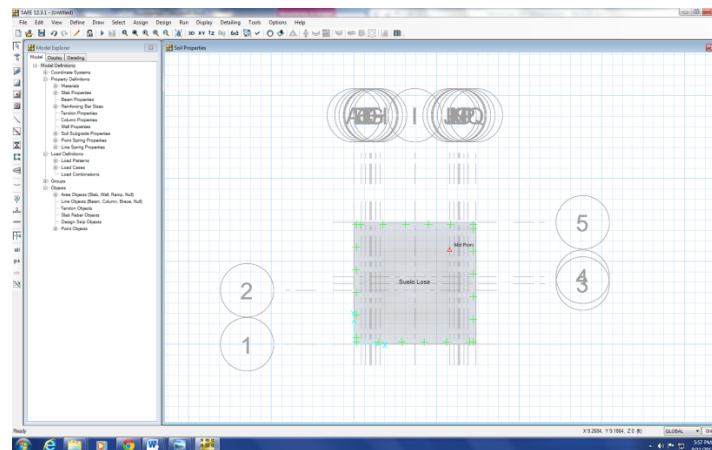
Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

**Figura No. 61 Edición de grilla.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

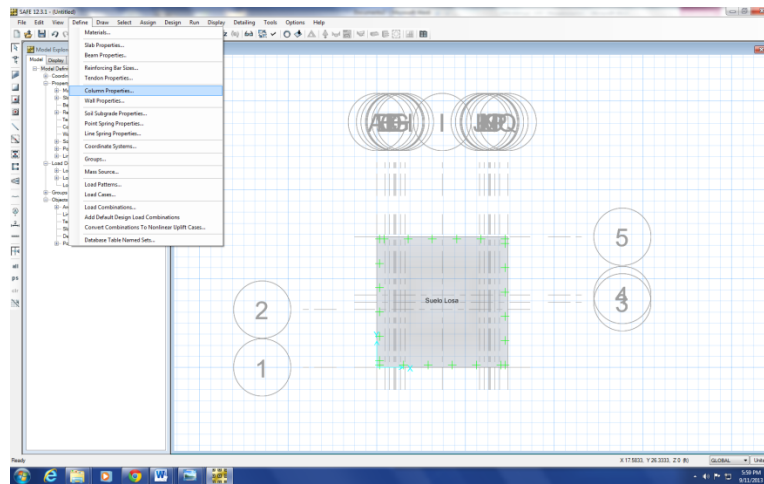
**Figura No. 62 Edición de grilla.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

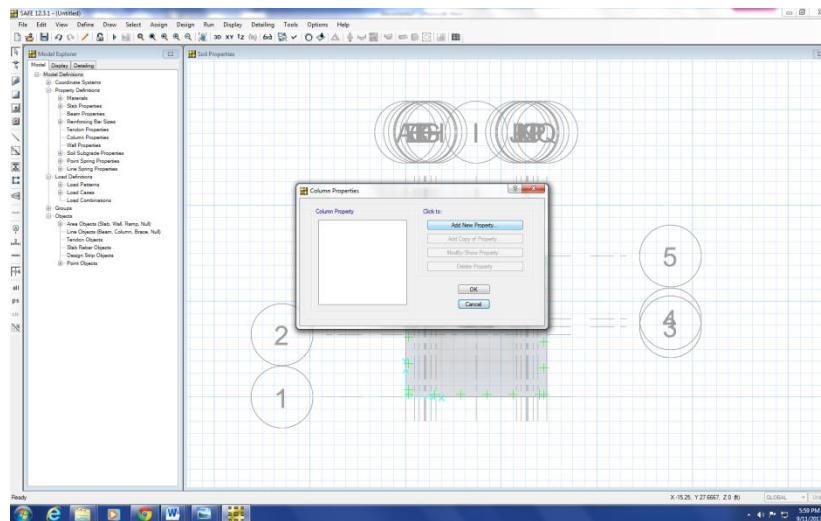
Luego se procedió a modelar las cargas ejercidas por los neumáticos de un camión de eje tipo tándem de 4 neumáticos traseros, los cuales tienen dimensiones de área tributaria de 25 centímetros de ancho por 40 centímetros de largo. Cada par de neumáticos está separado por 2.6m entre centroides y cada llanta está separada 30 centímetros en cada par. Estas se modelaron como si que si fuesen columnas en el modelo con la misma geometría de los neumáticos con una altura significativa de 10mm de altura únicamente para fines de aplicación de cargas. Eso se hizo seleccionando la pestaña “Define” y luego la sub pestaña de “Column Properties”, luego en “Add New Property” se introdujeron todos los datos de los neumáticos.

**Figura No. 63 Definición de propiedades de neumáticos.**



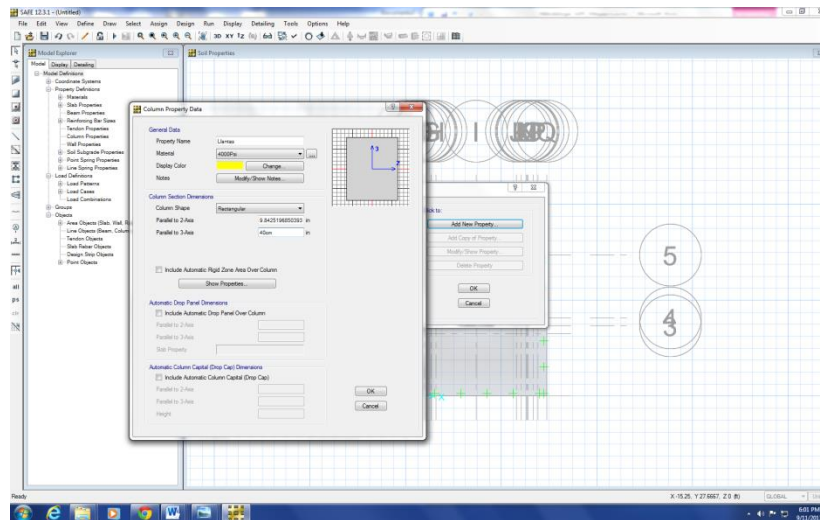
Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

**Figura No. 64 Nueva propiedad de neumáticos.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

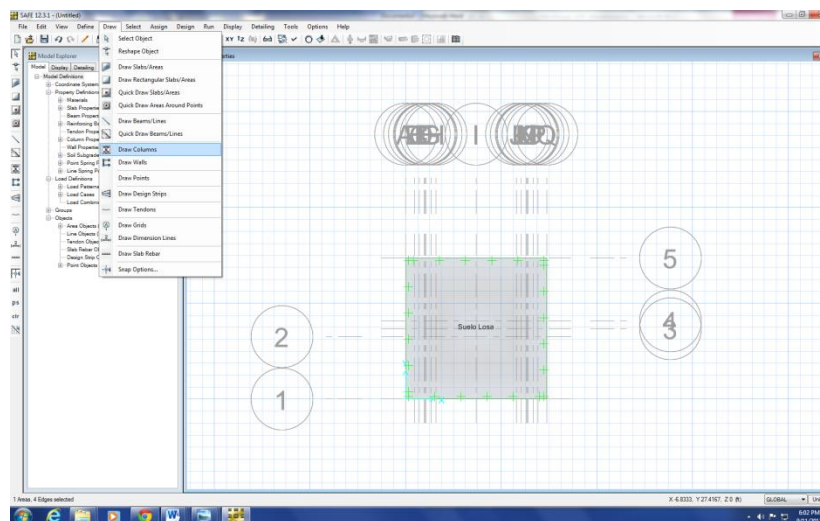
**Figura No. 65 Dimensionamiento de neumáticos.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

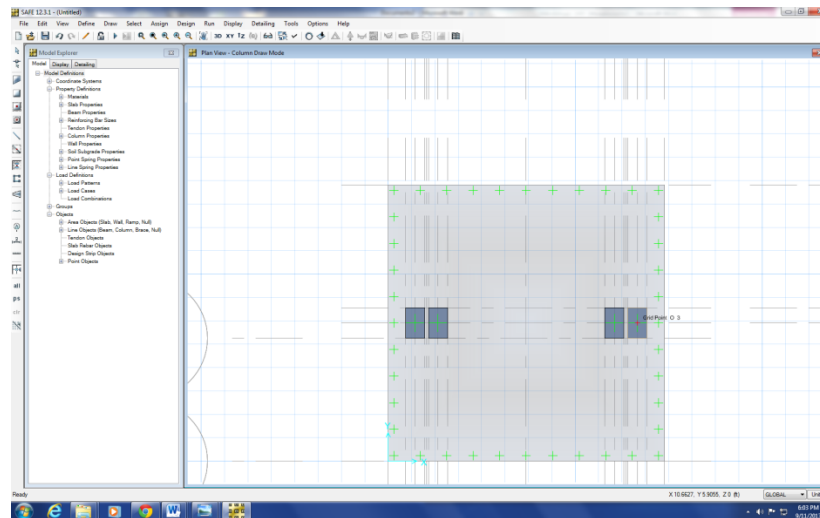
Ya definida la geometría de los neumáticos pero por fines prácticos se modelaron como columnas, se procedió a ubicar las mismas en la grilla. Esto mediante la pestaña “Draw” eligiendo la opción de “Draw Columns”. Estas se ubicaron en cada punto respectivo en la grilla.

**Figura No. 66 Posicionamiento de neumáticos en grilla.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

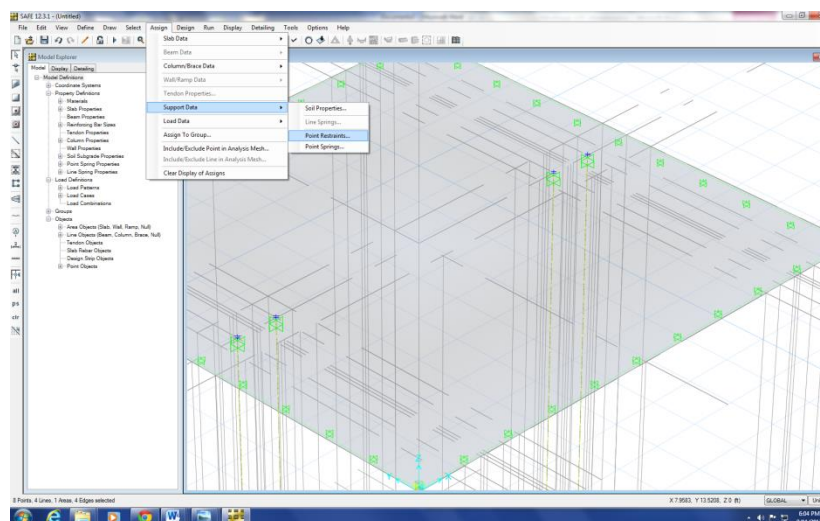
**Figura No. 67** Posicionamiento de neumáticos en grilla.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

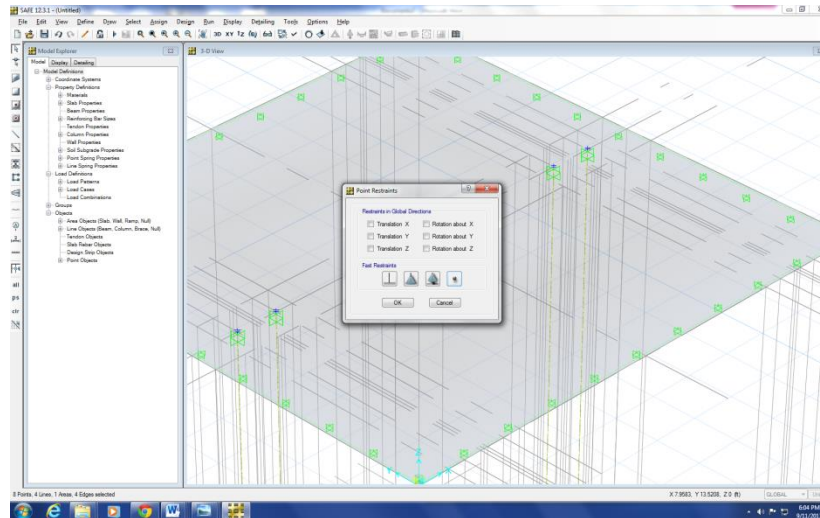
Ya modelados los neumáticos en la grilla, se procedió a asignarle propiedades a las mismos, como estas se modelaron como columnas, en la pestañas “Asign”, “Support Data” y “Point Restraints” se le asignó a cada neumáticos que estos estarían simplemente apoyados.

**Figura No. 68** Asignación de apoyo de neumáticos.



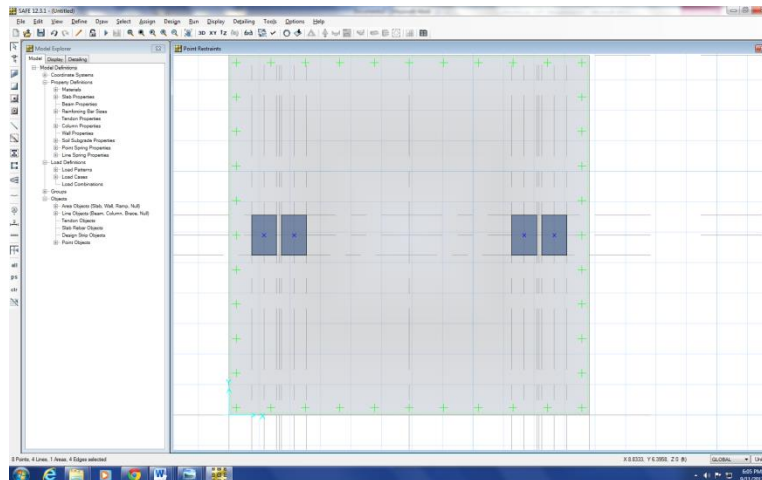
Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

**Figura No. 69** Asignación de apoyo de neumáticos.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

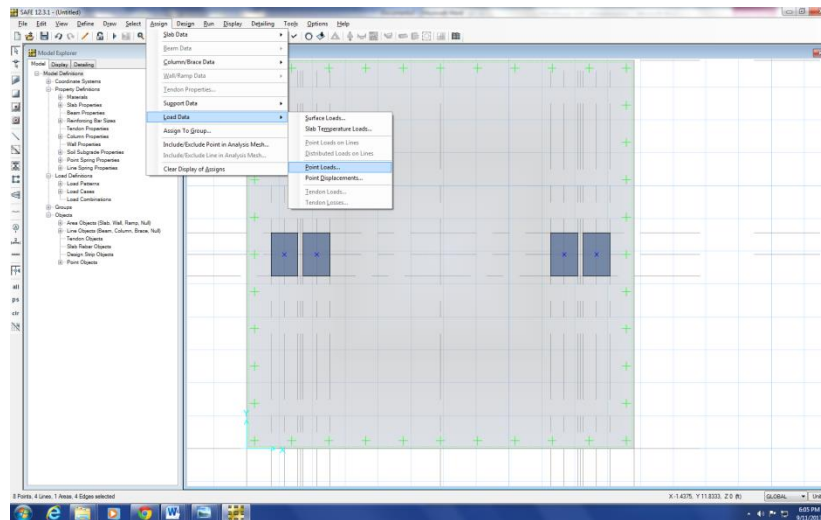
**Figura No. 70** Asignación de apoyo de neumáticos.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

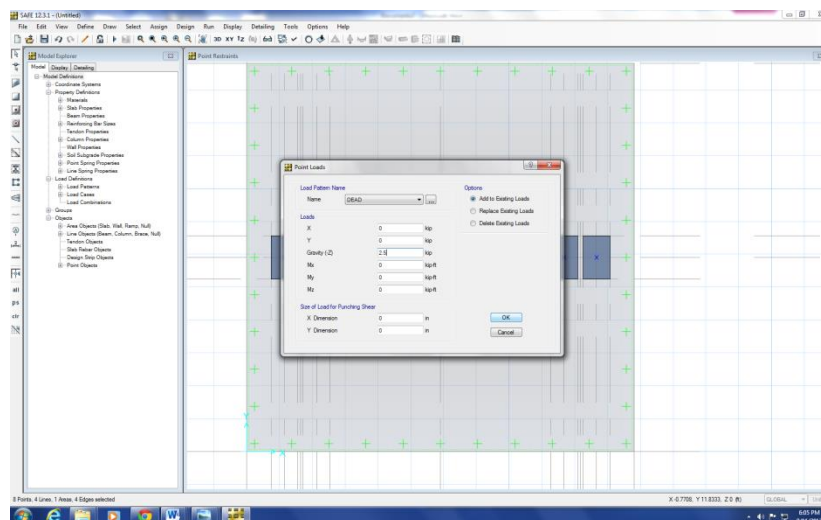
Ya colocadas los neumáticos sobre la grilla se procedió a asignarle las cargas individuales a cada neumático. Se seleccionó la pestaña de “Asign”, luego la sub pestaña “Load Data” y por último la opción de “Point Loads”. En esta opción se introdujeron las cargas en kip en la configuración de cargas muertas, estas cargas fueron de 2.5, 3.75, 5, 6.25, 7.5 y 8 kips respectivamente.

**Figura No. 71** Asignación de cargas individuales de neumáticos.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

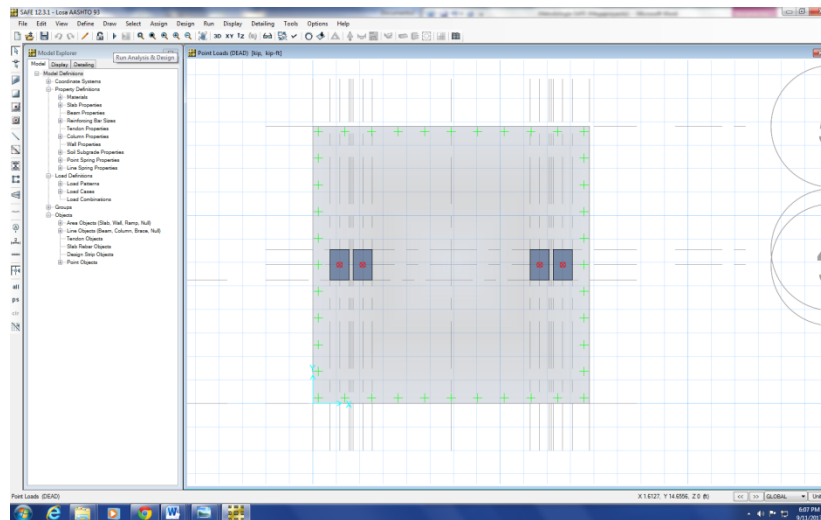
**Figura No. 71** Asignación de cargas individuales de neumáticos.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

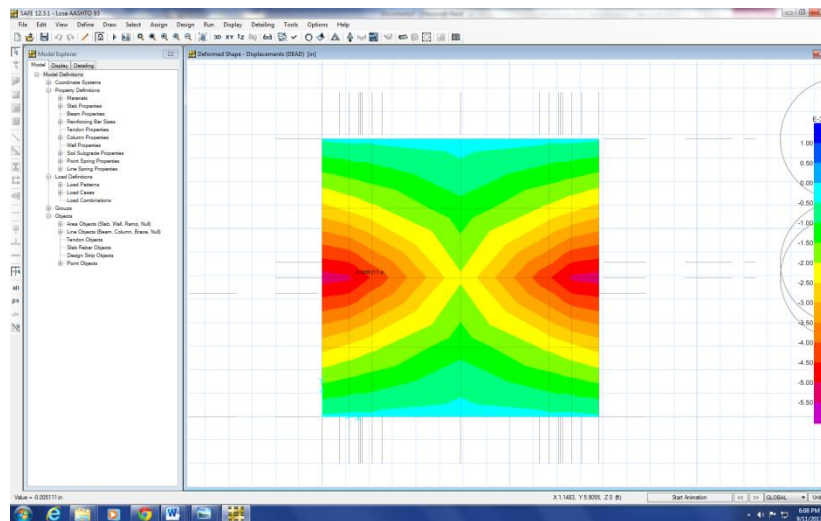
Luego de asignar las cargas a cada neumático, se corre el análisis del software mediante método de elementos finitos, el cual nos indica deflexiones en los puntos críticos donde son aplicadas las cargas.

**Figura No. 73** Correr análisis de esfuerzos y deflexiones.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

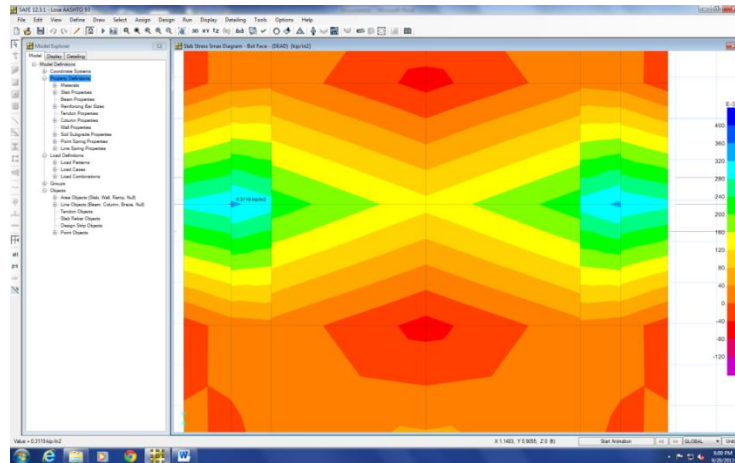
**Figura No. 74** Comportamiento de deflexión máxima.



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

Asimismo este software proporcionó el comportamiento de los esfuerzos en la losa seleccionando la opción de “Show Slab Stresses”. En esta opción se seleccionaba el análisis para el esfuerzo máximo y los esfuerzos en la cara inferior de la losa. Este procedimiento se hizo para cada una de las cargas descritas anteriormente.

**Figura No. 75 Gráfica del comportamiento esfuerzo máximo.**



Fuente: SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 (2013)

Luego de obtener todos los análisis gráficos se realizó una tabla resumen con todos los deflexiones y esfuerzos resultantes del software SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 para cargas de 10,15,20,25,30 y 32 kips

**3.1.15.3.2 Resultados.** El proceso se realizó con una simulación de tándem con cargas de 10 Kips, 15 Kips, 20 Kips, 25 Kips, 30 Kips y 32 Kips, con el objetivo de tener una muestra representativa del comportamiento de la losa de pavimentación ante distintas cargas aplicadas. A continuación se muestran los resultados de deflexión y esfuerzo obtenidos en las simulaciones con el programa de diseño SAFE Post Tensioning Version 12.3.1

**Tabla No.11. Resultados de programa de diseño estructural SAFE Post Tensioning Versión 12.3.1 con metodología AASHTO 1993**

Carga Tandem (lb)	Carga Neumático (lb)	Deflexión (in)	Esfuerzo $\left(\frac{lb}{in^2}\right)$
10,000	2,500	-0.005111	104
15,000	3,750	-0.006188	130
20,000	5,000	-0.007266	156
25,000	6,250	-0.011575	259.9
30,000	7,500	-0.01373	311.9
32,000	8,000	-0.014161	332.8
38,000	9,500	-0.021765	442.7
40,000	10,000	-0.022854	481.7
48,000	12,000	-0.027209	578

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Tabla No.12. Resultados de programa de diseño estructural SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 con metodología AASHTO 2002**

Carga Tandem (lb)	Carga Neumático (lb)	Deflexión (in)	Esfuerzo $\left(\frac{lb}{in^2}\right)$
10,000	2,500	-0.00679	138.3
15,000	3,750	-0.00974	207.4
20,000	5,000	-0.01268	276.5
25,000	6,250	-0.01563	345.6
30,000	7,500	-0.01857	414.7
32,000	8,000	-0.01973	442.4
38,000	9,500	-0.024248	532.2
40,000	10,000	-0.025476	550.7
48,000	12,000	-0.030390	660.8

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**3.1.15.3.3 Discusión.** De acuerdo a los resultados obtenidos mediante el software de diseño SAFE Post Tensioning Version 12.3.1 y de acuerdo con el estudio realizado conjuntamente con Cementos Progreso S.A, siguiendo recomendaciones de la Guía de Diseño AASHTO 93 y AASHTO 2002 para dos losas de pavimento independientes con espesores de 19cm y 16cm respectivamente. Se pudo observar que pese a que la variación en espesores fue mínima (alrededor del 16%), los esfuerzos internos máximos y deflexiones internas máximas las de la losa

de la metodología AASHTO 93 fueron menores, esto ocurre debido a que tiene una mayor proporción del área transversal y su rigidez tiende a ser mayor comparada con la de la metodología empírico-mecanicista.

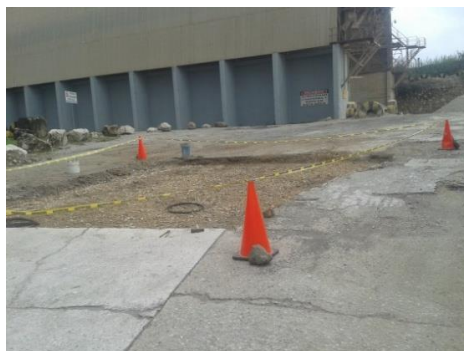
Esto es un resultado razonable y lógico, pues la metodología AASHTO 93 está basada y conformada en factores puramente empíricos de muchos años atrás por lo que el factor de seguridad es mucho mayor en su diseño. Permitiendo tener mayores espesores, pese a que ambas losas se expusieron bajo las mismas condiciones en su diseño computacional en material, condiciones de suelo, cargas aplicadas y geometría superficial.

#### **3.1.15.4. Ejecución en campo de losa experimental.**

**3.1.15.4.1 Metodología:** Para el proceso de construcción de la losa de pavimentación se delimitó el terreno de trabajo, el cual fue una sección proporcionada por la empresa Cementos Progreso dentro de su planta en la zona 6. Este terreno contaba con un área delimitada de 7.20m x 5.00m, el terreno ubicado contaba con el siguiente módulo de sub-rasante

$$k = 606.9 \frac{lb}{in^3}.$$

**Figura No. 76 Fotografía de la topografía del terreno a utilizar para la pavimentación.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Tras conocer el terreno delimitado, el día miércoles 11 de septiembre del año 2013 se procedió a realizar los trabajos de corte del terreno, con el objetivo de seccionar el espesor establecido de la losa de 16cm. Es importante recalcar que el terreno se ubica en una zona con pendiente de 4.5°, y en una zona curva de tránsito vehicular. También se procedió a realizar los trabajos de compactación del terreno, para así darle una mayor cohesión al suelo a utilizar y además realizar la adecuada estabilización del mismo.

**Figura No. 77 Compactación del terreno.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Figura No. 78 Colocación de secciones costaneras para delimitar geometría de losa.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Una vez ya delimitado y estabilizado el terreno, se procedió a colocar secciones de costaneras, en las cuales se seccionaba la geometría de la losa deseada, teniendo además un ancho de 5.00m, para así tener 0.70m de hombros en cada lado, esto debido a la curvatura en la zona mencionada anteriormente; y las secciones de costaneras se introdujeron para definir de mejor manera el terreno y eliminar las imperfecciones geométricas propias del terreno en los bordes. Con la sección geométrica delimitada se procedió a colocar los sensores de deformación en las posiciones indicadas.

**Figura No. 79 Colocación de sensores electrónicos.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Los sensores de deformación se colocaron a una altura de 2.5cm de la base del terreno, debido a que se desea analizar la deformación en el punto crítico de tensión y en el centro debajo de la llanta para así obtener la deflexión en el punto crítico número 3 según Westergaard. Se colocaron sobre una cama de concreto realizada, para así brindarle una altura especificada para el análisis de la práctica y la cama de concreto fue realizada para brindarle puntos de apoyo para así poder hacer propicia la deformación del sensor de manera homogénea con la deformación de la losa.

**Figura No. 80 Fundición de la losa de pavimentación.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Tras colocar los sensores de deformación en los puntos especificados anteriormente, se procedió a realizar el trabajo de fundición, tomando las mayores precauciones posibles por no afectar la posición de los sensores mismos. Después de la colocación del concreto en el espacio determinado, se procedió a realizar los trabajos de vibración, con el objetivo de disminuir la cantidad de vacíos en la mezcla utilizada.

**Figura No. 81 Vibración de concreto.**

Fuente: Elaboración propia. (2013)

Posterior al trabajo de fundición y vibración, se procedió a dispersar los excesos de concreto y nivelar el mismo de acuerdo al espesor esperado de acuerdo al pre-diseño. En los últimos pasos de la metodología constructiva se realizó el trabajo de texturización, con el objetivo de brindarle una mayor adherencia al pavimento con relación a los neumáticos y además permitir el correcto drenaje del agua.

**Figura No. 82 Nivelación de la losa de pavimentación.**

Fuente: Elaboración propia. (2013)

Posteriormente, se procedió a realizar el trabajo de curado en el pavimento éste proceso se realiza con el objetivo de que el concreto conserve la humedad deseada, y además que el mismo alcance las propiedades mecánicas deseadas. Ya por último, se realizó el corte de la losa de pavimentación con la geometría de 3.60m x 3.60m deseada.

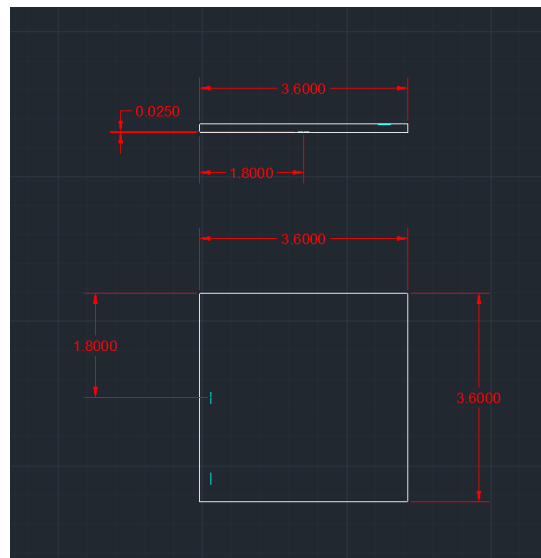
**Figura No. 83 Acabados finales a la losa de concreto.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Luego de concluir la etapa de fundición y fraguado del concreto, se procedió a la parte de obtención de datos mediante el sensor de deformación y el reloj comparador. En el caso del sensor de deformación, se necesitó también la instalación de un *raspberry pi*, una batería y un *modem de internet inalámbrico*; asimismo, en el caso del reloj comparador se procedió a instalar una base que sostuviera el artefacto y también la implementación de un sistema de activación apoyado en una cámara, para obtener los datos de medición de deformación.

**Figura No. 84 Losa de pavimentación y puntos de colocación del sensor de deformación.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

### 3.1.15.5. Cálculos y resultados.

**3.1.15.5.1 Esfuerzos a través de la teoría de resistencia de los materiales:** Con el objetivo de corroborar las metodologías de cálculo abarcadas en la teoría estudiada anteriormente, se procedió a realizar un pequeño cálculo demostrativo basado en el dato más representativo de las mediciones experimentales para la losa de diseño de acuerdo a las recomendaciones de la guía AASHTO 2002.

De acuerdo a lo señalado en la metodología de diseño según la guía de diseño empírico-mecanicista AASHTO 2002 y a la metodología de la etapa constructiva, se determinaron los siguientes resultados para el diseño preliminar de la losa de pavimentación:

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

$$y = 5.5 \text{ cm}$$

$$E = 3604.997 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Para dar seguimiento a los cálculos para la determinación del esfuerzo máximo en la losa de pavimentación de acuerdo a la analogía del sistema como una losa a flexión primero se debe determinar el momento de inercia de la sección a analizar. Para este cálculo se cuenta con la siguiente información:

$$b = 3.6 \text{ m}$$

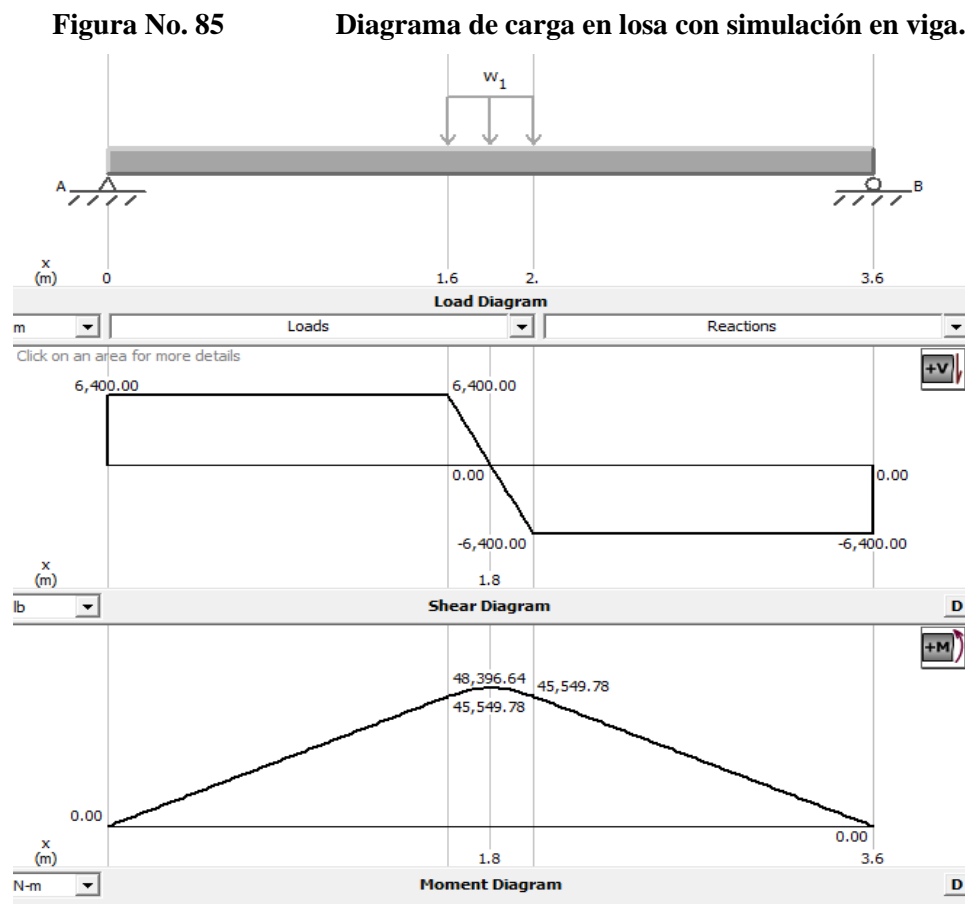
$$h = 0.16 \text{ m}$$

Entonces, a partir de estos se obtiene el momento de inercia para un elemento rectangular de la siguiente manera:

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

$$I = \frac{1}{12}(3.6\text{m})(0.16\text{m})^3 = 1.2288 \times 10^{-3}\text{m}^4$$

Posteriormente se debe analizar el momento flexionante de la sección bajo el siguiente esquema:



Fuente: MDSolids 4.0. (2013)

Una vez obtenido el momento flexionante y el momento de inercia, es posible calcular mediante estos y el módulo de elasticidad  $E$  el radio de curvatura para la sección a analizar. El cálculo para el mismo se desarrolla de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{EI}{M} = 630.93 \text{ m}$$

A partir del radio de curvatura obtenido se puede determinar la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) teórica en base a los conceptos de la resistencia de los materiales, para este caso analizaremos el caso crítico y el caso puntual de la ubicación de nuestro sensor de deformación ( $y = 5.5\text{cm}$ ). Los resultados obtenidos para estos casos son:

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = -\frac{y}{\rho} = -\frac{(-0.08m)}{630.93m} = 0.000126797$$

$$\varepsilon_{y=5.5cm} = -\frac{y}{\rho} = -\frac{(-0.055m)}{630.93m} = 0.0000871727$$

Tras conocer el concepto del radio de curvatura, se procede a analizar el gráfico de relación deformación unitaria-curvatura en base a los siguientes valores, proporcionados estos a partir de la lectura del sensor de deformación ( $\varepsilon$ ), la posición del sensor ( $y$ )

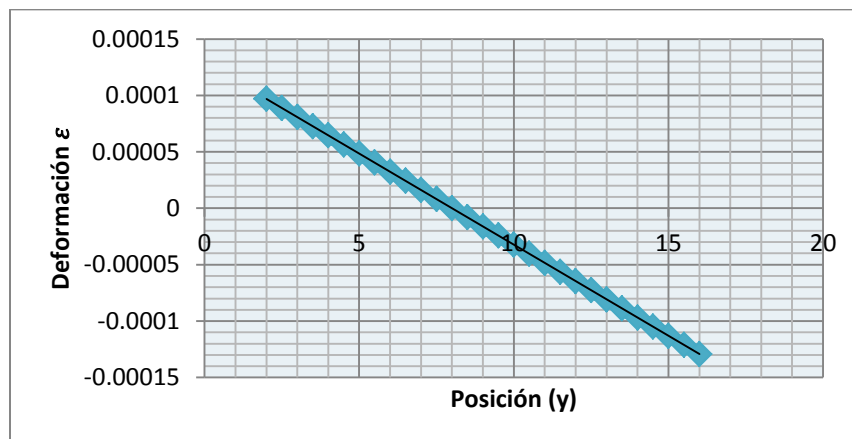
$$\varepsilon = 0.0000888797$$

$$y = 5.5cm$$

Como definimos anteriormente, partimos de la teoría y del conocimiento que la losa de pavimentación es un material prismático, homogéneo e isotrópico, razón por la cual la curvatura ( $\rho$ ) será la misma en toda la sección analizada, razón por la cual es posible extrapolar el resultado dado en el sensor de deformación y obtener el gráfico de relación deformación unitaria-curvatura de la siguiente manera:

$$\varepsilon = -\frac{y}{\rho}$$

**Figura No. 86 Deformación unitaria vs posición del sensor, metodología ME AASHTO 2002**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Una vez analizado el gráfico es posible determinar la deformación unitaria máxima tanto a tensión, como a compresión. Como se conoció en la teoría para el caso de esfuerzo de tensión máximo se encuentra en la fibra inferior del modelo, y es en base a este que se proseguirán los cálculos.

$$\varepsilon_{max} = 0.0001292$$

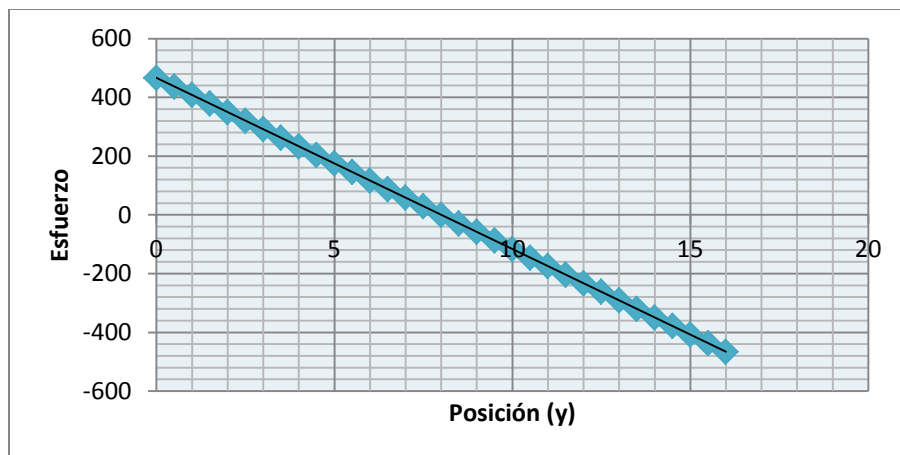
Tras conocer la deformación máxima unitaria del elemento analizado en la fibra inferior, se prosigue a determinar el esfuerzo tanto en el punto de análisis del sensor, como en el punto crítico de deformación máxima unitaria. Para este punto se debe recordar que se asume el material con un comportamiento aun linealmente elástico, lo que nos permite utilizar la ley de Hooke de la siguiente manera:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = E\varepsilon_{m\acute{a}x} = 3,213,312.072 \frac{N}{m^2} = 466.05 \text{ Psi}$$

$$\sigma = E\varepsilon = 2,209,152.0497 \frac{N}{m^2} = 320.41 \text{ Psi}$$

Es importante conocer el gráfico del comportamiento del elemento a lo largo de todas sus fibras, dicho gráfico luce de la siguiente manera:

**Figura No. 87** Gráfico esfuerzo vs posición del sensor, metodología ME AASHTO 2002.



Fuente: Elaboración propia. (2013)

Por último, es posible comparar los cálculos realizados de acuerdo a la teoría de la resistencia de los materiales con los presentados a partir de los datos obtenidos en los sensores de deformación utilizados. El resumen de dicha comparación se encuentra en la siguiente tabla:

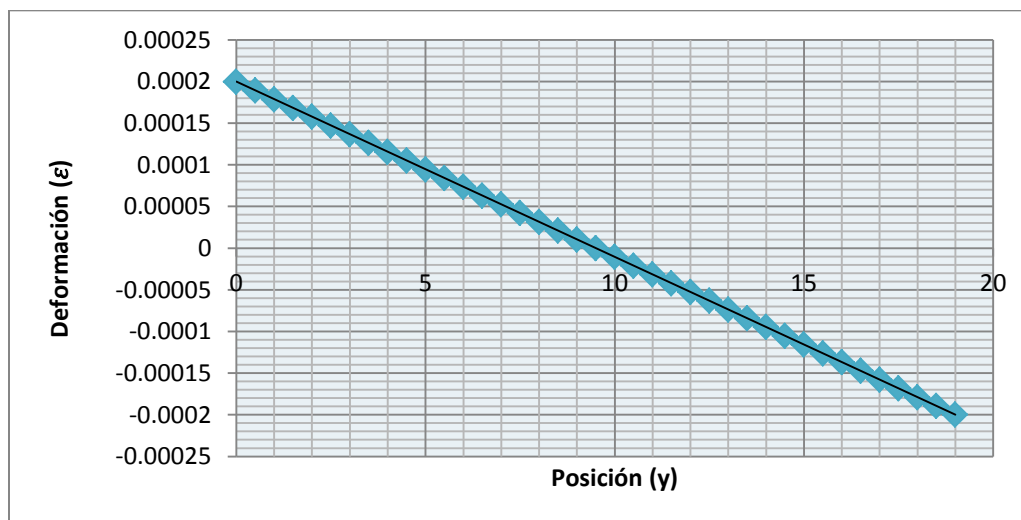
**Tabla No.13. Tabla de resumen de resultados teóricos y experimentales mediante metodología de resistencia de materiales, metodología ME AASHTO 2002.**

	Cálculos teóricos		Cálculos experimentales	
	Deformación Unitaria	Esfuerzos	Deformación Unitaria	Esfuerzos
Posición sensor	0.0000871727	314.26 <i>Psi</i>	0.0000888797	320.41 <i>Psi</i>
Máximas	0.000126797	457.10 <i>Psi</i>	0.0001292	466.05 <i>Psi</i>

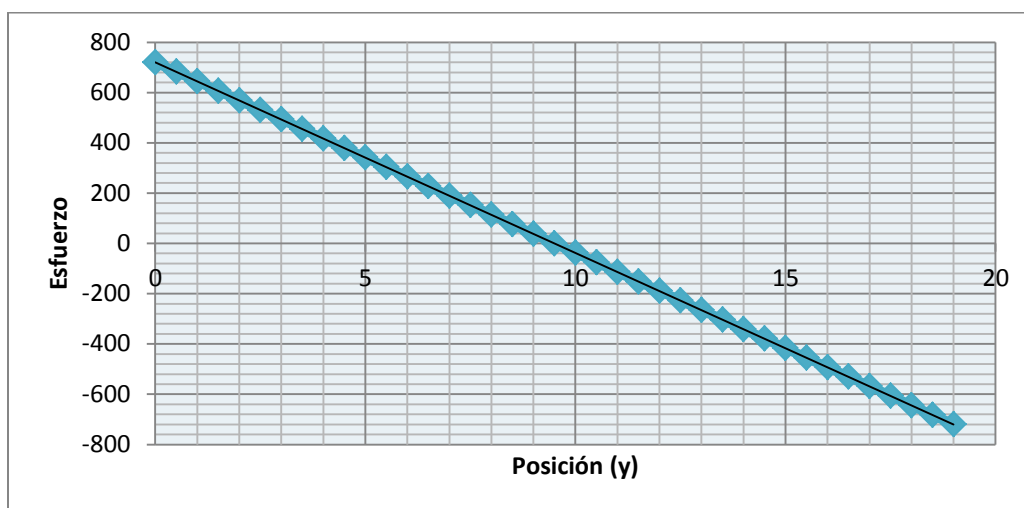
Fuente: Elaboración propia. (2013)

Basándose en la misma metodología de cálculo se despliegan a continuación los resultados obtenidos para el dato más representativo de las mediciones experimentales para la losa de diseño de acuerdo a las recomendaciones de la guía AASHTO 1993.

**Figura No. 88 Deformación unitaria vs posición del sensor, metodología AASHTO 1993.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Figura No. 89 Esfuerzo vs posición del sensor, metodología ME AASHTO 1993.**

Fuente: Elaboración propia. (2013)

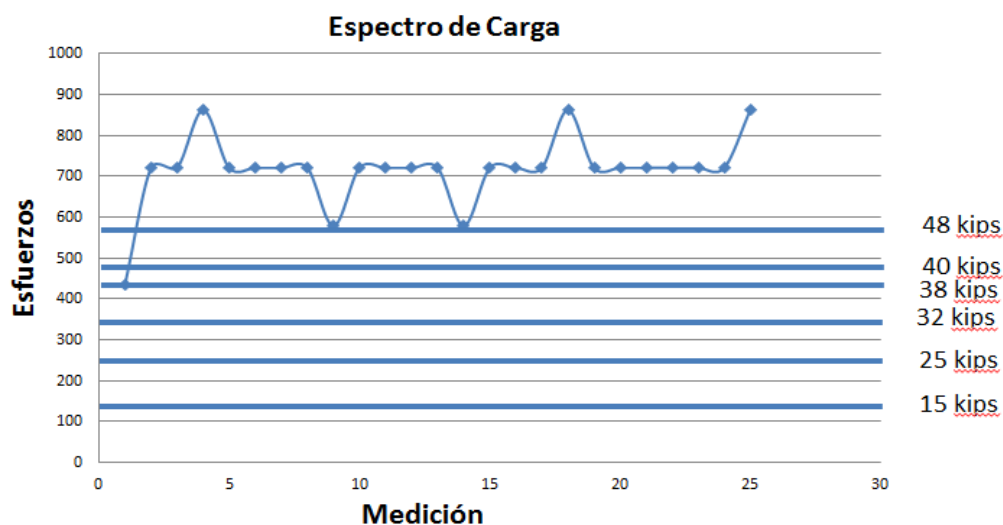
**Tabla No.14. Resumen de resultados teóricos y experimentales mediante metodología de resistencia de materiales, metodología AASHTO 1993.**

	Cálculos teóricos		Cálculos experimentales	
	Deformación Unitaria	Esfuerzos	Deformación Unitaria	Esfuerzos
<b>Posición de sensor</b>	0.00006625445	238.84 <i>psi</i>	0.00014722	530.7268 <i>psi</i>
<b>Valor máximo</b>	0.0000899170	324.15 <i>psi</i>	0.0001998	720.2721 <i>psi</i>

Fuente: Elaboración propia. (2013)

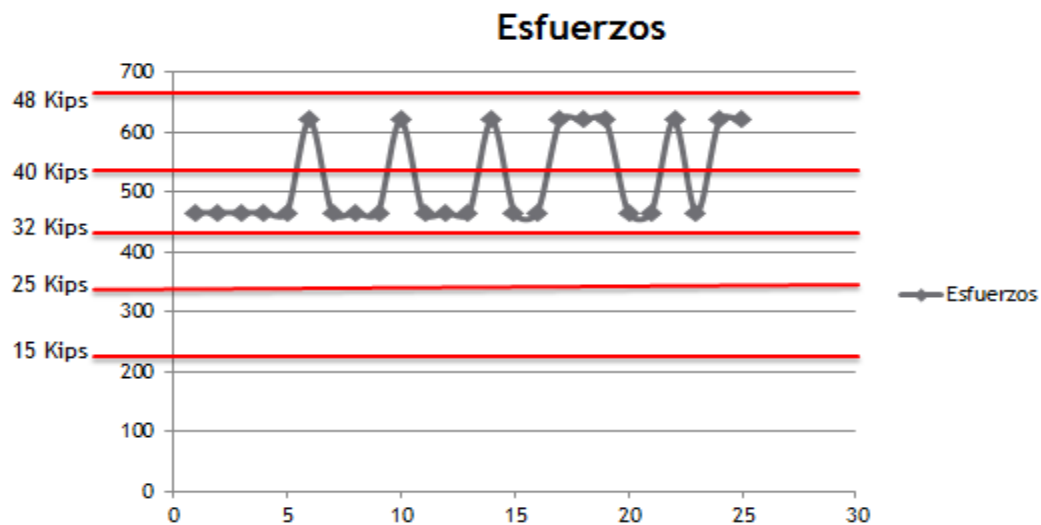
Como último punto en la sección de cálculos se procedió a realizar una envolvente de esfuerzos con todos los datos obtenidos en las pruebas experimentales, y así lograr observar la tendencia de las variaciones en los esfuerzos en las pruebas, así como poder comparar dichos esfuerzos con los esfuerzos obtenidos en el software de diseño *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1*. Dichas envolventes se muestran a continuación:

**Figura No. 90 Envoltentes de esfuerzos por metodología AASHTO 1993.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Figura No. 91 Envoltentes de esfuerzos por metodología ME AASHTO 2002.**



Fuente: Elaboración propia. (2013)

**3.1.15.5.2 Esfuerzos través de la metodología de Westergaard:** Esta sección del trabajo de investigación, representa una parte complementaria del estudio analizando las condiciones obtenidas en el análisis de Westergaard. Para esta sección nos avocamos al caso 3 de sus postulados debido a que la carga, de acuerdo al estudio, está aplicada a una distancia considerable del borde de las losas.

Para esta sección se tomará la carga aplicada como lineal y no distribuida sobre el área de contacto de los neumáticos como P.

- Metodología AASHTO 1993

- $P = 8,000 \text{ lb}$
- $h = 19 \text{ cm} = 7.48 \text{ in}$
- $k = 606.9 \frac{\text{lb}}{\text{in}^3}$
- $a = 13.55 \text{ in}$

$$f_b = 0.572 \frac{P}{h^2} \left[ \log h^3 - 4 \log \left( \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 6.48 \right]$$

$$f_b = 0.572 \frac{8,000[\text{lb}]}{6.299^2[\text{in}^2]} \left[ \log(6.299 [\text{in}])^3 - 4 \log \left( \sqrt{1.6(7[\text{in}])^2 + (6.299[\text{in}])^2} - 0.675(6.299[\text{lb}]) \right) - \log \left( 606.9 \frac{\text{lb}}{\text{in}^3} \right) + 6.48 \right]$$

$$f_b = 260.16 \text{ psi}$$

De acuerdo a una modificación realizada por la ACPA, se introduce un factor de corrección de 1.26 al esfuerzo máximo presente en el caso 3. Lo cual nos entrega el siguiente valor:

$$f_b = 260.16 \text{ psi} * 1.26 = 327.81 \text{ psi}$$

- Metodología ME AASHTO 2002

- $P = 8,000 \text{ lb}$
- $h = 16 \text{ cm} = 6.299 \text{ in}$
- $k = 606.9 \frac{\text{lb}}{\text{in}^3}$
- $a = 13.55 \text{ in}$

$$f_b = 0.572 \frac{P}{h^2} \left[ \log h^3 - 4 \log \left( \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \right) - \log k + 6.48 \right]$$

$$f_b = 0.572 \frac{8,000[\text{lb}]}{6.299^2[\text{in}^2]} \left[ \log(6.299 [\text{in}])^3 - 4 \log \left( \sqrt{1.6(7[\text{in}])^2 + (6.299[\text{in}])^2} - 0.675(6.299[\text{lb}]) \right) - \log \left( 606.9 \frac{\text{lb}}{\text{in}^3} \right) + 6.48 \right]$$

$$f_b = 305.36 \text{ psi}$$

De acuerdo a una modificación realizada por la ACPA, se introduce un factor de corrección de 1.26 al esfuerzo máximo presente en el caso 3. Lo cual nos entrega el siguiente valor:

$$f_b = 305.36 \text{ psi} * 1.26 = 384.76 \text{ psi}$$

**3.1.15.5.3 Discusión:** Al comparar los resultados obtenidos con el uso del programa de elementos finitos SAFE Post Tensioning Version 12.3.1, los resultados obtenidos mediante la metodología de Westergaard, los obtenidos con teoría de la resistencia de los materiales y los resultados mediante el uso del sensor de deformación serie 'PM' tipo PML-60-2LT en cada una de las losas, se logró observar discrepancias significativas en la última respecto a los tres procesos anteriores en términos del esfuerzo, dichos resultados se presentan a continuación:

**Tabla No.15. Tabla de resumen de resultados de esfuerzo de acuerdo a metodología de cálculo utilizada con recomendaciones AASHTO 1993.**

<i>Metodología</i>	Esfuerzos obtenidos (Caso 32 Kips)
<i>SAFE Post Tensioning Version 12.3.1</i>	332.8 Psi
<b>Metodología de Westergaard</b>	327.81 Psi
<b>Teoría de Resistencia de Materiales</b>	324.15 Psi

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Tabla No.16. Tabla de resumen de resultados de esfuerzo de acuerdo a metodología de cálculo utilizada con recomendaciones AASHTO 2002.**

<i>Metodología</i>	Esfuerzos obtenidos (Caso 32 Kips)
<i>SAFE Post Tensioning Version 12.3.1</i>	442.4 Psi
<b>Metodología de Westergaard</b>	384.76 Psi
<b>Teoría de Resistencia de Materiales</b>	457.10 Psi

Fuente: Elaboración propia. (2013)

**Tabla No.17. Tabla comparativa de resumen de resultados AASHTO 1993 y AASHTO 2002.**

	AASHTO 1993			AASHTO 2002		
	Deformación	Deflexión	Esfuerzo	Deformación	Deflexión	Esfuerzo
Modelo SAFE	-	0.014161 in	332.8 $\frac{lb}{in^2}$	-	0.01973 in	442.4 $\frac{lb}{in^2}$
Metodología Westergaard	-	-	327.81 $\frac{lb}{in^2}$	-	-	384.76 $\frac{lb}{in^2}$
Metodología R. Materiales	0.0000662544	-	324.15 $\frac{lb}{in^2}$	0.0001268	-	457.10 $\frac{lb}{in^2}$
Resultados sensores	0.0001998	0.001 in	720.27 $\frac{lb}{in^2}$	0.000129	0.001 in	466.05 $\frac{lb}{in^2}$

Fuente: Elaboración propia. (2013)

De acuerdo a la anterior tabla se pudo observar que las metodologías de cálculo teórico adoptadas para este trabajo de investigación presentan una tendencia de comportamiento similar, lo cual nos hace ver que ambas metodologías son aplicables y pueden ser utilizadas para conocer el comportamiento en términos de esfuerzo de una losa de pavimento rígido. Asimismo, se puede determinar hasta cierto punto que la prueba de pre-factibilidad realizadas mediante el uso del sensor de deformación se mantiene en un rango aceptable haciéndonos creer que este tipo de estudios podrían brindarnos gran ayuda para conocer el comportamiento de las losas rígidas.

Dentro de la prueba de campo o etapa constructiva se delimitaron una cierta cantidad de factores que pudieron incurrir en dichos resultados esperados en los pavimentos estructurales, siendo estos los principales causantes de la diferencia obtenida en los resultados teóricos respecto de los prácticos y se consideran tener en cuenta para futuros estudios similares del tema, dichos factores mencionados se comentan a continuación:

- A diferencia del estudio realizado en el programa de diseño *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1*, el trazo de la sub-rasante no se encontró totalmente nivelado y compactado, razón por la cual la losa de pavimentación ya fundida presenta anomalías en su superficie inferior, teniendo variaciones de espesores a lo largo de toda la carpeta de concreto. Este fenómeno repercute en la presión que ejerce el suelo sobre la losa, y en que la misma no se comporta como un elemento prismático y simétrico como se había idealizado.
- El terreno sobre el cual se realizó la fundición de la losa de pavimentación presentó una

pendiente de aproximadamente 4.5 grados, este fenómeno ocasiona que la carga aplicada del tránsito vehicular no esté en su totalidad dirigida hacia la losa de pavimentación, lo cual repercute de manera directa en el esfuerzo producido por las cargas mismas sobre la carpeta de concreto.

- La zona de estudio para la realización del pavimento rígido se ubicó en una zona con curvatura significativa para el paso del tránsito vehicular a estudiar, esta curvatura ocasiona que las cargas vehiculares no transiten específicamente en la ruta idealizada para el estudio, no apoyando los neumáticos exactamente por encima de los sensores de deformación colocados, provocando variaciones en las lecturas con respecto a la lectura idealizada bajo condiciones de campo totalmente controladas.
- Durante el proceso de fundición, vibrado y nivelación, se contó con la asistencia de una cantidad significativa personas de la empresa Cementos Progreso asistiendo y supervisando el proceso mismo. Sin embargo, durante uno de los tres pasos específicos mencionados se dio la posibilidad de que una o varias personas movieran de manera accidental los sensores de deformación de su posición original, causando de esta manera que los mismos no capten la lectura de la manera deseada repercutiendo en los resultados.
- Se cometieron errores al realizar los cortes en la geometría en las losas de pavimentación, debido a que los mismos no se realizaron de acuerdo al plano planteado inicialmente de 3.60 x 3.60m. Esto afecta el desempeño de la losa, ya que al tener diferentes dimensiones a las planteadas su rigidez varía afectando la flexión y los esfuerzos presentes.

Por último se puede observar la diferencia presente entre el resultado obtenido mediante el software de elementos finitos *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1* y las pruebas realizadas en campo respecto a la deflexiones de cada una de las losas, en este punto se puede observar una diferencia notablemente significativa en los resultados obtenidos por ambas metodologías. Dentro de los principales puntos de discusión respecto a las metodologías de medición en campo se resaltan los siguientes:

- Al ser un artefacto análogo, resulta muy impreciso y complejo realizar mediciones exactas y precisas; debido a que los resultados observados por el usuario son muy susceptibles a errores provocados por el ser humano.

- En términos constructivos, el reloj comparador está apoyado en una base soportada a nivel del hombro de la losa de pavimentación. Al estar la fundición compuesta por la losa de pavimentación y el hombro, y al existir un amarre de agregados entre las mismas, estos no actúan de manera totalmente independiente. Razón por la cual es posible que estos elementos se comporten de manera homogénea y no se deflecten independientemente como sería el caso ideal para la medición de la deflexión del elemento medido.

### 3.1.16. Conclusiones

- Se generó un primer acercamiento a la normativa empírico-mecanicista de pavimentos AASHTO, en el cual se logró conocer los beneficios que tiene esta en términos de parámetros de diseño y evaluación. En el diseño preliminar se obtuvo una disminución del 16% del peralte respecto al diseño preliminar de la guía empírica.
- Con base en las recomendaciones tanto de la guía de diseño “AASHTO Guide for Design of Pavement Structures” como de la guía de diseño “AASHTO Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Structures” se diseñó y construyó respectivamente una losa de pavimento experimental con dimensiones de 3.60m x 3.60m con concreto 4,000 psi y peralte de 19 cm, y una losa de pavimento experimental con dimensiones de 3.60m x 3.60m con concreto 4,000 psi y peralte de 16cm.
- Se realizó una simulación de las losas de pavimento, utilizando el programa de diseño estructural mediante la metodología por elementos finitos *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1*, diseños basados en las recomendaciones de las guías de diseño AASHTO 1993 y AASHTO 2002.
- Se evaluó el desempeño de las losas de pavimentos de acuerdo a parámetros de deformación unitaria, desplazamiento y esfuerzos mediante la implementación de sensores electrónicos y analógicos.
- Con los resultados obtenidos en las pruebas de campo y el cálculo del tiempo de respuesta de cada sensor, se puede comprobar que el sistema actúa en tiempo real ya que el intervalo de tiempo entre el envío y la recepción de la información es relativamente corto respecto al

tiempo en el que se toman las mediciones de carga de vehículos.

- Al utilizar el correo electrónico como medio de transmisión de la información, y al ser éste únicamente dependiente del servidor sobre el cual está trabajando, se puede concluir que éste trabaja de la manera esperada.
- Se realizó la comparación de resultados del comportamiento de las losas de pavimentos realizadas para metodologías AASHTO 93 y AASHTO 2002, tanto mediante el software de diseño *SAFE Post Tensioning Version 12.3.1*, como por el análisis de los sensores de deformación.
- Este proyecto logro sentar las bases para que en una fase posterior se instalen sensores con comunicación remota en un tramo carretero con la carga de tráfico correspondiente para medir la deformación y los esfuerzos bajo condiciones reales.

### **3.1.17. Recomendaciones**

- De acuerdo a los fenómenos observados en el estudio de pre-factibilidad realizado y con el objetivo de controlar de mejor manera las condiciones de campo. Se considera recomendable para un futuro estudio tener un mayor control en el momento de la colocación de los sensores electrónicos, así como al momento de realizar la fundición, vibración y nivelación de la losa de concreto.
- Con el objetivo de continuar con la futura implementación de la metodología empírica-mecanicista en sustitución de la metodología empírica, mediante las normativas AASHTO en Guatemala, se recomienda realizar un estudio más profundo y analítico de la guía, así como conocer de manera más detallada las nuevas especificaciones de la metodología y los beneficios que su aplicación tendrían.
- Con el objetivo de conocer los beneficios económicos que la implementación de la metodología empírica-mecanicista traerían en comparación con la metodología empírica, se recomienda realizar un estudio y análisis de pre-factibilidad de costos.

- Con el objetivo de tener un mayor control respecto a las variables estudiadas de campo, y que estas guarden una mayor correlación con los datos ingresados en el análisis del programa SAFE se debe buscar que el área de estudio tenga una pendiente mínima, la subrasante este nivelada y compactada de manera óptima.
- Con el objetivo de tener un panorama más completo del análisis realizado se recomienda brindarle un espacio más exhaustivo de documentación e investigación a los sistemas de procesamientos del análisis mediante a metodología por elementos finitos, así como a los parámetros que estudia para determinar el comportamiento de los elementos.
- Con el objetivo de promover el uso de la tecnología en el ámbito de la Ingeniería Civil, se recomienda seguir con la investigación de sensores electrónicos y artefactos analógicos para mejorar la precisión de los resultados obtenidos en este tipo de estudios y promover así el estudio del comportamiento del concreto y otros fenómenos relacionados con el área.
- Se recomienda que para la construcción de un pavimento estructural, exista una supervisión estricta durante todo su proceso de diseño y construcción, ya que es importante que su dimensionamiento, geometría y sobre todo la conformación del suelo tengan medidas y características para la obtención de resultados certeros en su estudio.
- Por la gran ayuda que brinda un software que utiliza la teoría de elementos finitos para calcular esfuerzos y deflexiones máximas en un pavimento, se recomienda utilizar otro software con el cual se puedan comparar resultados. Asimismo, se recomienda un estudio más profundo sobre la teoría de Los Elementos Finitos para entender de mejor manera la funcionalidad de la misma.
- Se recomienda la utilización de equipo electrónico para medir las deflexiones máximas de los pavimentos para un estudio con resultados más certeros.
- Previo al proceso constructivo, se recomienda al diseñador seleccionar cuidadosamente la zona de estudio. Tratando así, de evitar zonas con una inclinación y curvatura muy pronunciadas que puedan afectar los resultados esperados para condiciones ideales dadas en el inicio del estudio.

- Se recomienda aplicar el estudio realizado en el tramo experimental a un tramo carretero de alto tránsito en Guatemala para corroborar la viabilidad de los resultados obtenidos en dicho estudio.
- Para estudios posteriores, se recomienda implementar el estudio realizado en este trabajo de investigación adaptado a pavimentos flexibles para poder tener un análisis comparativo entre pavimentos flexibles rígidos.

### 3.2. Sensores de temperatura.

Las obras de infraestructura realizadas en nuestro país por lo general se llevan a cabo utilizando concreto. El concreto como material de construcción presenta muchas ventajas, tanto estructurales como funcionales. Sin embargo, es muy importante tomar en cuenta el control de calidad para garantizar la seguridad y servicio que deben prestar las estructuras.

La metodología comúnmente utilizada en la industria de la construcción para monitorear la resistencia del concreto es el ensayo de cilindros curados en sitio. En los últimos años, un número creciente de ingenieros y profesionales en el ámbito de la construcción han cuestionado una gran cantidad de factores que pueden afectar los resultados de este procedimiento. La velocidad de carga, calibración de la compresora, elaboración estándar de cilindros, tipo de falla y cambios de temperatura, son algunas de las variables que generalmente no se toman en cuenta. Sin embargo, el principal cuestionamiento ha sido la representatividad de los resultados de los cilindros respecto a las condiciones en que se desarrolla la resistencia en los elementos estructurales que se están evaluando.

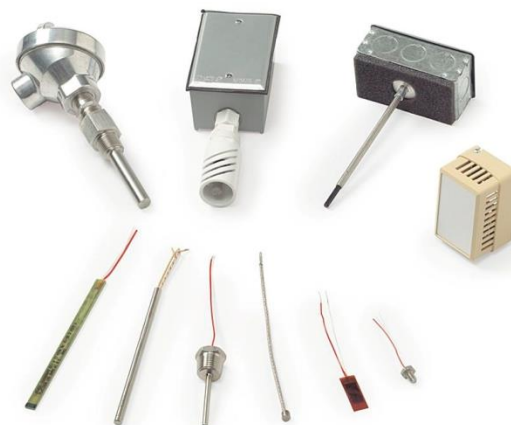
El valor de la resistencia a compresión es una propiedad mecánica del concreto que no depende exclusivamente del diseño de mezcla y elaboración del concreto. Existen factores ambientales que inciden en el desarrollo de la resistencia y pueden alterar significativamente el valor final de la misma. La relación entre la edad y la temperatura del concreto durante el proceso de endurecimiento del mismo, ha sido un tema de gran interés para científicos de muchas regiones del mundo desde la década de los setenta. Los investigadores daneses Freisleben y Hansen, el italiano Carino, el norteamericano Lew y el chino GuoCheng Ju, entre otros, han logrado demostrar que es posible establecer una relación entre el historial térmico del concreto con el valor de su resistencia con alto grado de confiabilidad. Esta relación se realiza a partir de cálculos relacionados con la Madurez del Concreto.

La madurez es el parámetro del grado y velocidad de hidratación del cemento, dependiente del perfil térmico y la edad del concreto. La estimación de la resistencia a través del método de la madurez presenta un mejoramiento de productividad en sistemas modernos de construcción. También propone una programación segura (al conocer el desarrollo actual de la resistencia del concreto) de operaciones críticas como desencofrado, apuntalamiento, tensionar elementos de pre esforzado, entre otras.

Este trabajo pretende establecer la relación de madurez con resistencia del concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada y el concreto convencional. Además de implementar el método de madurez como prueba no destructiva del concreto, se utiliza el método de ensayo de cilindros curados en sitio como punto de comparación para validar su exactitud y precisión.

### 3.2.1. Sensores de temperatura.

**Figura No. 92 Sensores de temperatura.**



Fuente: Direct Industry.

Los sensores de temperatura son dispositivos capaces de transformar los cambios de temperatura en cambio eléctricos, los cuales pueden ser procesados por un equipo eléctrico o electrónico. Los sensores de temperatura suelen estar cubiertos por una capa o vaina regularmente de un material que transmita rápidamente la temperatura.

#### 3.2.1.1. RTD (*Resistance Temperature Detector*).

**Figura No. 93 RTD (Resistance Temperature Detector).**



Fuente: Direct Industry.

El RTD (Resistance Temperature Detector) es un tipo de sensor de temperatura bastante común en la industria, que basa su funcionamiento en la variación de su resistencia eléctrica debido a la variación de la temperatura. Los RTD de platino son los más comunes por su linealidad, rapidez y amplio margen de temperatura, también existen de cobre, níquel y molibdeno.

### 3.2.1.2. Termocuplas.

**Figura No. 94**      **Termocuplas.**

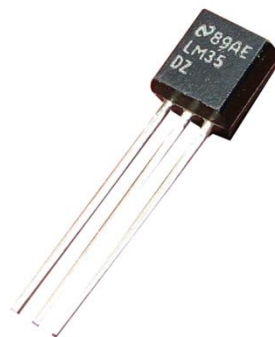


Fuente: Mecalux Argentina, S.A.

Las termocuplas constan de dos metales y basa su funcionamiento en el efecto termoeléctrico, ya que son capaces de convertir el calor en electricidad directamente, o generan frío cuando se les aplica una corriente eléctrica. Son bastante económicos, pero no tienen muy buena precisión.

### 3.2.1.3. Sensor de temperatura LM35.

**Figura No. 95**      **Sensor de temperatura LM35.**

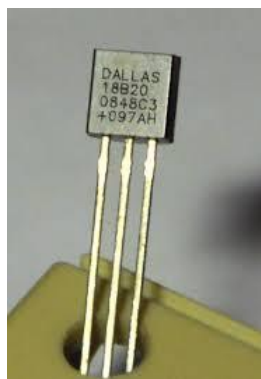


Fuente: Blog Microcontroller-kits.

El LM35 es un sensor analógico de temperatura con una precisión de 1°C, teniendo linealidad en su salida, un grado centígrado equivale a 10mV. No requiere de calibración externa, únicamente trabaja en grados centígrados y su salida es de baja impedancia.

#### 3.2.1.4. Sensor de temperatura DS18B20

**Figura No. 96**                      **Sensor de temperatura DS18B20.**



Fuente: Mikko o Rantanen.

El sensor DS18B20 es un sensor digital de temperatura basado en la tecnología one-wire para su comunicación. Se puede utilizar para medir temperaturas que van desde -55 hasta 125°C con una exactitud de +/- 0.5°C. Entrega una palabra digital con la información de la temperatura, tiene una resolución programable de 9 a 12 bits. Se tarda 750ms como máximo.

Cada dispositivo tiene un número de serie único de 64 bits grabado en una memoria ROM interna, lo cual nos permite conectar varios sensores en paralelo y comunicarlos todos por la misma línea de datos. Este dispositivo es ideal para aplicaciones de control térmico, producciones industriales, y otros sistemas térmicamente sensibles.

**3.2.2. Protocolo de comunicaciones:** Un protocolo de comunicaciones se refiere al conjunto de reglas que deben de cumplirse al comunicar dos o más entidades entre sí. Los protocolos pueden ser implementados por software, en hardware o por ambos. Dos dispositivos que se comuniquen con protocolos diferentes jamás logran comunicarse entre sí, es necesario que los dispositivos que deseen comunicarse entre sí utilicen el mismo protocolo de comunicación.

### 3.2.2.1. *Protocolo One-wire.*

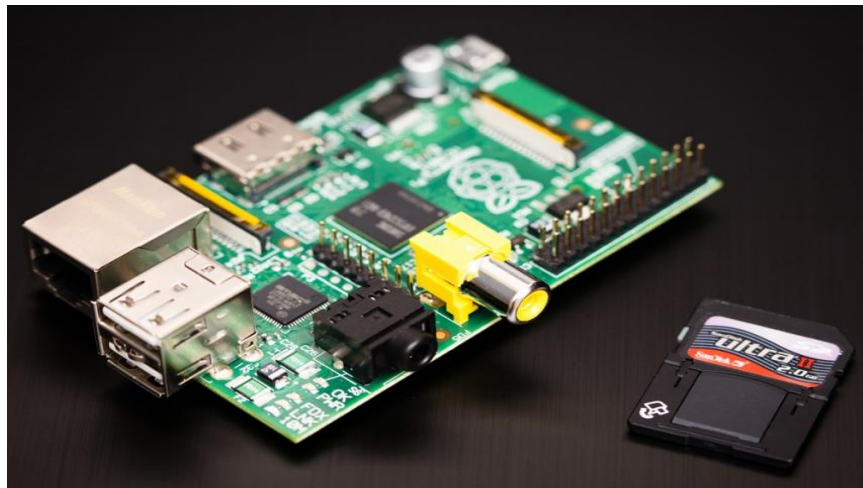
El protocolo one-wire es un protocolo de comunicaciones diseñado por Dallas Semiconductor. Basa su funcionamiento en un bus en donde se tiene un maestro y varios esclavos en la misma línea que los alimenta, únicamente teniendo una referencia a tierra común entre todos los dispositivos.

Debido a que pueden existir varios dispositivos conectados en el mismo bus, el protocolo utiliza un código de 64 bits para el direccionamiento de los dispositivos. Los datos se reciben o envían en grupos de 8 bits.

### 3.2.3. **Raspberry Pi.**

**Figura No. 97**

**Raspberry Pi modelo B.**



Fuente: Switched On Tech Design.

La Raspberry Pi es un ordenador de placa reducida y de bajo costo, desarrollado en el Reino Unido por la Fundación Raspberry Pi, con el objetivo de estimular el estudio de las ciencias de la computación en todas las escuelas. Este ordenador contiene un procesador central ARM1176JZF-S que trabaja a 700MHz que puede configurarse en un modo “Turbo” para aumentar esta frecuencia a 1GHz, también contiene un procesador de gráficos VideoCore IV, con una memoria RAM de 512MB para el modelo B, en el diseño no está incluido un disco duro, sin embargo utiliza una tarjeta de memoria SD en donde se encuentra el sistema operativo y sus archivos.

Utiliza el sistema operativo Raspbian derivado de Debian, RISC OS 5, Arch Linux ARM y Pidora, todos de la familia de Linux, principalmente programable en Python, Tiny BASIC, C y Perl. El modelo B de Raspberry Pi tiene un consumo energético de 700 mA. (3.5 W.).

**3.2.4. Interfaz HMI:** Human-Machine Interface es la parte de toda máquina dedicada a la interacción entre la maquina y el humano, en la cual se utilizan otros dispositivos para facilitar la tarea, tales como teclados, pantallas, interruptores, entre otros.

Existen diferentes variantes de interfaces, dependiendo de la complejidad de los sistemas, normalmente la interfaz hombre-máquina es computarizada, actualmente se utilizan las interfaces de forma gráfica, de este modo se facilita la operación de la máquina.

**3.2.5. Módem:** Un módem es un dispositivo capaz de realizar un proceso de modulación y demodulación de una señal de este modo se pueden comunicar dos computadoras entre sí, las señales son transmitidas de forma inteligible. En las computadoras un módem es un periférico de entrada o salida que permite conectarse a una línea telefónica e ingresar a varias redes, como por ejemplo a internet.

La ventaja de los módems externos es que son fáciles de portar, instalar y transportar, algunos son más pequeños que otros. Sin embargo los internos ocupan menos espacio que los externos.

### **3.2.6. Fundamentos del concreto.**

**3.2.6.1. Definición de concreto.** El concreto es un material compuesto heterogéneo que consiste esencialmente de un medio de unión dentro del cual están embebidas las partículas o fragmentos de agregado que lo forman. Está conformado por cemento hidráulico, generalmente cemento Portland, agregados minerales y agua.

**Tabla No.18. Definiciones para el concreto****Tabla 1.1** Definiciones para el concreto.

<b>CONCRETO</b>	= <b>Rellenador</b>	+ <b>Ligante</b>
Concreto de cemento Pórtland	= Agregado (fino + grueso) +	Pasta de cemento
Mortero	= Agregado fino	+ Pasta
Pasta	= Cemento	+ Agua

FUENTE: (Céspedes, 2003)

El concreto es un material utilizado frecuentemente en la construcción por sus diversas propiedades entre las cuales se encuentra su gran capacidad de resistir esfuerzos a compresión. Como cualquier material tiene debilidades, entre los cuales se encuentra resistir esfuerzos a flexión, por lo que usualmente es un material compuesto al cual se le añade acero. Este compuesto puede llegar a ser modificado con distintos aditivos que ayudan a mejorar sus características y logra solidificarse por medio de la reacción química llevada a cabo al añadir una cantidad determinada de agua.

### 3.2.6.2. Componentes del concreto

**3.2.6.2.1** Agregados: El agregado es el material granular, tal como arena, grava, piedra triturada o residuos de construcción y demolición; que se utiliza en combinación de un medio de cementación, para producir concreto o mortero.

**3.2.6.2.2** Agregado grueso: El término agregado grueso se refiere a las partículas de mayor tamaño de agregado que 4,75 mm (tamiz número 4), y el término agregado fino se refiere a las partículas de agregado de menor tamaño que 4,75 mm pero más grande que 75  $\mu$ m (tamiz número 200).

**3.2.6.2.3 Grava:** La grava es el agregado grueso resultante de la desintegración natural, producto de la meteorización de la roca.

**3.2.6.2.4 Piedrín:** La piedra triturada o pedrín es el producto resultante de la industria de quebrantamiento de rocas.

**3.2.6.2.5 Agregado fino:** El término arena es comúnmente utilizado para agregado fino y es un material resultante tanto del intemperismo natural de la roca, como también por el aplastamiento de la misma.

**3.2.6.2.6 Cemento:** El cemento es un material seco, finamente pulverizado, que por sí mismo no es un adhesivo sino que se desarrolla la propiedad de unión como resultado de la hidratación a partir de reacciones químicas entre los minerales de cemento y el agua. Se denomina cemento hidráulico cuando los productos de hidratación son estables en un entorno acuoso.

**3.2.6.2.7 Cemento hidráulico:** El cemento hidráulico más comúnmente utilizado para la fabricación de concreto es cemento Portland, que consiste esencialmente de silicatos de calcio reactivos. Los hidratos de silicato de calcio formados durante la hidratación del cemento Portland son los principales responsables de su característica adhesiva y son estables en medio acuoso.

**3.2.6.2.8 Aditivos:** Los aditivos se definen como materiales que no sean agregados, cemento y agua, que se añaden a la mezcla de concreto inmediatamente antes o durante el mezclado. El uso de aditivos en el concreto se ha extendido debido a muchos beneficios que se otorgan debido a su aplicación y se utilizan con frecuencia en las mezclas de concreto modernos. Los aditivos químicos pueden modificar el tiempo y las propiedades de endurecimiento de la mezcla de cemento al modificar la tasa de hidratación del cemento. Aditivos reductores de agua pueden plastificar mezclas de concreto fresco mediante la disminución de la tensión superficial del agua.

A continuación se presentan algunos de los aditivos existentes que son utilizados para distintos fines en el área de construcción:

- Aditivo reductor de agua.
- Aditivo reductor de agua de alta actividad.
- Aditivo inclusor de aire.
- Aditivo acelerador de fraguado.
- Aditivo acelerador de endurecimiento.
- Aditivo retardador de fraguado.
- Aditivo hidrófugo de masa.

### **3.2.6.3. Definición basada en la mezcla del concreto.**

**3.2.6.3.1 Mortero:** El mortero es una mezcla de arena, cemento y agua. Es similar al concreto convencional sin agregado grueso.

**3.2.6.3.2 Lechada:** Lechada es una mezcla de material de cemento y el agregado, por lo general agregado fino, a la que se añade agua suficiente para producir un vertido con una consistencia específica sin segregación de los constituyentes.

**3.2.6.3.3 Concreto proyectado:** Concreto proyectado se refiere a un concreto que se transporta neumáticamente a través de una manguera y se proyecta sobre una superficie a alta velocidad.

### **3.2.6.4. Tipos de concreto.**

#### **3.2.6.4.1 Clasificación del concreto por unidad de peso.**

- **Concreto de peso normal:** Es el concreto más utilizado para fines estructurales; está compuesto de arena natural y agregados grueso y por lo general pesa alrededor de 2400 kg/m<sup>3</sup>.
- **Concreto de peso ligero:** Para aplicaciones donde se desea una relación resistencia-peso más alto, es posible reducir el peso unitario del concreto mediante el uso de agregados

naturales o piro-procesados para reducir la densidad del mismo. El término concreto ligero se utiliza para el concreto que pesa menos de  $1800 \text{ kg/m}^3$ .

- **Concreto de peso elevado:** Concreto pesado, usado para blindaje contra la radiación, es un concreto producido a partir de agregados de alta densidad y generalmente pesa más de  $3200 \text{ kg/m}^3$ .

**3.2.6.4.2** Clasificación del concreto por resistencia: La clasificación por resistencia de los cementos y concretos es frecuente en el campo de la tecnología del concreto. Para efectos del análisis de la microestructura y algunas propiedades del concreto, es útil dividirlo en tres categorías generales en base a la resistencia a compresión:

- Baja resistencia: Menor de 20 MPa (3,000 psi).
- Moderada resistencia: Entre 20 y 40 MPa (3,000 a 6,000 psi).
- Alta resistencia: Mayor a 40 MPa (6,000 psi).

El concreto de moderada resistencia, también conocido como concreto convencional, se utiliza para la mayoría de los trabajos estructurales. El concreto de alta resistencia se utiliza para aplicaciones especiales.

**3.2.6.5. *Propiedades del concreto fresco:*** Se puede mencionar como principales propiedades del concreto fresco:

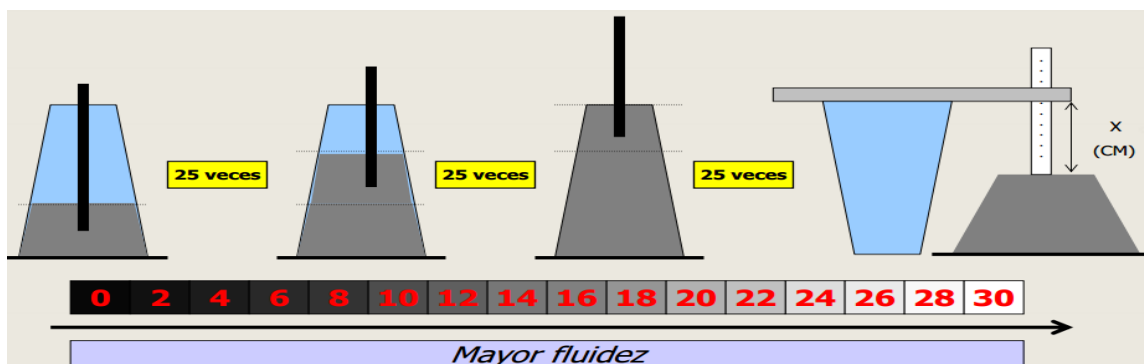
- Trabajabilidad.
- Segregación.
- Exudación.
- Cohesividad.

A continuación se explicarán las propiedades presentadas en el concreto fresco:

**3.2.6.5.1 Trabajabilidad:** La trabajabilidad es la propiedad principal presentada en el estado fresco del concreto la cual determina la facilidad y homogeneidad con el cual este puede ser mezclado, transportado, colocado, compactado y acabado. La medición es relativa, ya que no existe un método para medir esta propiedad. Se considera relativa su medición, ya que depende usualmente de las facilidades que el concreto presente durante los procesos que se lleven a cabo mientras esté en estado fresco.

La prueba de revenimiento o “slump” nos ayuda a determinar relativamente la trabajabilidad que va a presentar el concreto, ya que permite observar la manera en la cual se comportará el concreto al fluir exclusivamente por fuerzas de gravedad. Es necesario mencionar que un concreto puede ser trabajable bajo ciertas condiciones de colocación y compactación, pero si estas condiciones llegan a ser cambiadas puede que la trabajabilidad ya no sea la esperada. Además se debe tener claro que la prueba de revenimiento es más una prueba de uniformidad que de trabajabilidad, ya que dos mezclas pueden tener un mismo “slump” y diferentes trabajabilidades.

**Figura No. 98 Pasos para realizar la prueba de revenimiento.**



Fuente: (Páez, 2009)

Esta propiedad depende en gran parte de las cantidades de cada material utilizado en el diseño de mezcla del concreto. La trabajabilidad, entonces, se ve influenciada principalmente por la pasta, el contenido de agua y el equilibrio adecuado entre agregados gruesos y finos.

**3.2.6.5.2 Segregación:** La segregación es una propiedad por la cual se produce una separación entre los componentes del concreto, lo cual causa la masa del mismo no sea uniforme. En el concreto fresco esta propiedad causa la separación entre los agregados gruesos y agregados finos que lo constituyen causado principalmente por su diferencia de densidades. Si existe segregación en el concreto fresco no sólo provoca que el concreto no sea uniforme, sino que conlleva a que sea una mezcla más débil, menos durable y además deja un pobre acabado en la superficie.

**Figura No. 99**                      **Segregación en el concreto.**



Fuente: (Páez, 2009)

**3.2.6.5.3 Exudación:** La exudación es una propiedad por la cual una parte del agua de mezcla se separa de la masa y sube hacia la superficie del concreto. Es un caso típico de sedimentación en que los sólidos se asientan dentro de la masa plástica. El fenómeno se presenta usualmente luego de que el concreto es colocado y puede ser causado por exceso de agua en la mezcla o por efectos de temperatura.

**Figura No. 100**                      **Exudación en losa.**



Fuente: (Páez, 2009)

**3.2.6.5.4 Cohesividad:** La cohesividad es una fuerza de atracción que hace que se adhieran miembros de un grupo y provoca que se permanezcan adheridos. En el concreto en estado fresco, la cohesividad se refiere a la propiedad con la cual se controla la segregación durante el período de mezcla y a la vez se previene la aspereza. El concreto fresco con una cohesividad óptima es fácil de manejar, la mezcla no es demasiado plástica ni demasiado viscosa y además no segrega fácilmente.

**3.2.6.6. Propiedades del concreto endurecido:** En ingeniería, la selección de un material para una actividad específica tiene que tomar en cuenta la capacidad del material para soportar las fuerzas que se aplicarán sobre el mismo. Tradicionalmente la deformación que ocurre como resultado de la carga aplicada se define como el cambio en la longitud por unidad de longitud. La carga se expresa como un esfuerzo, el cual se define como la fuerza aplicada por unidad de área. Dependiendo de cómo es el esfuerzo que actúa sobre el material, se pueden identificar distintos tipos:

- Compresión.
- Tensión.
- Flexión.
- Corte.
- Torsión.

La relación esfuerzo-deformación en los materiales describe generalmente las propiedades mecánicas. La resistencia, módulo elástico, ductilidad y tenacidad, son propiedades mecánicas que describen el comportamiento del material cuando es sometido a esfuerzos.

La resistencia es una medida de la cantidad de esfuerzo requerida para fallar un material. El concreto es un material que se considera muy conveniente para soportar la carga de compresión. El desarrollo de la resistencia del concreto está en función del proceso de hidratación del cemento. Dado que es un proceso relativamente lento, tradicionalmente las especificaciones y las pruebas de resistencia del concreto se basan en muestras curadas bajo condiciones de temperatura y humedad estándar para un período de 28 días. Usualmente la resistencia a la tensión y la flexión de concreto son del orden de 10 y 15 por ciento, respectivamente de la resistencia a la compresión. La razón de una diferencia tan grande entre la resistencia a la tensión y resistencia a la compresión se atribuye a la heterogénea y compleja micro estructura del concreto.

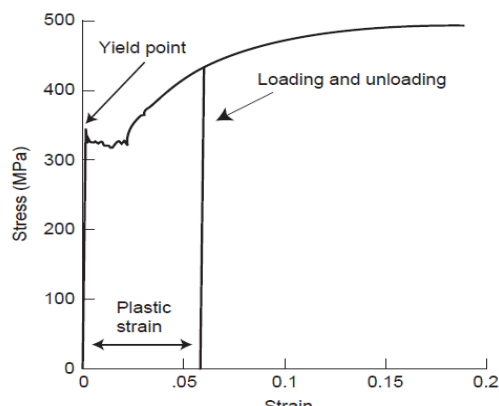
**3.2.6.7. Módulo de elasticidad:** El módulo de elasticidad se define como la relación entre el esfuerzo y la deformación. En los materiales homogéneos, el módulo de elasticidad es una medida de las fuerzas de enlace interatómicas y no es afectado por los cambios micro-estructurales.

Este no es el caso de los materiales heterogéneos multi-fase, como el concreto. El módulo de elasticidad del concreto en compresión varía de  $14 \times 10^3$  a  $40 \times 10^3$ MPa ( $2 \times 10^6$  a  $6 \times 10^6$  psi). La importancia del límite elástico en el diseño estructural radica en el hecho de que representa el esfuerzo máximo permitido antes que el material se someta a una deformación permanente. Por lo tanto, el ingeniero debe saber el módulo elástico del material, ya que influye en la rigidez de un diseño.

**3.2.6.8. Comportamiento elástico e inelástico:** Muchos materiales de ingeniería que se somete a cargas incrementales exhiben un comportamiento esfuerzo-deformación que puede dividirse en dos partes (Figura 18). Inicialmente, cuando la deformación es proporcional al esfuerzo aplicado y es reversible el efecto de deformación al descargar la carga de la muestra, se denomina como fase elástica.

A un alto nivel de esfuerzo (Figura 18), la deformación ya no sigue siendo proporcional al esfuerzo aplicado, y también se convierte en permanente (es decir, no se invertirá si la muestra se descarga). Esta deformación se llama deformación plástica o inelástica. La cantidad de deformación inelástica que puede ocurrir antes de la falla es una medida de la ductilidad del material. La energía requerida para romper el material, el producto de fuerza por la distancia, está representado por el área bajo la curva de esfuerzo-deformación. El término dureza se utiliza como una medida de esta energía.

**Figura No. 101 Comportamiento esfuerzo-deformación de muestra de acero sujeta a incrementos de carga.**



Fuente: (Kumar, 2006)

Es importante comprender la diferencia entre la dureza y resistencia; la primera es una medida de la energía, mientras que la segunda es una medida del esfuerzo requerido para fracturar el material. Por lo tanto, dos materiales pueden tener la misma resistencia, pero valores diferentes de dureza.

Aunque en compresión, el concreto parece mostrar cierta deformación inelástica antes de la falla, generalmente la deformación a la fractura es del orden de  $2000 \times 10^{-6}$ , que es considerablemente más baja que la deformación última en metales estructurales. Por razones prácticas, los diseñadores no consideran el concreto como un material dúctil y no se recomendaría para estructuras que están sujetos a fuertes cargas de impacto a menos que el concreto se encuentre reforzado con acero.

El concreto es un material heterogéneo y compuesto, esto provoca que muchas de sus características no presenten un comportamiento uniforme del mismo. Por ejemplo, aplicando una carga de compresión tanto en el agregado como en la mezcla de cemento hidratada, cederían elásticamente si se fallan por separado; mientras que la mezcla de concreto muestra el comportamiento inelástico antes de la fractura. Además la resistencia del concreto es generalmente mucho menor que la resistencia individual de los dos componentes. Tales anomalías en el comportamiento del concreto se pueden explicar sobre la base de su micro estructura, especialmente el importante papel de la zona de transición inter facial entre los agregados y la pasta de cemento.

**3.2.6.9. Deformación por fluencia:** Para algunos materiales la relación entre el esfuerzo y la deformación es independiente del tiempo de carga; para otros no lo es. El concreto pertenece a la última categoría. Si una muestra de concreto se mantiene durante un largo período de tiempo bajo un esfuerzo constante, por ejemplo, cincuenta por ciento de la resistencia a la rotura del material, presentará una deformación plástica. El fenómeno de aumento gradual en la deformación con el tiempo bajo un esfuerzo constante es denominado fluencia. Cuando se restringe el creep en el concreto, se manifiesta como una progresiva disminución de la resistencia en el tiempo. La reducción de la resistencia asociada al fenómeno creep, tiene importantes implicaciones para el comportamiento de concreto puro, reforzado y pre esforzado.

**3.2.6.10. Contracción en el concreto:** Las deformaciones en el concreto pueden surgir incluso en ausencia de una carga aplicada como resultado de los cambios de humedad y temperatura en el ambiente. En el concreto recién formado, cuando aún está húmedo se produce una contracción por secado cuando se expone a la humedad del ambiente. Del mismo modo, deformaciones por contracción se producen debido al calor generado por la hidratación del cemento. El concreto a temperatura inicial alta se enfría a la temperatura ambiente.

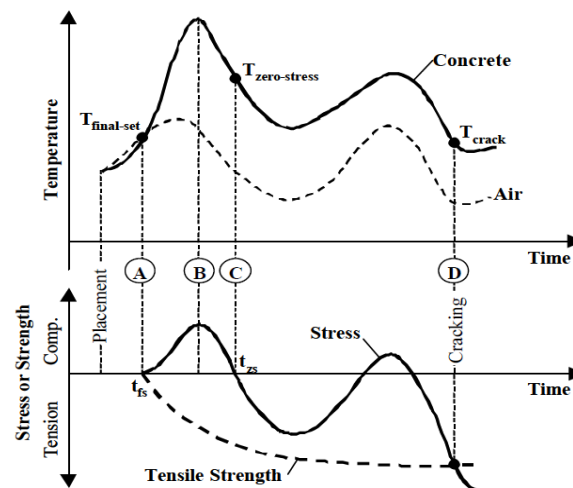
Elementos de concreto masivo registran considerable aumento de temperatura debido a la mala disipación del calor, por lo tanto, en el enfriamiento se produce una contracción térmica significativa. Las deformaciones de contracción pueden ser perjudiciales para el concreto porque cuando se encuentra restringido, se manifiestan esfuerzos internos de tensión. Debido a que la resistencia a tensión en el concreto es baja, se producen agrietamientos como resultado de la deformación por contracción en las estructuras de concreto. De hecho, la tendencia a la presencia de fisuras y grietas en el material es una de las desventajas graves en las estructuras construidas con concreto.

**3.2.6.11. Contracción por temperatura en el concreto:** El concreto es un mal conductor de calor y la tasa de aumento de liberación de calor por la reacción química de hidratación del cemento es muy superior a la tasa de disipación de calor. Por esta razón el concreto eleva su temperatura en las primeras horas de la reacción. El desarrollo de la temperatura en el concreto produce esfuerzos internos que generalmente resultan en agrietamiento por la contracción del concreto. Desde el momento que se coloca el concreto, inicia el aumento de la temperatura hasta alcanzar un pico de temperatura. Durante esta primera fase, el proceso de hidratación está desarrollando la estructura interna del concreto y su resistencia

mecánica aún es pobre. Los esfuerzos inducidos por temperatura son de compresión. Después de alcanzar el pico de temperatura, inicia el decremento de temperatura y los esfuerzos internos cambian a tensión. Si el cambio de temperatura es muy alto, el esfuerzo de tensión por temperatura puede superar la resistencia a tensión del concreto y por consiguiente aparecerán agrietamientos en el concreto.

Este comportamiento se representa en la figura 102. Debido a este comportamiento, es importante considerar juntas de contracción para poder controlar los agrietamientos en el concreto.

**Figura No. 102** Desarrollo de esfuerzos térmicos en el concreto.



Fuente: (McCullough, 2002)

### 3.2.6.12. Concreto convencional y sus componentes:

Según el documento de concreto convencional de Cementos Progreso, el concreto convencional es de uso general en la construcción para elementos con bajos o moderados requerimientos estructurales y resistencia mecánica.

Usos

- Elementos con bajos requisitos estructurales 1500 a 2500 psi [105 a 175 kg/cm<sup>2</sup>].
- Banquetas, plantillas para cimentaciones, rellenos de baja resistencia.
- Losas de cimentación de 2500 psi o 175 kg/cm<sup>2</sup>.
- Bordillos.
- Elementos con moderados y altos requisitos estructurales (3000 a 5000 psi [210 a 352

kg/cm<sup>2</sup>]).

- Losas (tradicionales o prefabricadas).
- Cimientos corridos, losas de cimentación y Zapatas.
- Muros y columnas para uso residencial y/o industrial en las que el concreto no estará expuesto a ataques químicos y/o ambientales severos.

#### Ventajas:

- Calidad y uniformidad garantizada que supera ampliamente al concreto hecho en obra.
- Medición y dosificación de materiales controlados.
- Utilización de aditivos que incrementan la durabilidad del concreto en comparación con las mezclas tradicionales.

#### Recomendaciones del producto para obtener mejores resultados:

- Al realizar su pedido debe de indicar claramente el asentamiento y el tipo de colocación requerido, así como el uso que desea darle.
- Para obtener los resultados deseados deben seguirse las recomendaciones de la ACI 318 “BuildingCodeRequerimentsforStructural Concrete and Commentary” y de la ACI 308 “Standard PracticeforCuring Concrete” donde se recomienda un curado no menor de 7 días.
- El uso de este producto está limitado a las características expuestas en esta hoja técnica, cualquier uso distinto al mismo puede variar los resultados expuestos.
- No se recomienda realizar adiciones al concreto, ya que pueden alterar las características del diseño original.
- Este producto cumple con las especificaciones expuestas en la norma ASTM C 94.

**Tabla No.19. Datos del concreto convencional premezclado (4,000 psi).**

Descripción	Normativa empleada	Valor
Resistencia a la compresión	ASTM C39	De 1500 a 5000 psi a los 28 días [105 a 352 kg/cm] <sup>2</sup>
Tamaño máximo del agregado	ASTM C33	1 1/2" pulg. (3.81 cm) 1" pulg. (2.54 cm) 3/8" pulg. (1.0 cm)
Tipo de colocación		Descarga Directa Bombeo horizontal hasta 45 metros Bombeo vertical hasta 20 metros y 25 metros en posición horizontal (aproximadamente un 4to. nivel utilizando un asentamiento de 5" pulg. ó 13 cm) Únicamente los concretos de 1" y 3/8" pulg. se pueden bombear
Aditivos empleados	ASTM C494	Retardante y reductor de agua Tipo B y D, se utiliza por el transporte de concreto a obra.
Contenido de aire atrapado	ASTM C231	Menor del 3%

Fuente: (Cementos Progreso, 2013)

**3.2.6.13. Concreto autocompactante:** Es un concreto especial, diseñado para que presente alta fluidez sin segregación para aplicaciones especiales en el área de la construcción. Se caracteriza por permitir su colocación en formaletas y lograr el encapsulado del refuerzo sin ningún tipo de consolidación. La prueba estandarizada para medir la trabajabilidad de este concreto se denomina flujo de asentamiento. Este tipo de concreto presenta muchas ventajas como:

- Colocación rápida sin necesidad de vibrado.
- Uniformidad en acabados superficiales.
- Mejora el proceso de bombeo del concreto.
- Ahorro en mano de obra.
- Reduce tiempos de construcción.

El diseño de la mezcla se caracteriza por la fluidez y estabilidad que presenta este concreto. Usualmente se agregan aditivos reductores de agua y se aumenta la proporción de finos para otorgar las características requeridas.

**Tabla No.20. Datos técnicos de mezcla de concreto de alta trabajabilidad.**

Descripción	Normativa empleada	Valor
Resistencia a la compresión	ASTM C39	De 3000 a 5000 psi a los 28 días [210 a 350 kg/cm <sup>2</sup> ].
Tamaño máximo del agregado	ASTM C33	3/8"plg (10 mm).
Tipo de colocación		<ul style="list-style-type: none"> <li>· Descarga Directa</li> <li>· Bombeo horizontal hasta 45 metros</li> <li>· Bombeo vertical hasta 20 metros y 25 metros en posición horizontal (aproximadamente un 4to. nivel utilizando un flujo máximo de 23.5" pulg. (60 cm.).</li> </ul>
Aditivos empleados	ASTM C494	Retardante y reductor de agua Tipo B y D, se utiliza por el transporte de concreto a la obra. En la obra se dosificará un súperplastificante Tipo A y F.
Contenido de aire	ASTM C231	Menor del 4%

Fuente: (Cementos Progreso, 2013)

**3.2.7. Hidratación del cemento:** Los procesos físicos y químicos que ocurren al momento en que el concreto y el agua se mezclan, dan como resultado la hidratación del cemento. El desarrollo de las propiedades mecánicas del concreto y el fraguado del concreto son resultados del proceso de la hidratación del cemento.

**3.2.7.1. Química del cemento:** El clinker de cemento contiene cuatro compuestos químicos principales, los cuales son: el silicato tricálcico (C3S); el silicato dicálcico (C2S); el aluminato tricálcico (C3A) y la ferrita aluminato tetracálcico (C4AF). También existe la presencia de cal libre y sulfatos de álcalis.

La producción del cemento Portland requiere que se eleve la temperatura del clinker de cemento y cuando se retira del horno, se mezcla en un proceso de molido con el yeso (CaSO<sub>4</sub>). La variación de los minerales presentes en el clinker permiten que el cemento pueda poseer

distintas propiedades. El 75-80% del peso total del cemento lo conforman los minerales C3S y C2S.

Para estudiar la hidratación del cemento, es necesario analizar la hidratación de cada compuesto químico debido a la complejidad del material. La hidratación independiente de los compuestos del cemento es generalmente aceptada, sin embargo es una suposición que no siempre se cumple.

Si se varía la cantidad de yeso en un cemento en particular, se puede observar que a medida que aumenta el contenido de yeso, aumenta la resistencia de la mezcla de concreto. Sin embargo existe una cantidad de yeso máxima admisible, ya que de exceder este límite la pasta puede presentar expansión e interrupción de su micro estructura. El fenómeno de contracción también está relacionado con la cantidad de yeso que se adiciona al cemento. Se debe definir un contenido óptimo de yeso para diseñar un cemento que presente mínima contracción al secado.

La hidratación de C3S es un factor determinante en el aumento de resistencia inicial. Asimismo, el área bajo el pico de energía térmica liberada en el proceso de hidratación es también un factor representativo para analizar el aumento de resistencia en las primeras 24 horas.

La resistencia del concreto se rige principalmente por la hidratación de silicatos. El desarrollo en general de la resistencia es dependiente de la hidratación de C3S en los primeros 14 a 21 días. El compuesto C2S influye de manera más importante en la resistencia final que tendrá el concreto. El desarrollo a nivel de micro estructura del concreto está estrechamente relacionado con el grado de porosidad durante el proceso de hidratación. Cada reacción química de la hidratación del cemento produce un aumento del volumen de los compuestos, lo cual implica una menor porosidad. Debido a esto, es necesario conocer la porosidad de las muestras para poder analizar la influencia que tendrá en las propiedades mecánicas potenciales de la mezcla.

Los productos provenientes del proceso de hidratación se ubican en la pasta que originalmente era el volumen de agua en la mezcla. La hidratación cesa cuando el espacio de la pasta se llene completamente, y se podrá determinar que la hidratación ha finalizado.

El proceso de hidratación ocurre mucho más lento cuando la temperatura del concreto es baja. Temperaturas por debajo de 10°C (50°F) son desfavorables para el desarrollo de resistencia a

edades tempranas, por debajo de 4°C (40°F) el desarrollo de la resistencia es mucho más retrasado. Si la temperatura llega a valores de congelación de hasta -10°C (14°F), poca o ninguna resistencia se desarrolla.

En los últimos años, un concepto madurez se ha introducido para evaluar el desarrollo de la resistencia cuando hay una variación en la temperatura de curado del concreto. El factor de madurez es el producto de la edad del concreto y la temperatura de curado promedio por encima de una cierta temperatura base.

### 3.2.7.2. *Evolución de la Temperatura en el concreto.*

Cuando ocurre una reacción exotérmica se libera una cantidad de energía térmica en forma de calor. Si se cumple la condición que los reactivos no pierden calor en el entorno, se alcanza una temperatura de equilibrio denominada temperatura adiabática de la reacción. Si los reactivos se consideran adiabáticos, entonces esta energía calorífica eleva la temperatura de los reactivos y por lo tanto la temperatura de reacción no se mantiene constante.

*«El incremento de calor adiabático de temperatura del concreto es directamente proporcional al consumo y calor de hidratación del cemento o conglomerante utilizado e inversamente proporcional a la capacidad calorífica del concreto»*  
(Lozano, 2005).

La temperatura pico que puede alcanzar un concreto, así como su desarrollo está determinada por el proceso químico de hidratación del cemento y por la influencia de factores ambientales del entorno. Los compuestos del cemento liberan calor como resultado del proceso de hidratación de los mismos, de manera que el incremento de temperatura es una consecuencia de la composición química del cemento.

La velocidad a la que se desarrollan estas reacciones es dependiente en gran parte de la finura del molido del cemento. Debido a esto, un cemento en particular puede presentar un desarrollo inicial distinto en comparación a otros tipos de cemento. Los aditivos de concreto utilizados en la industria, intervienen en este desarrollo inicial cambiando la velocidad de hidratación del cemento y consecuentemente la liberación de calor. Esto permite que el concreto con aditivos retardadores o aceleradores pueda ser aprovechado en aplicaciones específicas. La inclusión de materiales puzolánicos a la mezcla induce una disminución de la velocidad de incremento de temperatura y su valor final.

El área bajo la curva térmica entre el concreto y la temperatura ambiental, se puede relacionar con la energía térmica liberada y luego calibrar la relación entre esta liberación de energía con la resistencia mecánica del concreto. Conceptualmente este valor se le identifica como la madurez del concreto.

**3.2.8. Curado del concreto:** El término "curado" se refiere al proceso por el cual el concreto de cemento hidráulico madura y desarrolla propiedades de resistencia y endurecimiento como resultado de la hidratación continua del cemento con la cantidad de agua y calor apropiados. La palabra "curar" también se utiliza para describir las medidas adoptadas para mantener la humedad y condiciones de temperatura en una mezcla de concreto recién colocado para permitir el proceso de hidratación del cemento.

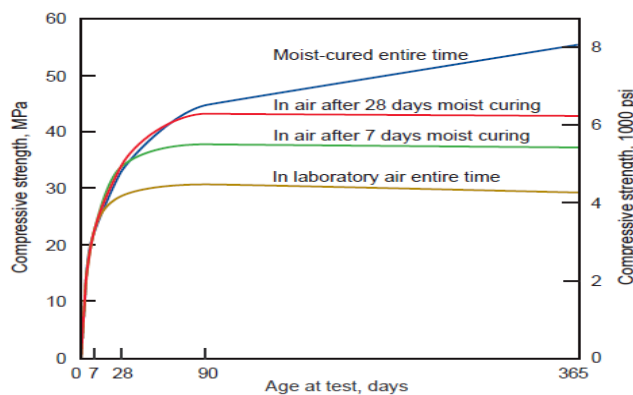
Dentro de los objetivos de curado se encuentra prevenir la pérdida de la humedad del concreto y, cuando sea necesario, suministrar humedad adicional; así como mantener una temperatura favorable para el desarrollo del concreto por un período de tiempo apropiado.

La velocidad a la que madura el concreto depende directamente del entorno natural que lo rodea. Es posible modificar ciertas limitaciones del ambiente con prácticas estandarizadas. Dentro de las limitaciones se puede mencionar la pérdida de agua y el calor. Para controlar el curado se puede aplicar externamente humedad y calor para que el desarrollo del concreto alcance las propiedades mecánicas deseables.

El curado tiene una fuerte influencia sobre las propiedades del concreto endurecido. Un curado adecuado aumentará la durabilidad, resistencia, resistencia a la abrasión, estabilidad de volumen y resistencia a congelación. Las superficies expuestas de la losa son especialmente sensibles al curado mientras el concreto desarrolla su resistencia. La medida en que la reacción de hidratación se desarrolla, influye en la resistencia y durabilidad del concreto. El concreto fresco requiere más agua de lo establecido para permitir la hidratación del cemento; sin embargo, la pérdida excesiva de agua por evaporación puede retrasar o prevenir la hidratación adecuada. La superficie es especialmente susceptible a una hidratación insuficiente porque se seca antes. Si las temperaturas son favorables, el desarrollo de la hidratación es un proceso relativamente rápido.

El concreto curado adecuadamente se vuelve más fuerte, más impermeable y más resistente a los esfuerzos, a la abrasión, congelación y descongelación. La tasa de desarrollo de propiedades mecánicas es alta a edades tempranas, disminuyendo lentamente después de las primeras horas de colocado por tiempo indefinido.

**Figura No. 103 Efecto de curado en el aumento de resistencia del concreto.**



Fuente: (Gonnerman y Shuman, 1928)

En esta figura se puede observar que un concreto que se somete a un proceso de curado óptimo puede aumentar considerablemente la resistencia a compresión del mismo. Si no se aplica el curado, el concreto gana resistencia en los primeros días, pero se puede llegar a estancar el desarrollo de resistencia debido a la falta de hidratación del concreto.

El método más eficaz para curar concreto depende de varios factores: los materiales utilizados, el método de construcción y el uso previsto del concreto endurecido. Para la mayoría de trabajos, el curado generalmente consiste en aplicar compuestos de curado o cubrir el concreto recién colocado con láminas impermeables o brin. Cuando se presentan casos de temperaturas extremas se necesita prestar atención y tomar precauciones especiales. Las mezclas de concreto con un alto contenido de cemento y bajas relaciones agua-cemento (menos de 0,40) pueden requerir condiciones especiales de curado. A medida que el cemento se hidrata, la humedad relativa interna disminuye. Si no se proporciona agua externa, la pasta puede auto secarse. La pasta puede auto secarse a un nivel en el que la hidratación del cemento se detiene. Esto puede influir de forma negativa en propiedades deseadas en el concreto, especialmente si la humedad relativa interna cae por debajo del 80% dentro de los primeros siete días.

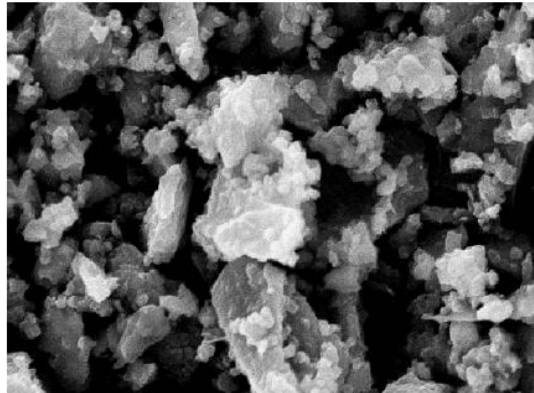
La pérdida de agua también producirá contracciones en el concreto, creando esfuerzos de tensión internos. Si estos esfuerzos internos se desarrollan antes de que el concreto haya alcanzado suficiente resistencia a la tensión, puede provocar agrietamientos y fisuras en la superficie del concreto. Todas las superficies expuestas, incluyendo los bordes y las articulaciones, deben estar protegidas contra la evaporación de la humedad.

### **3.2.8.1. *El curado y la hidratación del cemento portland.***

El concreto de cemento Portland es un material compuesto en el que los agregados se enlazan en una matriz porosa de pasta de cemento endurecido. A micro escala, la pasta endurecida se mantiene unida por enlaces que se desarrollan entre los productos de la reacción de cemento con agua.

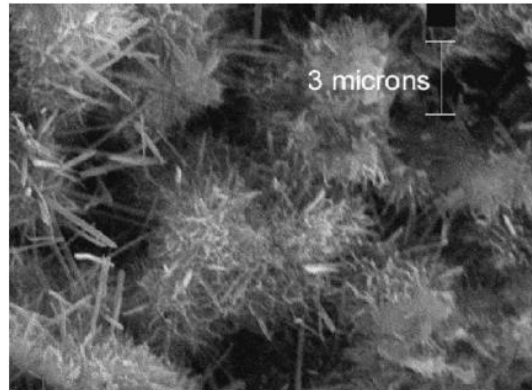
A medida que el proceso de hidratación continúa, la fuerza de enlace entre las partículas aumenta, y la porosidad entre las mismas disminuye.

**Figura No. 104      Partículas de cemento Portland no hidratadas.**



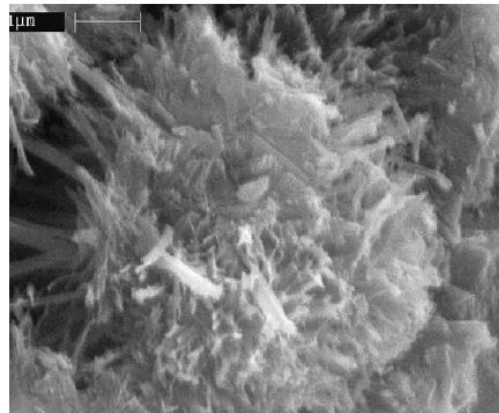
Fuente: (American Concrete Institute, 2001)

**Figura No. 105**      **Productos de hidratación y los enlaces entre partículas en un cemento parcialmente hidratado.**



Fuente: (American Concrete Institute, 2001)

**Figura No. 106**      **Partícula de cemento Portland hidratada.**



Fuente: (American Concrete Institute, 2001)

La superficie de la partícula de la Figura 9 se encuentra cubierta por los productos de hidratación en una masa densa, orientada al azar conocida como el gel del cemento.

En la hidratación, el agua es necesaria para la formación química de los productos del gel y para llenar los micro poros que se desarrollan entre los productos del gel (Powers y Brownyard, 1947). La velocidad y el grado de hidratación dependen de la disponibilidad de agua.

Parrott y Killoh (1984) encontraron que, cuando la pasta de cemento llega al equilibrio con el aire sucesivamente a una relación de humedad más baja (RH), la tasa de hidratación del cemento se reduce significativamente.

El cemento en equilibrio con el aire a 80% de humedad relativa se hidrata a tan sólo el 10% de la tasa que los especímenes similares que se curan en un 100% de humedad relativa en el medio ambiente. Por lo tanto, los procedimientos de curado aseguran que se disponga de agua suficiente para que el cemento alcance la velocidad y el grado de hidratación necesario para lograr las propiedades deseadas que se requieran.

### 3.2.8.2. *Agua enlazada Físicamente.*

*«Además del agua de hidratación, el agua adicional se adsorbe sobre las superficies y en los espacios entre las capas de la estructura de gel durante el proceso de hidratación. Esto se conoce como agua enlazada físicamente ó agua del gel. El agua del gel típicamente está presente en todo el concreto, incluso en condiciones de ambiente seco, ya que su extracción a presión atmosférica requiere calentar la pasta de cemento endurecido a 105 °C (221°F)» (Neville 1996).*

*«La cantidad de agua del gel adsorbida sobre la superficie en expansión de los productos de hidratación y en los poros del gel es aproximadamente igual a la cantidad que se encuentra combinada químicamente con el cemento» (Powers, 1948).*

*«Se ha calculado con métodos de mayor precisión que la cantidad de agua gel es una fracción de masa de aproximadamente 20% de la masa de cemento hidratado» (Powers 1948; Powers y Brownyard 1947; Cook, 1992; Taylor 1997).*

Tanto el agua de hidratación y el agua del gel adsorbida físicamente son distintas en la micro estructura de la pasta de cemento endurecida, sin embargo, ambos tipos son necesarios para el curado del cemento.

*Neville (1996) escribe que la continua hidratación del cemento es posible «únicamente cuando haya suficiente agua disponible, tanto para las reacciones químicas como también para el llenado del agua de gel que forma los poros».*

*«Debido a que la hidratación sólo puede continuar en un medio saturado, las necesidades totales de agua para la hidratación del cemento es aproximadamente 0,44 g de agua por gramo de cemento. A esto se debe añadir el agua de curado que se debe agregar para mantener la pasta saturada» (Powers 1948).*

Mientras se disponga de suficiente agua para formar los productos de hidratación, llenar los espacios entre las capas de gel y asegurarse de que los sitios de reacción se mantengan saturados; el cemento seguirá en proceso de hidratación hasta que todo el espacio poroso disponible se llene de productos de hidratación o hasta que todo el cemento se ha hidratado.

*«La clave para el desarrollo de la resistencia y durabilidad en el concreto no está basada en el grado en que el cemento se hidratada, tiene mayor influencia el grado en el que los poros entre las partículas de cemento se han llenado con productos de la hidratación» (Powers y Brownyard 1947, Powers 1948).*

El grado en el que los poros se llenan no sólo depende de la medida en que el cemento se hidrata, sino también en el volumen inicial de los poros en la pasta. Por lo tanto se justifica la importancia de analizar la disponibilidad de agua para el curado y la relación agua-cemento inicial (a/c).

Si la cantidad de agua que inicialmente se ha incorporado en el diseño de la mezcla, mantendrá la hidratación suficiente para desarrollar las propiedades deseadas. Se requieren medidas de curado para asegurar que esta agua permanecerá en el concreto hasta que se alcancen tales propiedades.

Los procedimientos de control de la humedad aseguran que exista disponibilidad de suficiente agua para mantener el grado de hidratación que el cemento requiere. La velocidad de reacción es aproximadamente el doble por cada aumento de temperatura de 10 °C (18 °F) en el concreto.

Procedimientos de curado también deben asegurar que la temperatura del concreto será la adecuada para mantener la hidratación. El aumento de temperatura a edad temprana en el concreto puede acelerar tanto la tasa de hidratación a tal punto, como para producir concreto de baja resistencia y elevada porosidad del mismo.

**3.2.8.3. Período de curado:** El período de curado se define como el período de tiempo a partir de la fundición del concreto, pasando por la consolidación y el acabado, extendiéndose hasta el momento en que las propiedades de la mezcla de concreto deseadas se han alcanzado.

La duración requerida de curado depende de las proporciones la mezcla de concreto, los valores que se deben alcanzar para lograr las propiedades deseadas y la velocidad a la que las propiedades deseadas se están desarrollando.

*«Las pruebas han demostrado que la duración de curado húmedo necesario para diferentes mezclas de relación a/c, varían de 3 días para baja relación a/c, hasta 1 año para relación alta a/c» (Powers, Copeland y Mann 1959).*

La duración de los curados es sensible a la relación a/c de las mezclas debido a que mientras menor relación a/c, resulta un menor espaciado inicial entre las partículas de cemento, lo que requiere menos hidratación para llenar los espacios con productos de la hidratación.

**3.2.8.4. Métodos de curado:** Si bien existen muchos métodos para el control de la temperatura y el contenido de humedad del concreto recién colocado, se debe estudiar cada caso específico para elegir el método idóneo. Los medios y métodos a utilizar dependerán de las demandas de cada circunstancia. Para cada método en particular se debe evaluar factores económicos, ya que la disponibilidad de agua, mano de obra y productos especiales varían y afectan directamente el costo total del curado.

**3.2.8.4.1** Utilización de agua para curar el concreto: El método de curado con agua seleccionado debe proporcionar una cobertura completa y continua de agua que esté libre de sustancias nocivas o tóxicas. Existen varios métodos de curado con agua para reducir la pérdida de humedad en la superficie del concreto.

**3.2.8.4.2** Método de curado mediante atomizadores de agua: Proporciona una excelente protección contra el secado de la superficie cuando se aplica frecuentemente de manera correcta y cuando la temperatura del aire es muy superior a la temperatura de congelación. Este método requiere un equipo de bajo costo, el cual posea una boquilla que ha sido diseñada especialmente para pulverizar el agua en niebla. La niebla debe ser aplicada hacia arriba, no en la superficie de concreto, ya que su objetivo principal es aumentar la humedad del aire y reducir la velocidad de evaporación. Este efecto dura siempre y cuando la niebla se suspende en el aire sobre la losa. Se considera una aplicación efectiva, cuando sobre la losa sea visible una capa de niebla.

**Figura No. 107**

**Curado mediante atomizadores de agua.**



Fuente: Dreamstime. 2012

**3.2.8.4.3** Líquidos reductores de evaporación.

«Reductores de evaporación son soluciones químicas orgánicas que son capaces de producir una película monomolecular sobre la capa de agua que exuda el concreto que se eleva a la parte superior de su superficie» (Cordon y Thorpe 1965).

Si está presente en concentración suficiente, estos productos químicos forman una película eficaz que reduce la tasa de la evaporación del agua de exudación de la superficie de concreto. Los reductores de evaporación se pueden aplicar sobre concreto recién colocado para reducir el riesgo de contracción cuando la tasa de evaporación sea igual o superior a la tasa de exudación.

**3.2.8.4.4 Curado con materiales sellantes:** El método de curado por compuestos o materiales sellantes se lleva a cabo formando una membrana que retenga el agua del concreto y a la vez reduzca su evaporación. Esta membrana puede ser aplicada por distintos dispositivos como pistolas o brochas inmediatamente después que la superficie esté saturada de agua. La humedad del concreto debe permanecer intacta por lo menos durante los primeros siete días posteriores a su colocación.

**3.2.8.4.5 Curado al vapor:** El método de curado al vapor utiliza vapor vivo o resistencias eléctricas. Este método de curado ayuda a acelerar el endurecimiento del concreto por medio del suministro de calor y humedad. Se puede aplicar en estructuras vaciadas y prefabricadas, pero es utilizada con más frecuencia en las prefabricadas. La única precaución que se debe tomar en este método es no realizar cambios de temperatura muy bruscos, ya que pueden ocasionar que el concreto se resquebraje.

**3.2.8.5. *Requisitos mínimos de curado.*** El proceso de curado debe continuar el tiempo suficiente para garantizar que el cien por ciento del valor especificado de las propiedades del concreto, se desarrollará en un período de tiempo razonable después de terminar de aplicar las medidas de curado. Luego que se den por finalizadas las medidas de curado y el concreto está totalmente expuesto en su entorno natural, la velocidad a la que propiedades mecánicas continúan desarrollando podría reducirse significativamente.

En el caso de las propiedades del concreto de la zona afectada por el curado, la tasa de desarrollo puede cesar por completo tras el secado de la superficie cercana. Para este motivo, es recomendable mantener un proceso de curado hasta que se hayan alcanzado las propiedades deseadas en sitio.

Generalmente, la resistencia a compresión del concreto es el criterio de funcionamiento esencial de la estructura. Es común mantener las medidas de curado hasta que se alcance un mínimo de setenta por ciento de la resistencia a compresión a los 28 días especificados.

Cuando el funcionamiento de la estructura requiere que la resistencia a compresión en sitio u otras propiedades mecánicas del concreto alcancen el 100% del valor especificado, el curado debe ser extendido hasta que las pruebas determinadas demuestren que el valor de la propiedad mecánica ha sido alcanzado. La temperatura y el contenido de humedad de cilindros curados en campo pueden diferir significativamente del concreto en obra que representan.

**3.2.8.6. Factores que influyen en la duración requerida de curado:** La duración de curado necesario para lograr los niveles deseados de resistencia y durabilidad, depende de factores como:

- Composición química y la finura de los materiales de cemento.
- Relación agua-cemento (a/c).
- Proporciones de mezcla de concreto.
- Características de los agregados.
- Adiciones químicas.
- Temperatura del concreto.

El último factor expuesto se refiere principalmente a la retención de la humedad en el concreto durante el período de curado. Este complejo conjunto de factores hace que sea difícil indicar con certeza el tiempo mínimo de curado necesario para lograr el nivel deseado de rendimiento con una mezcla específica. Para el concreto con presencia o ausencia de puzolanas y aditivos químicos, con una duración mínima de siete días de curado a menudo será suficiente para alcanzar aproximadamente 70% de la resistencia a la compresión especificada. Ciertos factores como tipos de cementos específicos, combinaciones de mezcla y altas temperaturas tienden a reducir el tiempo requerido a menos de siete días. Otras condiciones como temperaturas frías de concreto o errores de dosificación, extenderán el tiempo necesario.

Cuando el desarrollo de una resistencia dada es crítica para el rendimiento del concreto durante la construcción o en el servicio, la duración mínima de curado debe establecerse sobre la base de pruebas de las propiedades que se desean alcanzar para el diseño de mezcla específico. Es responsabilidad del diseñador especificar qué propiedades son fundamentales para el desempeño del concreto en las condiciones de servicio previstas. Además se debe desarrollar un programa de pruebas para verificar que el curado se ha mantenido el tiempo suficiente para que tales propiedades sean alcanzadas

Cuando no hay datos disponibles de estudios anteriores, los valores de resistencia del concreto no se especifican y cuando la prueba de resistencia en sitio no se realiza; el concreto debe mantenerse por encima de 10°C (50 °F) y se debe mantener húmedo durante el período de curado mínimo indicado en la tabla.

**Tabla No.21. Recomendación de duración mínima de curado.**

	<b>Periodo mínimo de curado</b>
ASTM C 150 Tipo I	7 días
ASTM C 150 Tipo II	10 días
ASTM C 150 Tipo III o cuando se utilizan acelerantes para alcanzar resultados demostrados por pruebas y sea posible su comparación con los obtenidos utilizando cemento ASTM C 150 Tipo III	3 días
Cemento ASTM C 150 Tipo IV o Tipo V	14 días

Fuente (American Concrete Institute, 2001)

**3.2.8.7. Monitoreo de curado:** La mayoría de las especificaciones para la curación de concreto fresco indican un método de curado o alternativas de combinaciones aceptables con una duración especificada a seguir. Varias técnicas de monitoreo disponibles en la actualidad se enumeran de la siguiente manera:

- Vigilar las condiciones ambientales en las que el concreto se coloca para evaluar la necesidad de control de la temperatura y humedad.
- Verificar que los procedimientos de curado especificados han sido utilizados.
- Supervisar el contenido de humedad y la temperatura en el concreto.
- Supervisar las propiedades físicas del concreto que fueron alteradas por la aplicación de los procedimientos de curado.

Las propiedades del concreto cerca de la superficie son las más sensibles al curado y son a menudo indicadores fidedignos de la eficacia de curado.

### 3.2.9. Ensayos no destructivos del concreto

*“Históricamente, se han llamado “Pruebas no destructivas” porque algunas de las primeras pruebas no dañaron al concreto. Sin embargo al pasar los años, los nuevos métodos han establecido ese resultado como un daño local superficial. Por lo tanto, la terminología de “ Pruebas in situ “ se utiliza como categoría general la cual incluye los métodos que no alteran al concreto y los que dan lugar a daño menor de la superficie.”*  
(Céspedes, 2003)

Una de las características interesantes de la mayoría de estas pruebas es que no miden directamente la resistencia a compresión del concreto en una edificación. En cambio, miden alguna otra propiedad que puede ser correlacionada con la resistencia a compresión. Además son de mucha utilidad ya que ayudan a estimar la resistencia del concreto durante el proceso de construcción y también sirven para realizar evaluaciones de estructuras existentes. Las pruebas falice son necesarias para determinar la resistencia del concreto en las localizaciones críticas en una estructura y ocasionalmente cuando las operaciones son cruciales en la programación de la construcción.

La prueba más utilizada para el concreto es la prueba de resistencia a la compresión del cilindro estándar. Los resultados del ensayo de compresión de los cilindros representa la resistencia potencial del concreto tal como se entrega a un sitio. La prueba se utiliza principalmente como una base para el control de calidad del concreto para asegurar que se cumplan los requisitos del proyecto. No se pretende que estas pruebas contribuyan a estimar la resistencia del concreto en sitio, ya que no toma en cuenta los efectos de la colocación, compactación o curado. Es raro que el concreto de una estructura posea las mismas propiedades que un cilindro curado a la misma edad de manera estándar. Los resultados de estas pruebas no se pueden utilizar para determinar si existe una resistencia adecuada a edades tempranas para un seguro proceso de retirar formaletas, la aplicación de post-tensado, etc.

Pruebas que determinen la resistencia a compresión en sitio de manera confiable son necesarias para poder realizar distintas operaciones evitando accidentes en la obra. El mal manejo de retiro de formaletas, aplicación de post-tensado y horarios rápidos en la construcción han contribuido a diversos incidentes que pueden ser evadidos con la simple aplicación de los métodos de resistencia en sitio.

### 3.2.9.1. *Métodos para estimar la resistencia en sitio.*

*“El objetivo de las pruebas in situ es estimar características del concreto en la estructura. La característica deseada es muy a menudo la fuerza compresiva. Para hacer una estimación de la fuerza, es necesario tener un lazo conocido entre el resultado de la prueba in situ y la fuerza del concreto. Para una construcción en ejecución, este lazo se establece generalmente empíricamente en el laboratorio.” (Céspedes, 2003)*

Las siguientes son algunas de las pruebas para estimar la resistencia en sitio:

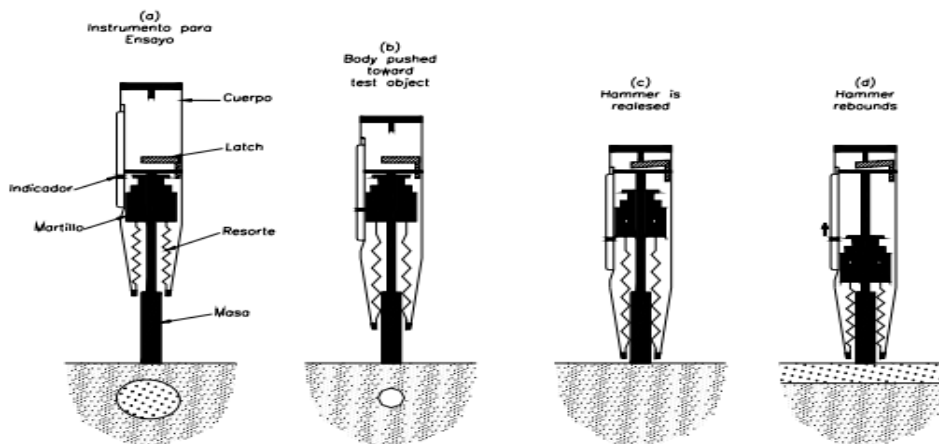
- Prueba del martillo de rebote.
- Prueba de resistencia a la penetración.
- Prueba de extracción.
- Prueba de ruptura.
- Prueba de velocidad de pulsos ultrasónicos.
- Prueba de cilindros curados en Sitio.
- Prueba del método de la madurez.

**3.2.9.1.1** Prueba del martillo de rebote (ASTM C 805): La prueba del martillo de rebote fue desarrollada por Ernst Schmidt en el año 1948, este utensilio también puede ser llamado esclerómetro. Consiste en una barra de acero, llamada émbolo, la cual es impulsada por un resorte y produce un impacto en la superficie del concreto. La resistencia que posee el concreto en la superficie hace que la barra de acero rebote y el desplazamiento máximo es registrado en una escala lineal fija en el instrumento. Esta lectura indica la resistencia del concreto.

En esta prueba se utiliza el principio que establece que el desplazamiento de una masa elástica depende de la dureza de la superficie en la cual se está produciendo el impacto. Este método se realiza presionando el émbolo contra la superficie en la cual se desea efectuar la medición y luego liberándolo, de manera que la distancia recorrida por la barra sea registrada como un porcentaje de la extensión inicial del resorte. Este dato registrado por el esclerómetro es llamado el número de rebote, el cual es una medida arbitraria debido a que depende tanto del volumen de la masa como de la energía del resorte almacenada.

Esta prueba se debe realizar sobre una superficie plana y a la vez la zona elegida debe de tener un mínimo de 150 milímetros de diámetro y 100 milímetros de espesor para evitar medidas erróneas. Las superficies desniveladas deberán ser frotadas hasta llegar a convertirse en una superficie llana. Esto se debe a que las superficies aplanadas registran un índice de rebote más alto que las superficies ásperas o porosas.

**Figura No. 108 Mecanismos de funcionamiento: prueba del martillo de rebote.**



Fuente: (Céspedes, 2003)

Se recomienda llevar a cabo un mínimo de diez pruebas en la zona elegida con una distancia mínima de una pulgada entre cada sitio de prueba. Las pruebas efectuadas deberán ser realizadas con la misma dirección de impacto (horizontal, vertical, etc.) para evitar mediciones incorrectas. Es necesaria la ejecución de varias pruebas en distintos lugares ya que existen diversos factores que pueden afectar las mediciones del número de rebote. En algunos casos si la medición se lleva a cabo por encima de un agregado se puede registrar un número rebote excesivamente alto, el cual no sería representativo de toda el área que se está estudiando, al igual que la presencia de un vacío causaría un número de rebote demasiado bajo. Otra de las recomendaciones al implementar este método es utilizar siempre el mismo equipo durante el transcurso de las mediciones, ya que martillos distintos pueden registrar números de rebote diferentes.

El error estándar de la media de la prueba del martillo de rebote es elevado a comparación de la prueba de compresión, pero se optimizan diversos aspectos como el tiempo, esfuerzo y a la vez el costo. Otro de los beneficios es que es una prueba no destructiva por lo que no afecta a la estructura. La prueba del martillo de rebote no mide la resistencia específicamente, pero ayuda a

determinar la dureza superficial del concreto bajo estudio y se puede generar una relación empírica entre estos dos factores.

Un aspecto que puede llegar a afectar las lecturas del número de rebote es el tipo de agregado utilizado. Se aconseja descartar lecturas que difieran por más de cinco unidades y si hay más de tres datos que difieren en seis unidades se debería proceder a descartar el resto de lecturas realizadas.

Los martillos de rebote requieren ser revisados y verificados periódicamente, o cuando exista una razón para dudar de su funcionamiento adecuado. Existen piezas metálicas, aunque la verificación sobre éstas no garantiza que diferentes dispositivos den el mismo resultado en otros puntos sobre la escala de rebote. La realización de este tipo de pruebas es sumamente importante para evitar fallas estructurales o incluso accidentes dentro de la construcción de la obra.

**3.2.9.1.2** Prueba de resistencia a la penetración (ASTM C 803): La prueba de resistencia a la penetración también es conocida como la prueba de la sonda de Windsor, la cual al igual que la prueba del martillo establece una relación de la resistencia a compresión con la dureza superficial del concreto. Este método calcula la resistencia del concreto por medio del impulso de una barra metálica con la ayuda de una carga balística o provocada con el uso de pólvora. El material de la sonda que se utiliza para realizar la prueba depende de la densidad esperada del concreto bajo estudio. Esta prueba es considerada como no destructiva, ya que sólo produce un daño local.

Esta prueba se rige bajo el principio que establece que la penetración es inversamente proporcional a la resistencia a compresión del concreto, afectada también por la dureza del agregado. Se recomienda realizar un promedio de tres medidas y se busca evitar el uso de este método en elementos estructurales que sean muy delgados o que tengan un espesor pequeño. La dureza del concreto analizado se determina utilizando la escala de Moh, la cual nos indica valores de resistencia relativa por lo que es útil únicamente para realizar comparaciones debido a que no son datos exactos de resistencia en sitio.

**3.2.9.1.3 Prueba de Extracción (ASTM C 900):** La prueba de extracción mide la fuerza máxima necesaria para retirar una varilla de metal incrustada, con el extremo interior de mayor sección transversal, de un espécimen o estructura de concreto. La fuerza de tracción se aplica mediante un sistema de carga que reacciona contra la superficie de concreto a través de un ariete de tensión. A medida que se aplica la fuerza a la varilla, se extrae un fragmento más o menos en forma de cono del concreto bajo estudio. Requisitos para la configuración de las pruebas se dan en la norma ASTM C 900. A diferencia del martillo de rebote y pruebas de penetración de la sonda, la prueba de extracción somete el concreto a una carga estática que se presta para el análisis de tensión. A pesar de estar normado por la especificación ASTM 900 no existe suficiente información sobre la confiabilidad del método.

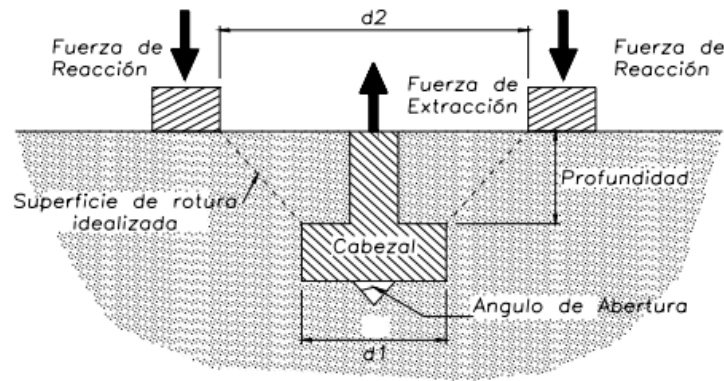
**Figura No. 110 Instrumentación para prueba de extracción.**



Fuente: (Céspedes, 2003)

En construcciones nuevas, el enfoque más conveniente para la prueba de extracción es fijar las varillas metálicas antes de la colocación del concreto. También es posible colocarlas en superficies no formadas, tales como tapas de losas, mediante su colocación de en el concreto fresco. Esta prueba es considerada más confiable que la prueba del martillo y la prueba de resistencia a la penetración debido a que la extracción implica un mayor volumen y mayor profundidad de concreto. La desventaja de este método es que si crea un daño en la estructura, el cual hay que reparar después de la realización de la prueba.

**Figura No. 111 Representación esquemática de la prueba de extracción.**

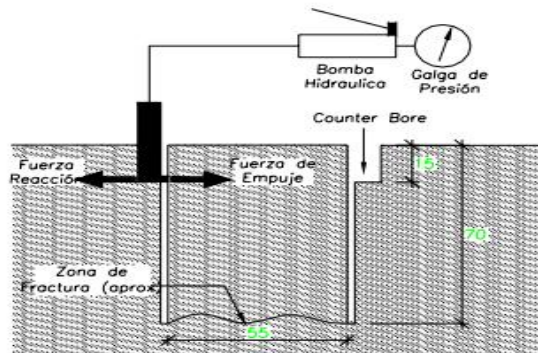


Fuente: (Céspedes, 2003)

**3.2.9.1.4 Prueba de Ruptura (ASTM C 1150):** La prueba de ruptura mide la fuerza requerida para romper un núcleo cilíndrico de una masa de concreto más grande. Para estimar la fuerza compresiva sobre el concreto se utilizan la fuerza medida y un lazo preestablecido de la fuerza. Los procedimientos estándar para el uso de este método se dan en la norma ASTM C 1150.

Para realizar la prueba se debe insertar una funda plástica cilíndrica en el concreto fresco. En el momento de realizar la prueba se aplica la fuerza por medio del uso de un gato hidráulico sobre la tapa y es aumentada de forma gradual hasta la ruptura del espécimen o estructura de concreto. El gato hidráulico ejerce presión por medio de un líquido el cual a través de una galga de presión muestra la máxima presión alcanzada durante la prueba. Esta prueba no es recomendada para las mezclas que tienen agregados gruesos con tamaño máximo nominal mayor a una pulgada.

**Figura No. 112 Esquema de funcionamiento de la prueba de ruptura.**



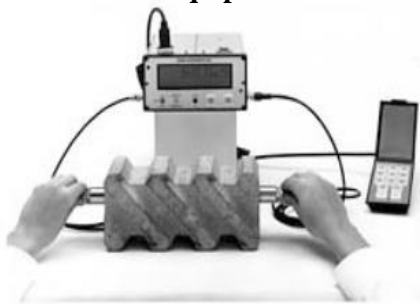
Fuente: (Céspedes, 2003)

**3.2.9.1.5 Velocidad de Pulsos Ultrasónicos (ASTM C 597):** La prueba de velocidad de pulsos ultrasónicos mide la velocidad de ondas longitudinales en el concreto, la cual se relaciona directamente con la resistencia a la compresión si se somete al concreto a condiciones específicas. Este método fue implementado debido a que las pruebas tradicionales no son representativas del concreto de la estructura real. Existen maneras de determinar la resistencia potencial de una estructura, pero son procedimientos que requieren de mucho dinero y además hacen daño al elemento estructural estudiado.

*“No existe ninguna relación especial entre la velocidad de ondas longitudinales y la resistencia del concreto, pero, en condiciones específicas, las dos cantidades se relacionan directamente. El factor común es la densidad del concreto: un cambio en la densidad del concreto da como resultado un cambio de la velocidad de pulso. De manera similar en una mezcla dada, la relación de la densidad real con la densidad potencial y la resistencia resultante se relacionan estrechamente. Así pues un descenso en la densidad causado por un incremento en la relación agua cemento debe disminuir tanto la resistencia la compresión como la velocidad de un pulso a través de éste”. (Céspedes, 2003)*

*“La prueba ultrasónica de la velocidad del pulso, según lo prescrito en ASTM C 597, determina la velocidad de la propagación de un pulso de energía vibratoria a través de un miembro de concreto. Un transductor envía una onda de corta-duración, señal de alto voltaje a un transductor de recepción, haciendo el transductor vibrar en su frecuencia resonante. En el comienzo del pulso eléctrico, se enciende con un temporizador electrónico. Las vibraciones del transductor se transfieren al concreto a través de un líquido viscoso como acoplador.” (Céspedes, 2003)*

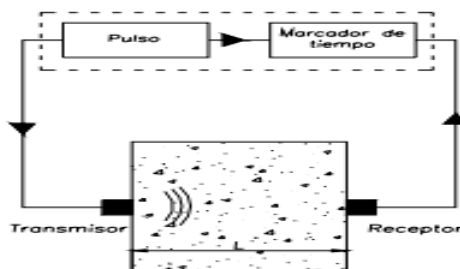
**Figura No. 113      Equipo de medición ultrasónica.**



Fuente: (Céspedes, 2003)

El pulso vibratorio viaja a través del miembro y es detectado por un transductor de recepción juntado a la superficie opuesta del concreto el cual registra el tiempo del recorrido de la onda longitudinal. La longitud de camino directa entre los transductores se divide por el tiempo del recorrido para obtener la velocidad del pulso a través del concreto. Como muchos de las otras pruebas in situ, este método no mide directamente la resistencia del material, sino su módulo elástico dinámico.

**Figura No. 114**      **Ensayo de equipo ultrasónico.**

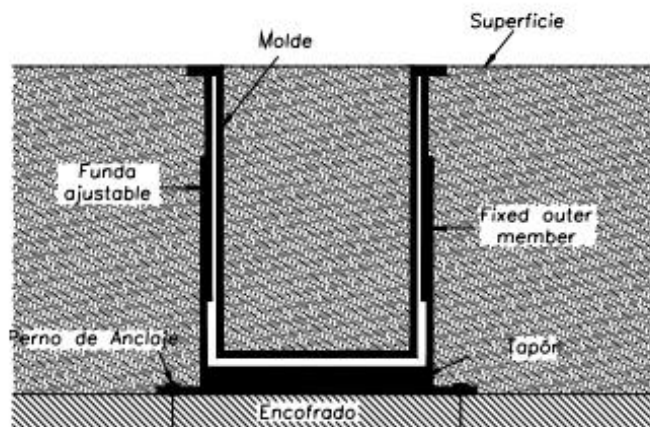


Fuente: (Céspedes, 2003)

**3.2.9.1.6** Cilindros Moldeados In Situ (ASTM C 873): La prueba de cilindros curados y moldeados in situ es una técnica utilizada para obtener especímenes cilíndricos de elementos estructurales sin la necesidad de perforar para obtener muestras. Es un método bastante simple el cual está normado por la especificación ASTM C 873. Al utilizar este procedimiento se busca someter a los cilindros curados in situ a las mismas condiciones de curado que el elemento estructural y el concreto bajo estudio.

En este método simplemente se realizan los cilindros de concreto en el momento en que se vierta en el elemento estructural que se va a analizar. Luego se posicionan junto al elemento, de manera que se cure junto a él. La funda externa se clava al encofrado y se realiza esto para utilizar un molde cilíndrico. La funda se puede ajustar según los diversos espesores de la losa. Se llena cuando se vacía el concreto en la losa, y el concreto en el molde se permite curar junto con la losa. Al llegar a la edad del concreto en donde se desea conocer la resistencia a compresión del concreto, se procede a desmoldar los cilindros y son trasladados al laboratorio para llevar a cabo las pruebas. Esta prueba a compresión de los cilindros ayudan a dar una idea de la resistencia que tiene el elemento estructural en el momento deseado.

**Figura No. 115 Cilindros curados en sitio.**



Fuente: (Céspedes, 2003)

**3.2.10. Método de la madurez:** La madurez del concreto es un concepto que se ha estudiado durante varias décadas debido a su aportación a la ingeniería como herramienta de monitoreo de la calidad del concreto. La madurez está muy relacionada con la variación de temperatura que sufre el concreto como resultado de la reacción química de hidratación del cemento. El registro sistemático del historial de temperatura para una mezcla de concreto específica hace posible determinar con alto grado de confiabilidad la resistencia potencial a compresión del concreto a una edad determinada.

El desarrollo de este método se puede resumir en los siguientes tres pasos:

- Establecer la relación resistencia-madurez en laboratorio, monitoreando el desarrollo de la temperatura de la mezcla del concreto bajo estudio por veintiocho días.
- Obtener los valores de madurez por medio de la medición de la temperatura y edad del elemento en campo.
- Comparar valores de madurez obtenidos en el laboratorio con los datos de las mediciones en campo.

**3.2.10.1. Antecedentes:** El origen del método de madurez se atribuye a estudios realizados en Inglaterra acerca de métodos de curado acelerado propuestos por Nurse y Saúl en los años de 1949 y 1951. En tales estudios se requería una metodología para tomar en cuenta los efectos combinados de tiempo y temperatura sobre el desarrollo de la resistencia del concreto para diferentes métodos de curado a alta temperatura. Esta idea originó la fórmula Nurse-Saúl, que actualmente sigue vigente:

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \Delta t$$

En donde:

<b>M =</b>	Factor Temperatura-Tiempo, Grados-Día o Grados-Hora
<b>T =</b>	Temperatura Media Durante Intervalo de Tiempo, ° C
<b>T<sub>0</sub>=</b>	Temperatura de Referencia, ° C
<b>Δt =</b>	Intervalo de tiempo, Días u Horas

El índice de la ecuación anterior se denomina factor temperatura-tiempo. El valor de la temperatura de referencia se toma como la temperatura a la cual el desarrollo de la resistencia del concreto cesa por completo.

*Saúl (1951) presentó el siguiente principio que se ha hecho conocido como la regla de la madurez:*

*«El concreto del mismo diseño de mezcla a la misma madurez (registrada en temperatura-tiempo) posee aproximadamente la misma resistencia en cualquier combinación de temperatura y tiempo para integrar tal madurez».*

La ecuación Nurse-Saúl se basa en la suposición de que la tasa inicial de desarrollo de resistencia es una función lineal de la temperatura. Numerosos autores propusieron nuevas alternativas, pero hasta finales de los años setenta surgió una que ganó gran aceptación.

Freiesleben, Hansen y Pedersen propusieron en 1977 una nueva función para calcular el índice de madurez del concreto. Esta función se basa en la ecuación de Arrhenius que se utiliza para describir el efecto de la temperatura sobre la velocidad de una reacción química. Esta función permite el cálculo de la edad equivalente del concreto de la siguiente manera:

$$t_e = \sum_0^t e^{-Q\left(\frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_s}\right)} \Delta t$$

En donde:

$t_e =$	Edad Equivalente a Temperatura especificada, Días u Horas
$Q =$	Energía de Activación Dividido por Constante de Gases, Kelvin
$T_a =$	Temperatura Media Durante Intervalo de Tiempo, Kelvin
$T_s =$	Temperatura Especificada, Kelvin
$\Delta t =$	Intervalo de tiempo, Días u Horas

Mediante el uso de la ecuación de Arrhenius, se convierte la edad real del concreto a su edad equivalente a la temperatura de referencia. Esto se realiza con el propósito de relacionar su resistencia con la madurez que ha adquirido. En la práctica europea, la temperatura de referencia es por lo general 20°C, mientras que en la práctica norteamericana asume el valor de 23°C.

La introducción de esta función superó una de las principales limitaciones de la función Nurse-Saúl porque permite una relación no lineal entre la velocidad inicial de la tasa de desarrollo de la resistencia y la temperatura de curado. Esta dependencia de la temperatura se describe por el valor de la energía de activación aparente  $E$ . Este parámetro se divide entre la constante universal de gases  $R$ , y el resultado es el parámetro  $Q$  que se ingresa en la ecuación.

La función Arrhenius tiene la limitación de no tomar en cuenta los efectos de la temperatura a edad temprana en la resistencia del concreto a largo plazo. Esta es una limitación inherente del método de madurez.

El parámetro clave en la función Arrhenius es la energía de activación, que describe el efecto de la temperatura en la tasa de desarrollo de resistencia. La energía de activación es la energía que requiere un sistema para poder iniciar un proceso químico. Generalmente se refiere a la energía mínima para lograr producir una reacción química. La ecuación Arrhenius brinda una base cuantitativa referente a la relación entre energía de activación y la velocidad de reacción.

**3.2.10.2. Estimación de resistencia en sitio.** El método de la madurez se utiliza generalmente para estimar la resistencia a compresión del concreto en sitio. Este procedimiento se realiza mediante el uso del índice de madurez del concreto en sitio y una relación previamente establecida entre el índice de madurez y la resistencia de la mezcla a evaluar. Esto se hace bajo la suposición de que el diseño de la mezcla de concreto a evaluar posee una relación única entre su resistencia y el índice de madurez.

Una vez que se ha determinado la relación resistencia-madurez única para el concreto de interés, se puede estimar la resistencia en sitio. Los sensores de temperatura deben insertarse inmediatamente en el concreto fresco luego de ser colocado. Se debe seleccionar la ubicación de los sensores en lugares críticos de mayor interés en cuanto al valor de la resistencia potencial a compresión. Se debe calcular el índice de madurez a través de una o ambas funciones de madurez (Factor Temperatura-Tiempo o Edad Equivalente) a través del registro del historial de temperatura del concreto evaluado. La estimación de la resistencia a compresión se obtiene a partir de la relación resistencia-madurez que estaba previamente determinada. Se recomienda que la resistencia estimada sea validada por otras pruebas de resistencia en sitio.

**3.2.10.3. Método de madurez en sistemas industrializados de construcción:** La creciente utilización de sistemas industrializados de construcción ha aumentado el estándar de calidad del producto final, además de la optimización de tiempos y costos asociados. Este tipo de construcción emplea concretos especiales, principalmente de rápido desarrollo inicial de su resistencia. Estos proyectos deben disponer de sistemas de monitoreo de alta confiabilidad para determinar la calidad del concreto que se utiliza. La aplicación del método de madurez ha ganado gran aceptación en sectores de la construcción fuera de Guatemala para estimar la resistencia potencial a compresión del concreto a edades determinadas. Algunas actividades críticas en obra que requieren un control de calidad del concreto utilizado mediante el método de madurez son:

**3.2.10.3.1 Desencofrar estructuras:** El monitoreo de la calidad del concreto resulta esencial para verificar períodos de curado y desencofrado de estructuras de concreto reforzado. Además provee seguridad a los trabajadores de la obra, ya que retirar la formaleta de una estructura que no posea una resistencia mínima puede resultar en una tragedia. La resistencia mínima para desencofrar la estructura la debe especificar el diseñador estructural y debe estar detallada en los planos. La prueba de madurez de concreto proporciona una herramienta confiable para estimar la resistencia del concreto en sitio. Esto hace posible conocer el momento en el cual se puede retirar la formaleta de una estructura de forma segura.

Los factores ambientales que afectan el curado del concreto son muy importantes y deben ser considerados previo a desencofrar. El método de madurez verifica que el concreto colocado en sitio ha culminado su período de curado al indicar que las propiedades mecánicas esperadas se han alcanzado. La mala dosificación de materiales también se puede detectar al controlar el

desarrollo del concreto utilizando el método de madurez.

**3.2.10.3.2** Tensionar cables de pre esfuerzo: Los elementos estructurales de concreto pre esforzado deben cumplir con requerimientos de diseño y resistencia que aseguren el correcto desempeño de los mismos. La supervisión de la calidad del concreto es crítica en esta operación, debido al riesgo que implica la aplicación de altas magnitudes de esfuerzo de tensión al refuerzo utilizado, ya sea alambres, torones o barras. Es fundamental conocer la resistencia a compresión del concreto momentos antes de aplicar la tensión. Si el concreto no ha alcanzado la resistencia requerida, el elemento fallará de forma abrupta y se corre el riesgo de lesionar gravemente a las personas que se encuentren en los alrededores. Además se incurriría en una pérdida de tiempo y recursos. Es necesario verificar la resistencia del concreto utilizando pruebas no destructivas del concreto. El método de madurez es una alternativa que otorga practicidad y bajo costo.

**3.2.10.3.3** Corte de juntas en pavimentos: Esta actividad debe realizarse en el período o ventana de corte, después de la colocación del concreto. El período inicia cuando el concreto adquiere suficiente resistencia para poder realizar el corte de juntas, sin que se produzca descascaramiento del concreto. El período termina cuando la contracción del concreto produce fisuras significativas en el concreto. El método de madurez proporciona una herramienta valiosa para determinar este período óptimo para realizar el corte de juntas en el pavimento. Si no se logra realizar el corte en el momento adecuado, se corre el riesgo que el pavimento presente fisuras en toda la superficie y reduzca significativamente la calidad del mismo.

**3.2.10.3.4** Monitoreo de elementos masivos de concreto: Cuando los elementos estructurales de concreto requieren grandes cantidades volumétricas de concreto, se debe tomar precauciones especiales. Si el volumen del concreto que está reaccionando es muy grande, el calor generado no se podrá disipar rápidamente y la temperatura del concreto se elevará demasiado. Si el diferencial entre la temperatura ambiente y la temperatura es muy grande, ocurrirá cambios volumétricos en el concreto, induciendo esfuerzos de tracción que pueden provocar fisuras. El método de madurez registra la temperatura del concreto y permite monitorear el desarrollo del perfil térmico que presenta.

El método de madurez también es de mucha utilidad para verificar la resistencia potencial a compresión requerida en el diseño estructural. Además se puede utilizar para identificar problemas de retardo de fraguado en elementos estructurales causado por baja temperatura de curado o errores de dosificación en la mezcla.

**3.2.10.4. Sistemas de monitoreo disponibles en el mercado:** El mercado ofrece principalmente dos tipos de dispositivos electrónicos que permiten realizar la práctica de estimación de la resistencia del concreto mediante el método de madurez. Se debe tomar en cuenta que el dispositivo a utilizar deberá registrar la temperatura del concreto como función del tiempo en intervalos definidos. Los sistemas disponibles son los siguientes:

**3.2.10.4.1 Data Logger con Termopares:** Es un dispositivo que registra la temperatura a través de los sensores de temperatura denominados termopares. Luego de registrar la temperatura, se almacenan los datos en una memoria interna. Para calcular el índice de madurez de la muestra es necesario extraer los datos de temperatura y realizar una hoja de cálculo para ingresar los valores dentro de la función correspondiente.

**3.2.10.4.2 Instrumentos de madurez comerciales:** Estos instrumentos también utilizan termopares como sensores de temperatura, pero la diferencia radica en que calculan inmediatamente el índice de madurez y lo despliegan de forma automática. Es posible programar el aparato para que calcule el índice de madurez con la función Nurse-Saúl, o bien con la función Arrhenius. Los parámetros de sensibilidad de temperatura, los cuales son inherentes de cada tipo de mezcla y su reacción química, los toma como valores predeterminados. El índice de madurez que calcula este dispositivo puede no ser indicativo del valor verdadero de la mezcla utilizada.

En esta investigación se utiliza el sistema de Data Logger con Termopares por razones de costo y de análisis de las funciones de índice de madurez. El costo es significativamente mayor cuando se trata de un instrumento de madurez comercial. Este sistema es de interés para empresas constructoras de gran magnitud que están interesadas en implementar el método de madurez rápidamente. Para efectos de estudio del método, se considera más valioso trabajar con los datos de temperatura y utilizar las funciones para poder analizar de manera íntegra los resultados de cada mezcla.

**3.2.10.5. Valores relacionados con la temperatura:** La temperatura de referencia y la energía de activación afectan en gran medida la precisión de la estimación de la resistencia del concreto por el método de la madurez. Estos valores cambian de acuerdo a la manera en que la velocidad de reacción (y desarrollo de la resistencia) de una mezcla de concreto varía con la temperatura.

**3.2.10.5.1 Temperatura de referencia:** Este valor representa la temperatura por debajo de la cual cesa el desarrollo de resistencia del concreto. Se sugiere utilizar una temperatura de referencia de 0°C para mezclas de concreto convencionales. Para mezclas de concreto especiales se sugiere realizar un procedimiento estandarizado para obtener este dato. El procedimiento se describe en el anexo de la especificación ASTM C 1074.

**3.2.10.5.2 Energía de activación:** Se conceptualiza como la energía adicional requerida para iniciar una reacción química. Diferentes mezclas de concreto requieren una energía de activación distinta. La especificación ASTM C 1074 sugiere utilizar un valor de energía de activación E en el rango de 40,000 a 45,000 J/mol. Si se utiliza un concreto especial en el mismo documento se puede encontrar el procedimiento experimental estándar para calcular el valor exacto de la energía de activación.

**3.2.11. Delimitación e impacto del tema.** Este proyecto se considera de gran utilidad y avance en la tecnología de monitoreo que se utiliza en obras civiles para reducir el tiempo de análisis y error humano. En este proyecto lo que se busca es tener una predicción temprana de la resistencia final que tendrá el concreto. Con los datos de la variación de la temperatura de dicho concreto en los primeros días se generan modelos matemáticos que relacionan la temperatura con un índice de madurez del concreto el cual a su vez se relaciona con la resistencia del mismo. Con esto se puede predecir, a edades tempranas, la resistencia final del concreto utilizado. Se busca que únicamente con la medición de la temperatura en los primeros días se pueda predecir una aproximación de su resistencia final, dejando así el método de los cilindros de prueba “testigos” como un método alternativo de validación. La importancia de este proyecto es el tiempo que se va a poder ahorrar en obra y el ahorro económico al ya no hacer cilindros de prueba, ya que los sensores de temperatura utilizados son más económicos.

### 3.2.12. Metodología del experimento:

Medición de temperatura



Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.13. Listado de materiales.

**Tabla No.22.** Materiales utilizados en elaboración de sensor de temperatura.

<b>Disponible en Guatemala</b>			
<b>Cantidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Total</b>
6	Cable Dupont	Q1.25	Q7.50
1	Cable Ethernet	Q27.00	Q27.00
2	Cable para protoboard (m.)	Q2.10	Q4.20
1	Cable USB - USB mini	Q42.00	Q42.00
1	Carcaza para Raspberry Pi	Q110.00	Q110.00
1	Cinta de aislar	Q15.00	Q15.00
1	Conector USB Hembra	Q4.00	Q4.00
4	DS18B20	Q36.00	Q144.00
1	Estaño (m.)	Q3.50	Q3.50
4	Extensiones cable auxiliar	Q7.00	Q28.00
1	Header pines macho	Q4.50	Q4.50
8	Jack cable auxiliar	Q2.50	Q20.00
1	PushButton	Q3.00	Q3.00
1	Raspberry Pi modelo B	Q650.00	Q650.00
1	Regulador 7805	Q5.00	Q5.00
8	Resistencia 4.7k $\Omega$	Q0.80	Q6.40
1	Switch rock con luz DPST	Q8.00	Q8.00
1	Tazón Clik 80 AZQ	Q37.99	Q37.99
1	Terminales de 2 pines con tornillo	Q1.78	Q1.78
1	Tornillo ESTU.C.P. 6-32x1-1/2	Q11.49	Q11.49
1	Yarda de termoencogible	Q7.50	Q7.50
<b>TOTAL</b>			<b>Q1140.86</b>

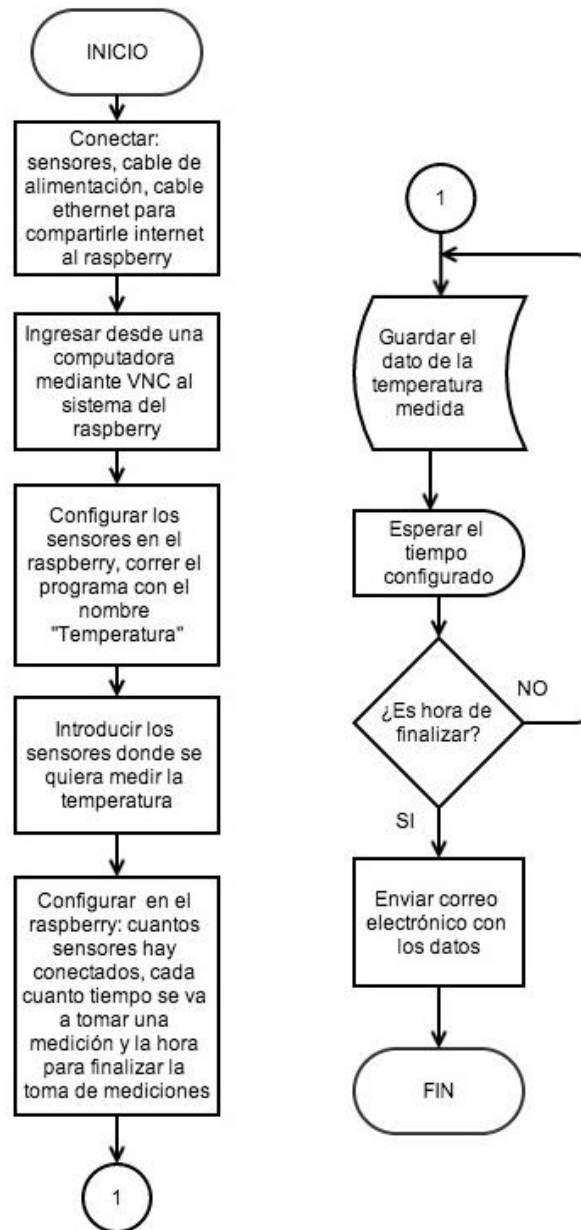
Fuente: Elaboración propia.

**3.2.13.1. Diseño:** En este proyecto se llevó a cabo el diseño y la construcción de un sistema capaz de medir y registrar la temperatura interna del concreto, para el cual se utilizó el sensor digital one-wire DS18B20 en su presentación de empaquetado parecido a un transistor, ya que su precio en Guatemala es de Q. 38 que se considera no tan elevado es necesario que sea barato ya que este sensor queda dentro del concreto y al secarse el concreto se pierde dicho sensor. Además tiene un rango de medición que va desde -55 hasta 125°C y tiene una exactitud de +/- 0.5°C, lo cual es suficiente para esta aplicación. Este sensor da como resultado un valor digital, con una resolución programable de 9 a 12 bits. Las mediciones se realizan cada cierto tiempo, definido por el usuario.

La información que proporcionan los sensores DS18B20 es capturada por un Raspberry. Este Raspberry procesa y registra la información almacenándola en una hoja electrónica separando por columnas la fecha, hora y temperatura medida por cada sensor. El Raspberry está conectado a internet mediante una conexión Ethernet para enviar un informe diario por medio del correo electrónico al usuario. La hora a la que envía el correo electrónico la puede configurar el usuario, si desea terminar de tomar mediciones antes de la hora que configuró puede presionar el botón de STOP y automáticamente el sistema finalizará la toma de datos y enviará el correo electrónico con las mediciones hechas hasta ese momento.

El sistema se conecta a una computadora mediante el protocolo SSH, y un software libre llamado VNC para poder ver los datos en tiempo real, dicha computadora debe estar conectada a la misma red que la del Raspberry.

**Figura No. 116** Diagrama de flujo de funcionamiento sensor de temperatura.



Fuente: Elaboración propia.

### 3.2.14. Metodología en laboratorio.

En este capítulo se proporciona información sobre el programa experimental desarrollado para evaluar la exactitud del método de madurez para estimar el desarrollo de la resistencia de del concreto curado en condiciones de laboratorio.

#### 3.2.14.1. *Recomendaciones del uso del concreto.*

- Se debe verificar el fraguado final del concreto para evitar daños estructurales a la hora de desmoldar.
- Tomar en cuenta las condiciones climáticas ya que pueden alterar el tiempo de fraguado del concreto. A temperatura menor a 18°C se debe evaluar la aplicación de un aditivo acelerante de fraguado.
- Deben seguirse las recomendaciones de la norma ACI 318 "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary" y de la norma ACI 308 "Standard Practice for Curing Concrete" donde se recomienda un curado no menor de 7 días.
- No se recomienda realizar adiciones al concreto ya que puede alterar las características del diseño original.

#### 3.2.14.2. *Metodología basada en especificación ASTM C 1074:*

Esta práctica provee un procedimiento estandarizado que permite la estimación de la resistencia de una mezcla de concreto a través del método de madurez. Para realizar el método de madurez se requiere la relación resistencia-madurez de la mezcla de concreto a evaluar mediante pruebas de laboratorio.

##### 3.2.14.2.1 *Procedimiento para desarrollar curvas de calibración de la*

*mezcla:* La metodología se describe en la especificación ASTM C 1074 de la American Society for Testing and Materials. Las mediciones de temperatura, edad y resistencia se registran mediante el uso de los siguientes dispositivos:

- Sistema de almacenamiento de datos o Data Logger.
- Sensores de temperatura (Termopar).
- Compresora universal.

**3.2.14.2.1.1** Sistema de almacenamiento de datos: Es un dispositivo que tiene como principal objetivo el almacenamiento de datos. Incluye un dispositivo de adquisición de datos que sirve como un sistema de grabación de datos en tiempo real. La mayoría de los fabricantes de instrumentos electrónicos lo consideran como un dispositivo independiente que puede leer diferentes tipos de señales eléctricas y almacenar los datos en una memoria interna para su posterior descarga en una computadora. La ventaja de los registradores de datos es que pueden funcionar de forma independiente de una computadora, a diferencia de muchos otros tipos de dispositivos de almacenamiento de datos.

**Figura No.117** Sistema de almacenamiento de datos o Data Logger.



Fuente: (Omega Engineering Inc., 2003)

**3.2.14.2.1.2** Sensores de temperatura: Un termopar es un sensor que se utiliza para medir temperatura. Se compone de dos metales diferentes, unidos en un extremo. Cuando la unión de los dos metales se calienta o enfría, se produce una tensión que se puede correlacionar con la temperatura. Las aleaciones de termopar están comúnmente disponibles como alambre.

Un termopar está disponible en diferentes combinaciones de metales o de calibraciones. Las cuatro calibraciones más comunes son J, K, T y E. También existen calibraciones de alta temperatura R, S, C y GB. Cada calibración tiene un rango diferente de temperatura y ambiente, aunque la temperatura máxima varía con el diámetro del alambre utilizado en el termopar. La calibración de termopar dicta el rango de temperatura y el rango máximo también está limitado por el diámetro del alambre del termopar.

Los termopares se utilizan muy a menudo en la industria debido a que miden temperatura en amplios rangos y son relativamente resistentes. Los siguientes criterios se utilizan en la selección de un termopar:

- Rango de temperatura.
- Resistencia química del material.
- Abrasión y resistencia a las vibraciones.
- Compatibilidad con dispositivos de almacenamiento de datos.

**Figura No.118      Termopar tipo K.**



Fuente: (Omega Engineering Inc., 2003)

**3.2.14.2.1.3** Compresora universal: Es el equipo que ha sido diseñado específicamente para llevar a cabo ensayos de cualquier tipo de muestras de concreto. La máquina puede realizar pruebas en muestras de cilindros, cubos y bloques de concreto. Dependiendo de cómo se utiliza, la máquina de compresión de concreto puede ser utilizada para el cálculo de la resistencia a compresión, esfuerzo de tensión y ensayos de vigas a flexión.

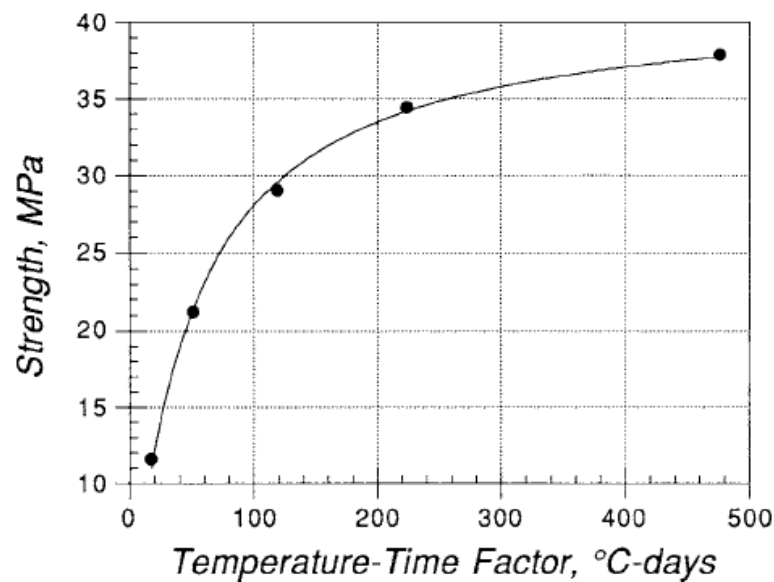
**3.2.14.2.2 Práctica en laboratorio:** Es necesario seguir una serie de pasos enlistados en la especificación ASTM C 1074 para lograr desarrollar la curva específica de la mezcla de concreto de manera estándar. Los pasos que describe la especificación ASTM C 1074 son los siguientes:

- Preparar 15 muestras cilíndricas del concreto que se desea evaluar. El procedimiento de preparación de cilindros se realiza bajo la especificación ASTM C 192/C192M. Si es necesario realizar dos operaciones o bachadas del concreto, se debe elaborar el mismo número de cilindros de cada bachada y ensayar un cilindro de cada conjunto en las distintas edades.
- Introducir en dos cilindros los sensores de temperatura (termopares), dentro de un rango de  $\pm 15$  mm del centro del cilindro. Conectar inmediatamente los termopares al dispositivo de almacenamiento de datos. Introducir un cilindro de diámetro pequeño que sirva como guía para luego acomodar el sensor dentro del cilindro facilitará la apropiada colocación del mismo.
- Curar los cilindros bajo la especificación ASTM C 511. El curado de cilindros puede llevarse a cabo en un baño de agua o en un cuarto húmedo.
- Realizar curado húmedo de los cilindros en un tanque de agua o en un cuarto húmedo con los requisitos de la norma ASTM C511.
- Realizar los ensayos a compresión utilizando la compresora universal bajo la especificación ASTM C39/C39M. Se debe ensayar dos cilindros a 1, 3, 7, 14 y 28 días. Luego se debe calcular la resistencia promedio de los dos cilindros. Debe verificarse que el rango de la resistencia de los dos cilindros no exceda el 10% de la resistencia promedio. Si se excede este límite, se debe ensayar otro cilindro y calcular el promedio de las tres pruebas. Si la resistencia de un cilindro es significativamente baja se debe desechar este resultado.
- Calcular el índice de madurez con los datos de temperatura registrados utilizando la ecuación Nurse-Saúl (Factor temperatura-tiempo) y la ecuación Arrhenius (Edad equivalente). Se debe utilizar un intervalo de tiempo ( $\Delta t$ ) igual o menor a media hora para las primeras 48 horas. Posterior a las 48 horas el intervalo de tiempo puede ser mayor y se

recomienda una hora. Se deja a criterio personal los intervalos de registro de temperatura, pero es importante tomar en cuenta la tasa de aumento de la variación de la temperatura en el concreto debido a la tasa de hidratación del concreto que se evalúa.

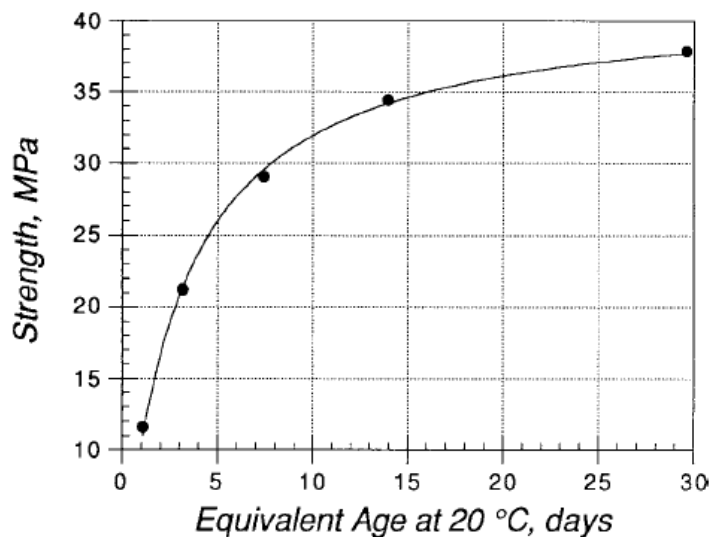
- Graficar la resistencia promedio obtenida de los dos cilindros ensayados a cada edad establecida como una función del valor promedio del índice de madurez. Dibujar la curva que se acople de mejor manera a los datos. La curva que se obtiene es la curva de calibración de la mezcla y se utiliza para estimar la relación entre la resistencia potencial a compresión del concreto con el índice de madurez. A continuación se ilustran ejemplos de curvas de calibración utilizando como índice de madurez el factor temperatura-tiempo y la edad equivalente.

**Figura No. 119** Ejemplo de curva de calibración que relaciona resistencia a compresión y factor temperatura-tiempo.



Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2004)

**Figura No. 120** Calibración entre resistencia, compresión y edad equivalente a 20°C.



Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2004)

### 3.2.14.3. Preparación de especímenes de concreto:

La preparación de las muestras cilíndricas de concreto se debe realizar bajo las especificaciones ASTM C 192/C192M. Se debe especificar la dimensión de las muestras requeridas para el ensayo o práctica que se está realizando. Si no se especifica la dimensión de las muestras, las muestras deben al menos cumplir con el requisito que estipula que la longitud debe ser el doble del diámetro. Es importante que el diámetro de la muestra cilíndrica sea al menos tres veces el tamaño nominal máximo del agregado grueso del concreto bajo estudio. En la presente práctica se definió que los cilindros a utilizar posean dimensiones de seis pulgadas de diámetro por 12 pulgadas de longitud.

A continuación se describe el equipo necesario para preparar las muestras:

- **Moldes cilíndricos:** Moldes con una forma cilíndrica para poder realizar muestras del diseño de mezcla realizado según la especificación C470/C470M.
- **Barra grande:** 5/8 de pulgada de diámetro y aproximadamente 24 pulgadas de largo.
- **Barra menor:** 3/8 de pulgada de diámetro y aproximadamente 12 pulgadas de largo.

- **Mazo de hule:** Un mazo con una goma o cuero crudo en la cabeza que pese  $1,25 \pm 0,50$  libras.
- **Herramientas:** Palas, cubos, paletas, llana de madera, paletas romas, regla, espesores de calibre, cucharones, reglas, guantes de goma, etc.
- **Aparato de Slump:** El aparato para la medición de slump se ajustará a los requisitos del método de ensayo C143/C143M.
- **Contenedor de muestreo y mezcla:** Un contenedor de fondo plano, de un material resistente como el metal, pesado, hermético y profundidad suficiente para poder realizar la mezcla del concreto.
- **Equipo de tamizado en húmedo:** Tamiz que cumpla con los requisitos de la práctica C172.
- **Aparato de contenido de aire:** El aparato para medir contenido debe cumplir con los requisitos de cualquier prueba métodos C231 o C173/C173M.
- **Balanzas:** Básculas para determinar la masa de los materiales y concretos, con una precisión mínima de 0.3%.
- **Dispositivos de medición de temperatura:** El dispositivo de medición de temperatura se ajustará a los requisitos de la prueba C1064/C1064M.
- **Mezcladora de concreto:** La mezcladora de concreto motorizada es un contenedor en donde se mezclan los materiales para hacer el diseño de mezcla. Debe poseer un tambor giratorio y mezclador basculante.

#### **3.2.14.4. Especificaciones de los materiales.**

**3.2.14.4.1 Cemento:** El cemento debe estar almacenado en un lugar seco y libre de humedad. Debe estar mezclado adecuadamente para proporcionar uniformidad en las pruebas. Si posee grumos, es recomendable pasar el cemento a través del tamiz número veinte o más fino.

**3.2.14.4.2 Agregados:** El agregado grueso debe estar clasificado por tamaño para impedir la segregación del mismo. Al momento de mezclar los materiales para elaborar el concreto se vuelve a combinar en las proporciones adecuadas. Si el agregado fino no se encuentra dispuesto en una distribución uniforme se puede separar al igual que el agregado grueso según el tamaño de las partículas. Si no se separa, se debe mantener en estado húmedo para prevenir la segregación. Antes de realizar la mezcla, se debe asegurar que el agregado presente una distribución uniforme del tamaño y de la humedad.

**3.2.14.4.3 Aditivos:** Los aditivos en polvo se deben mezclar con una fracción del cemento antes de introducirlos a la mezcladora de concreto para garantizar su correcta distribución. Generalmente se utilizan en cantidades inferiores al diez por ciento de la masa de cemento. Los aditivos solubles en agua deben añadirse al agua de la mezcla. La cantidad de solución debe ser añadida en el cálculo de contenido de agua del concreto. Algunos aditivos presentan especificaciones especiales para ser añadidos a la mezcla.

**3.2.14.4.4 Temperatura de los materiales:** Los materiales a mezclar deben estar a temperatura ambiente en un rango de 20°C a 30°C a menos que la práctica o el ensayo especifique la temperatura requerida.

#### **3.2.14.5. Especificaciones de las muestras**

- **Dimensiones:** Los especímenes cilíndricos de concreto deberán tener las dimensiones especificadas según el estudio, procedimiento o práctica que se desee llevar a cabo. Si en todo caso las dimensiones no son especificadas, los cilindros deberán tener una longitud del doble que el diámetro.
- **Restricciones:** Los tamaños de las muestras deberán cumplir con los requisitos del tamaño del agregado. Un cilindro debe poseer un diámetro de al menos tres veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso utilizado en la mezcla de concreto (C125).
- **Cantidad:** La cantidad de especímenes o muestras de cilindros de concreto deberá ser indicada por el estudio, práctica o método realizado y depende también de la naturaleza y frecuencia con la cual se les realicen pruebas a las probetas. Para mejorar el estudio realizado se pueden realizar las pruebas con una cantidad mayor de cilindros para que los resultados sean más exactos y representativos.

### 3.2.14.6. *Procedimiento de producción de concreto.*

**3.2.14.6.1 *Procedimiento de mezcla:*** En una mezcladora de concreto se debe procesar el concreto suficiente para realizar las muestras cilíndricas y debe dejarse previsto que exceda un diez por ciento de volumen. No se debe variar la secuencia del procedimiento de mezcla de una bachada a otra. Los pasos a seguir para mezclar el concreto son los siguientes:

- Añadir el agregado grueso a la mezcladora y una fracción de agua de la mezcla.
- Añadir la solución del aditivo.
- Accionar el funcionamiento de la mezcladora.
- Agregar el agregado fino, cemento y agua en el mezclador.
- Accionar el funcionamiento de la mezcladora.
- Accionar la mezcladora por tres minutos con todos los ingredientes de la mezcla.
- Reposar por tres minutos la mezcla.
- Mezclar dos minutos nuevamente.
- Depositar el concreto de la mezcladora en el contenedor de mezcla.
- Mezclar con pala o cucharón hasta que su apariencia sea totalmente uniforme.

### 3.2.14.6.2 *Pruebas de propiedades del concreto fresco.*

- ***Flujo de asentamiento:*** Este ensayo se utiliza para medir la propiedad de asentamiento del concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada. Para ello, se utiliza el tradicional cono de asentamiento normado por la ASTM. El procedimiento consiste en llenar por completo el cono y sin aplicar métodos de consolidación, se levanta y se mide el desplazamiento horizontal del concreto.
- ***Contenido de aire:*** Se determina bajo la especificación ASTM C 173 o C 231. El método C 231 no se utiliza cuando el concreto contiene agregados livianos, escoria de hornos de alta temperatura o agregados de alta porosidad. El concreto utilizado para esta prueba debe desecharse.
- ***Peso unitario:*** El peso unitario se realiza bajo la especificación C138/C138M. El concreto utilizado en esta prueba puede ser utilizado y se debe re mezclar con bachada.

- **Temperatura:** La prueba de temperatura se realiza bajo la especificación ASTM C 1064/C1064M. Esta prueba es necesaria para controlar efectos de alta temperatura a edad temprana en el método de madurez.

#### 3.2.14.7. *Procedimiento de preparación de cilindros.*

##### 3.2.14.7.1 *Mezcla de concreto.*

- **Máquina:** La realización de una mezcla de concreto se debe llevar a cabo en una concretora o mezcladora. El equipo debe estar en movimiento de rotación y se debe proceder a añadir el agregado grueso, una parte del agua de mezcla, y la solución del aditivo, cuando sea necesario. Por último se debe añadir al mezclador el agregado fino, cemento y agua con el mezclador en funcionamiento. Al insertar todos los materiales al mezclador deben transcurrir tres minutos, luego de los cuales se deja reposar por dos minutos la mezcla y se procede a mezclar dos minutos más luego del descanso. Se recomienda cubrir el extremo o parte superior del mezclador para evitar la evaporación y el escape de partículas de polvo mientras se está mezclando el concreto. Al terminar de mezclar se vierte en un contenedor en donde se mezcla con una pala para cerciorarse de que no exista la segregación en la mezcla.
- **General:** La mezcla de concreto realizada a mano debe limitarse a las mezclas de un cuarto de m<sup>3</sup> de volumen o menos. Los procedimientos de mezclado a mano se realizan de la misma manera que con la máquina.

##### 3.2.14.7.2 *Slump, contenido de aire, el rendimiento y la temperatura.*

- **Slump:** Medir la caída de cada bachada de concreto inmediatamente después de la mezcla de acuerdo con el Método de Ensayo C143/C143M.
- **Contenido de aire:** Determinar el contenido de aire con el equipo necesario, utilizando los métodos de prueba C173/C173M o C231, según sea el requerimiento del concreto, y luego proceda a desechar el concreto utilizado para la realización de esta prueba.
- **Rendimiento:** Determinar el rendimiento de cada bachada de concreto de acuerdo con el método de prueba C138/C138M.
- **Temperatura:** Determinar la temperatura de cada uno de las bachadas de concreto de acuerdo con la norma ASTM C1064 /C1064M.

### 3.2.14.7.3 Realizar muestras.

- **Lugar de moldeo de especímenes:** Se debe procurar moldear los especímenes lo más cerca posible al lugar donde van a ser almacenados durante las primeras 24 horas, ya que pueden ser afectadas por los movimientos bruscos, golpes o inclinaciones en el momento de ser trasladados. Para evitar que sean alteradas las muestras se debe procurar dejarlas en una superficie rígida en la cual las vibraciones no los alteren.
- **Moldes:** Colocación del concreto en los moldes usando una pala o paleta, procurando que lo insertado sea una porción uniforme de la mezcla de concreto. Se utiliza una varilla de apisonamiento para llevar a cabo la consolidación. El número de capas necesarias para realizar los moldes se indica en la siguiente tabla: molde después de compactación. No agregue muestras no representativas de concreto a un molde sin rellenar.

**Tabla No.23. Número de capas en cilindros de concreto.**

Specimen Type and Size	Mode of Consolidation	Numbers of Layers of Approximate Equal Depth
Cylinders:		
Diameter, in. [mm]		
3 or 4 [75 to 100]	rodding	2
6 [150]	rodding	3
9 [225]	rodding	4
up to 9 [225]	vibration	2
Prisms and horizontal creep		
Cylinders:		
Depth, in. [mm]		
up to 8 [200]	rodding	2
over 8 [200]	rodding	3 or more
up to 8 [200]	vibration	1
over 8 [200]	vibration	2 or more

Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2007)

### 3.2.14.7.4 Consolidación.

- **Métodos de consolidación:** Los métodos de consolidación son varillado, vibración interna y vibración externa. Basar la selección del método en el slump, a menos que el método indique en las especificaciones del trabajo. Varillar o vibrar concreto con slump mayor que o igual a 1 pulgada. Vibrar concreto con asentamiento de menos de 1 pulgada. No se debe utilizar vibración interna de cilindros con un diámetro de menos de 4 pulgadas.
- **Varillar:** Coloque el concreto en el molde, en el número requerido de capas de

aproximadamente igual volumen. Varillar cada capa con el extremo redondeado de la varilla utilizando el número de inserciones y el tamaño de la varilla que se especifica en la tabla.

**Tabla No.24.** Especificaciones de diámetros de varillas.

Cylinders		
Diameter of Cylinder, in. [mm]	Diameter of Rod in. [mm]	Number of Strokes/Layer
3 [75] to < 6 [150]	5/8 [10]	25
6 [150]	5/8 [16]	25
8 [200]	5/8 [16]	50
10 [250]	5/8 [16]	75
Beams and Prisms		
Top Surface Area of Specimen, in. <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Diameter of Rod in. (mm)	Number of Roddings/Layer
25 [160] or less	5/8 [10]	25
26 to 49 [165 to 310]	5/8 [10]	one for each 1 in. <sup>2</sup> [7 cm <sup>2</sup> ] of surface
50 [320] or more	5/8 [16]	one for each 2 in. <sup>2</sup> [14 cm <sup>2</sup> ] of surface
Horizontal Creep Cylinders		
Diameter of Cylinder in. [mm]	Diameter of Rod in. [mm]	Number of Roddings/Layer
6 [150]	5/8 [16]	50 total, 25 along both sides of axis

Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2007)

- **Acabado:** Después de la consolidación por cualquiera de los métodos, se debe continuar el proceso por medio de aplanar la superficie del concreto en acuerdo con el método en cuestión.

### 3.2.14.7.5 Curado.

- **Curado inicial:** Al terminar el proceso del acabado del concreto se debe cubrir los especímenes con una placa no absorbente de manera que se evite la evaporación del agua. Los cilindros de concreto deben de ser almacenados inmediatamente y se deben mantener húmedos hasta el momento en el que sean removidos de los moldes.
- **Eliminación de moldes:** Retire los especímenes de los moldes  $24 \pm 8$  horas después de la fundición. Para el concreto con prolongado tiempo de fraguado, los moldes no se retirarán hasta  $20 \pm 4$  horas después del set final. Si es necesario, determinar los tiempos de fraguado de acuerdo con el método de prueba C403/C403M.
- **Entorno de curado:** A menos que se especifique lo contrario todos los especímenes deben ser curados en húmedo en una temperatura de  $23.0 \pm 2.0^\circ \text{C}$  en el momento del moldeo hasta el momento de la prueba. Se debe de evitar entornos que produzcan vibraciones

durante las primeras 48 horas. El curado húmedo es que los especímenes de ensayo deberán disponer de agua libre mantenida en toda la zona de la superficie en todo momento.

**3.2.14.8 Pruebas de resistencia a compresión:** Los ensayos a compresión utilizando los cilindros de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada deben realizarse siguiendo las directrices de la especificación ASTM C39/C39 M. Es necesario llevar a cabo las pruebas de resistencia a distintas edades, tal como lo establece la especificación ASTM C 1074 para estimar la resistencia del concreto mediante el método de madurez. Los cilindros se ensayan a 1, 3, 7, 14 y 28 días.

El objetivo es aplicar una carga de compresión axial a los cilindros de concreto a una velocidad establecida, de manera que el concreto ceda y se produzca la consecuente falla del concreto. El procedimiento para realizar el ensayo se describe en los siguientes pasos:

- Se debe realizar la prueba a compresión de los cilindros de concreto inmediatamente después de retirarlos de la pileta de curado.
- El ensayo a compresión de los cilindros se realiza en condiciones húmedas.
- El tiempo permisible para fallar un espécimen a una edad específica se describe en la siguiente tabla de tolerancia.

**Tabla No.25. Tolerancia de tiempo para ensayo a compresión de cilindros**

Edad del Cilindro	Tolerancia Permisible
24 horas	± 0.5 horas ó 2.1%
3 días	± 2 horas ó 2.8%
7 días	± 6 horas ó 3.6%
28 días	± 20 horas ó 3.0%
90 días	± 2 días ó 2.2%

Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2007)

- Se debe comprobar que las dimensiones de cada cilindro cumpla con la relación longitud/diámetro y verificar que el diámetro de los cilindros no varíe en un porcentaje mayor a 2%.

- Se debe colocar la placa inferior sobre la platina de pruebas de la compresora con su respectiva almohadilla de neopreno.
- Limpiar la superficie de apoyo inferior y superior, además de la muestra de ensayo.
- Colocar el cilindro a evaluar sobre el apoyo inferior, alineando adecuadamente la muestra al eje central de la compresora.
- Verificar que el indicador de carga se encuentre en valor cero. De lo contrario, calibrar adecuadamente la compresora.
- La carga se debe aplicar a una tasa constante de  $35 \pm 7$  psi/s. Se debe realizar de manera controlada, a modo de no someter la muestra a una carga de shock.
- Se debe aplicar la carga de compresión a la tasa constante hasta que la carga muestre una disminución y el cilindro muestre el tipo de falla específico.
- Registrar el valor de resistencia a compresión del cilindro en el momento que falle el cilindro.

La resistencia a compresión del cilindro se calcula al dividir la carga máxima aplicada en el período de prueba por el área de sección transversal del cilindro. Se debe verificar que ninguno de los extremos del cilindro sobrepase la perpendicularidad del eje central en más de  $0.5^\circ$  (aproximadamente 0.12 pulgadas de 12 pulgadas). Los cilindros que no cumplan con lo establecido, deberán ser cortados para satisfacer el requerimiento.

#### **3.2.14.9      *Procedimiento para estimar resistencia en sitio.***

- Se deben insertar los sensores de temperatura en el concreto fresco, en el momento en que se termine de verter en el elemento estructural bajo estudio. Es de suma importancia colocar los sensores en puntos críticos del elemento estructural (tanto estructurales como por condiciones de exposición), de manera que se cerciore que esos puntos hayan alcanzado la resistencia a compresión deseada. La selección de los puntos se debe de realizar con el criterio de un Ingeniero Civil.
- Conectar los sensores de temperatura al dispositivo de almacenamiento de datos y activarlos tan pronto como sea posible para empezar a tomar datos de temperatura desde el momento de colocación del concreto. Utilice el mismo valor de temperatura de referencia o energía de activación, según sea el caso, que se utilizó para calcular el índice de madurez durante el

desarrollo de la relación resistencia-madurez en el laboratorio.

- Cuando la resistencia en la ubicación a una edad determinada de un sensor es estimada, leer el valor del índice de madurez del instrumento de medición o calcularlo con el registro de temperatura.
  
- Usando la relación resistencia-madurez desarrollada experimentalmente, leer el valor de la resistencia compresión correspondiente al índice de madurez medido.
  
- Con anterioridad a la realización de operaciones críticas, como desencofrado o post-tensado, se recomienda complementar el método de la madurez con otras pruebas para asegurarse de que el concreto en la estructura ha alcanzado una resistencia potencial similar a la del concreto utilizado para desarrollar la relación resistencia-madurez. Las técnicas apropiadas incluyen:
  - Método de prueba C803.
  - Método de prueba C873.
  - Método de prueba C900.
  - Método de prueba C918.
  - Método de prueba C684.

### **3.2.14.10**      *Procedimiento para el método de cilindros curados en sitio (ASTM C 873)*

**3.2.14.10.1**      **Resumen:** Este método realizado en sitio que consiste en ajustar los moldes cilíndricos a la formaleta en donde se verterá el concreto o bien se colocan los moldes junto a la estructura o elemento estructural. Se procede a verter el mismo tipo de concreto que fue vertido en el elemento estructural y se somete bajo las mismas condiciones de curado. En el momento en el cual el concreto llega a la edad deseada se procede a remover los cilindros de concreto de los moldes plásticos. Por último se deberán realizar las pruebas a compresión en los cilindros de concreto antes de que transcurran cuatro horas desde el momento en el que son removidos los especímenes del molde.

### 3.2.14.10.2 Procedimiento.

- Inspeccionar los moldes para asegurarse de que estén limpios y libres de residuos o materias extrañas. Llenar los moldes con el mismo concreto que fue utilizado en los elementos estructurales en el momento en el que se finalice de verter el mismo en la formaleta.
- Consolidar los cilindros de concreto utilizando el procedimiento estándar y luego proceda a someter a la superficie de la muestra con el mismo acabado que el concreto circundante.
- Someter las muestras a las mismas condiciones de curado y tratamiento que el concreto utilizado en sitio. Registrar la temperatura máxima y mínima de la superficie de la losa durante el período de curado. Las muestras deberán permanecer en el mismo lugar sin ser trasladados hasta el momento en el que sean removidos de sus respectivos moldes para ser transportados al laboratorio.
- Retirar los cilindros de sus respectivos moldes de plástico al llegar a la edad en la cual se desee realizar los ensayos a compresión. Desde el momento en que se extraigan los cilindros de concreto de los moldes hasta el momento de la ejecución de la prueba a compresión, se debe procurar mantener las muestras en un rango de temperatura de  $\pm 10^{\circ}$  F [ $\pm 6^{\circ}$  C] de la temperatura de la superficie del concreto colocado en el elemento estructural bajo estudio. Transportar las muestras al laboratorio sin que transcurran más de cuatro horas desde el momento en el que se remueven las muestras de sus moldes. Durante el transporte proteger las muestras para evitar daños por humedad, temperatura o congelación, pérdida de humedad, golpes, o combinación de los mismos.
- Realizar las pruebas a compresión de los cilindros curados en sitio en el laboratorio siguiendo los pasos de la especificación correspondiente a este procedimiento.

**3.2.15 Resultados de experimento: medición de temperatura.** El sistema mide y registra la temperatura interna del concreto, la frecuencia con la que toma una medición es definida por el usuario, así como la hora a la que desea terminar las mediciones. Si no se desea esperar hasta la hora que definió el usuario para que se envíen los datos, se puede presionar el botón de STOP para finalizar con las mediciones y proceder

al envío de la información. En el correo electrónico se adjunta la hoja electrónica con los datos de las mediciones realizadas, con el formato que se muestra en la siguiente figura.

**Figura No. 121 Registro de temperatura.**

	A	B	C	D
1	<b>Fecha</b>	<b>Hora</b>	<b>Temperatura 1 (C)</b>	<b>Temperatura 2 (C)</b>
2	20/08/13	23:20:19	22.875	23
3	20/08/13	23:20:30	25.187	25.175
4	20/08/13	23:20:41	30.125	29.85
5	20/08/13	23:20:52	28.437	28.9
6	20/08/13	23:21:03	26.125	32.453
7	20/08/13	23:21:14	25	30.678
8	20/08/13	23:21:25	24.375	29.65
9	20/08/13	23:21:36	24.375	27.654
10	20/08/13	23:21:46	23.5	28.421
11	20/08/13	23:21:57	28.5	28.54
12				

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla No.26. Características del sensor de temperatura.**

Concepto	Valor	Dimensional
<b>Rango</b>	-55 a 125	°C
<b>Precisión</b>	± 0.5	°C
<b>Resolución programable</b>	9 a 12	Bits
<b>Tiempo de respuesta</b>	750	ms.
<b>Potencia consumida</b>	3.5002688	W.

Fuente: Elaboración propia.

**Tabla No.27.** Comparación de precios con otros sensores de temperatura.

Descripción	Precio
DATALOGGING 4 CHANNEL DIGITAL THERMOMETER W/ EXCEL FORMATTED SD CARD	Q2,339.92
<b>Sensor de temperatura 8 canales</b>	<b>Q1,140.86</b>

Fuente: Elaboración propia.

Para medir la temperatura del concreto se realizaron varias pruebas en el laboratorio con diferentes tipos de sensores dentro de los cuales se utilizaron sensores analógicos como el LM35 y termocuplas tipo K, así como también sensores digitales como el DS1820 y DS18B20.

Todos los sensores utilizados proporcionan una muy buena aproximación de la temperatura, pero se escogió el DS18B20 ya que tiene un rango que va desde  $-55$  hasta  $125^{\circ}\text{C}$  y tiene una exactitud de  $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ . Además de que se tarda  $750\text{ms}$  como máximo para tener lista la lectura de la temperatura. Este sensor da como resultado un valor digital, con una resolución programable de 9 a 12 bits, de la temperatura que midió, lo cual reduce enormemente la cantidad de componentes externos a utilizar para conocer la temperatura, además utiliza la tecnología de comunicación one-wire, lo que permite que se conecten varios sensores en paralelo.

El sensor DS1820 trabaja de igual manera que el DS18B20, la ventaja del DS18B20 es que se le puede configurar la resolución de la lectura entre 9 a 12 bits, mientras que el DS1820 no. Además el DS1820 es muy difícil de conseguir en el mercado local, no es tan común como el DS18B20.

La información proporcionada por el sensor DS18B20 es analizada por un Raspberry, el cual tiene como función recibir dicha información cada cierto tiempo, el tiempo es configurado por el usuario, y almacenarla en una hoja electrónica separando por columna la fecha, hora y temperatura medida por cada sensor. Luego este archivo es enviado por correo electrónico al usuario que se defina. El archivo puede ser enviado a varios destinatarios.

Como se puede observar en la Tabla No. 27 el sensor es de bajo costo comparado con otros dispositivos comerciales, además es de fácil construcción y todos los materiales utilizados para su elaboración se encuentran disponibles en Guatemala.

Para que el sistema logre enviar el documento con los datos de temperatura medida es necesario que el Raspberry cuente con internet, en este caso se utiliza una conexión Ethernet para garantizarle internet y para conectarse a él mediante el protocolo SSH para ver los datos en tiempo real.

### 3.2.16 Presentación de Resultados de laboratorio.

**3.2.16.1. Diseño de mezcla de concreto convencional.** La mezcla de concreto convencional se utiliza en la construcción general para elementos con bajos o moderados requerimientos estructurales y resistencia mecánica. El diseño de la mezcla deberá alcanzar un mínimo de 4,000 psi durante el transcurso de 28 días. Su trabajabilidad debe de ser adecuada debido a que es utilizada en losas, cimientos, muros, columnas y bordillos. A continuación se describe las proporciones de la mezcla a evaluar mediante el método de madurez.

**Tabla No.28. Diseño de mezcla de concreto convencional.**

<b>Diseño de mezcla de concreto convencional</b>		
<b>Material/Característica</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidades</b>
Cemento CFB	320.00	kg/m <sup>3</sup>
Agua potable	178.00	kg/m <sup>3</sup>
Piedrín 3/4" PPE	630	kg/m <sup>3</sup>
Piedrín 3/8" PPO	390.00	kg/m <sup>3</sup>
Arena Caliza LP	887.00	kg/m <sup>3</sup>
Plastiment G935	2.75	mL/kg de cemento
Densidad teórica	2405.00	kg/m <sup>3</sup>
Relación A/C	0.56	

Fuente: Elaboración propia

**3.2.16.2. Diseño de mezcla de concreto de alta trabajabilidad:** La mezcla de alta trabajabilidad para vivienda industrializada debe cumplir con requisitos de resistencia y trabajabilidad que dependen de la aplicación del concreto. Se utilizaron dos aditivos para el diseño del concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada. El primero se trata de un reductor de agua y retardante (Plastiment G935). Es un aditivo líquido con inclusión de aire para concreto. Su uso permite una mayor trabajabilidad del concreto, así como una mejor adherencia al refuerzo de acero. El otro aditivo utilizado es un reductor de agua de alto rango y plastificante de alto desempeño para el concreto (Viscocrete 2100). Es un aditivo líquido especial para producción de concreto en plantas de concreto premezclado. Su aplicación produce una reducción de la relación agua-cemento, incremento de la fluidez y otorga facilidad de autocompactación en el concreto. A continuación se describe las proporciones de la mezcla a evaluar mediante el método de madurez.

**Tabla No.29. Diseño de mezcla de concreto evaluada**

<b>Diseño de mezcla de concreto de alta trabajabilidad</b>		
Cemento CFB	310.00	kg/m <sup>3</sup>
Agua potable	200.00	kg/m <sup>3</sup>
Piedrín 3/8" PPO	750.00	kg/m <sup>3</sup>
Arena 0-1/4" PPO	1056.00	kg/m <sup>3</sup>
Plastiment G935	2.50	mL/kg de cemento
Viscocrete 2100	5.00	mL/kg de cemento
Densidad teórica	2316.00	kg/m <sup>3</sup>
Rel. A/C	0.65	

Fuente: Elaboración propia

**3.2.16.3. Resultados de pruebas realizadas al concreto convencional.** En el momento en que se terminó de hacer la mezcla del concreto convencional en la concretera se procedió a realizar las pruebas correspondientes al concreto en estado fresco, entre las cuales se encuentra la prueba de flujo, temperatura y cantidad de aire. Estas pruebas fueron realizadas siguiendo los lineamientos de las pruebas estandarizadas de control de calidad. Si en dado caso alguna de las pruebas no habría dado un dato aceptable para el diseño de mezcla se descartaría la bachada del concreto.

**Tabla No.30. Resultados de pruebas a concreto fresco.**

<b>Pruebas concreto fresco a concreto convencional</b>		
<b>Prueba</b>	<b>Medición</b>	<b>Dimensional</b>
Temperatura de concreto	22.2	°C
Slump	5.00	In
M.U.	2380	kg/m <sup>3</sup>
Aire	1.7	%
Apariencia	Buena	
Trabajabilidad	Buena	

Fuente: Elaboración propia

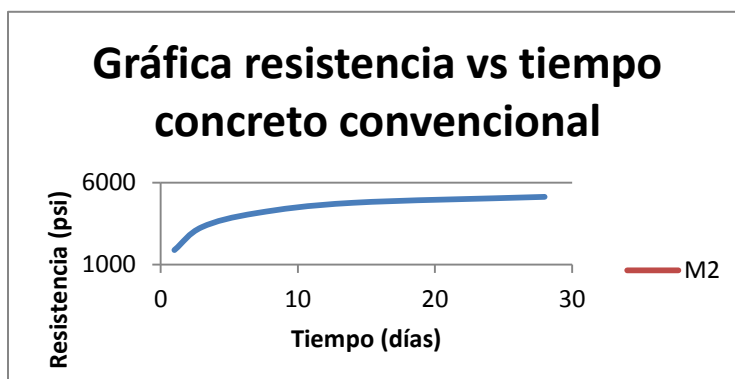
Al terminar la realización de las pruebas del concreto fresco se procedió a hacer los cilindros de concreto en los moldes plásticos y curados con el uso de la especificación ASTM C192. Al terminar este procedimiento y en las distintas edades establecidas según el método de la madurez, se realizaron las pruebas de resistencia a compresión bajo los lineamientos de la especificación ASTM C39. El diseño teórico de la mezcla del concreto preveía una resistencia especificada a 28 días de 4000 psi. En esta tabla de resultados se puede observar que la resistencia prevista de 4,000 psi fue sobrepasada por 1,128 unidades y además se llegó a alcanzar la resistencia prevista a 28 días en un período de 7 días, una cantidad notable de 21 días menos.

**Tabla No.31. Resultados de resistencia a compresión promedio del concreto.**

<b>Edad (días)</b>	<b>Resistencia (psi)</b>
1	1878
3	3278.5
7	4138
14	4766
28	5128

Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 122 Resistencia del concreto convencional respecto al tiempo.**



Fuente: Elaboración propia

Esta gráfica se realizó con los datos de las resistencias a compresión promedio del concreto convencional. Para obtener este dato se fallaron por lo menos dos cilindros a cada edad especificada, descartando los cilindros que tuvieran una variación mayor a diez por ciento.

**Tabla No.32. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 1 día.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 1-1	1	1800
Cilindro 1-2	1	1956
<b>Resistencia Promedio</b>		1878
<b>Desviación Estándar</b>		110.31
<b>% Diferencia</b>		5.87%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.33. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 3 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 1-3	3	3364
Cilindro 1-4	3	3193
<b>Resistencia Promedio</b>		3278.5
<b>Desviación Estándar</b>		120.92
<b>% Diferencia</b>		3.69%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.34. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 7 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 1-5	7	4218
Cilindro 1-6	7	4058
<b>Resistencia Promedio</b>		
		4138
<b>Desviación Estándar</b>		
		113.14
<b>% Diferencia</b>		
		2.73%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.35. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 14 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 1-7	14	4738
Cilindro 1-8	14	4793
<b>Resistencia Promedio</b>		
		4765.5
<b>Desviación Estándar</b>		
		38.89
<b>% Diferencia</b>		
		0.82%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.36. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 28 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 1-9	28	5222
Cilindro 1-10	28	5033
<b>Resistencia Promedio</b>		
		5127.5
<b>Desviación Estándar</b>		
		133.64
<b>% Diferencia</b>		
		2.61%

Fuente: Elaboración propia

**3.2.16.4. Resultados de pruebas realizadas al concreto de alta trabajabilidad.** Cuando se realizó la mezcla del concreto de alta trabajabilidad para la fabricación de cilindros, se realizaron las pruebas correspondientes al concreto fresco bajo procedimientos estandarizados de control de calidad.

**Tabla No.37. Resultados de pruebas a concreto fresco**

<b>Pruebas concreto fresco a concreto de alta trabajabilidad</b>		
Temperatura de concreto	23.5	°C
Flujo	35.00	cm
M.U.	2300	kg/m <sup>3</sup>
Aire	3.1	%
Apariencia:	Buena	
Trabajabilidad:	Regular	

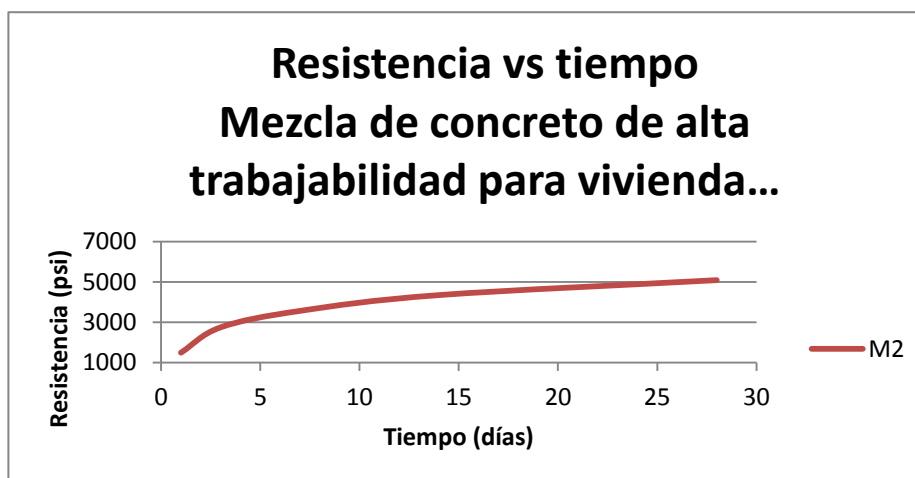
Fuente: Elaboración propia

Con los especímenes del concreto se realizaron pruebas de resistencia utilizando el ensayo de cilindros a compresión bajo la especificación ASTM C 39/C 39M - 09a. El diseño teórico de la mezcla del concreto preveía una resistencia especificada a 28 días de 3000 psi, sin embargo a la edad de 7 días se sobrepaso este valor.

**Tabla No.38. Resultados de resistencia a compresión promedio del concreto**

<b>Edad</b>	<b>Resistencia</b>	
1 día	1485	psi
3 días	2743	psi
7 días	3560	psi
14 días	4343	psi
28 días	5087	psi

Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 123 Resistencia del concreto de alta trabajabilidad respecto al tiempo.**

Fuente: Elaboración propia

Para obtener la resistencia promedio del concreto para cada edad especificada, se realiza el ensayo a compresión de dos cilindros y se verifica que la variación de los resultados sea menor al diez por ciento para cumplir con la especificación ASTM.

**Tabla No.39. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 1 día.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 2-1	1	1483
Cilindro 2-2	1	1487
<b>Resistencia Promedio:</b>		1485
<b>Desviación Estándar:</b>		2.83
<b>% Diferencia</b>		0.19%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.40. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 3 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 2-3	3	2718
Cilindro 2-4	3	2767
<b>Resistencia Promedio:</b>		2742.5
<b>Desviación Estándar:</b>		34.65
<b>% Diferencia</b>		1.26%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.41. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 7 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 2-1	7	3459
Cilindro 2-2	7	3661
<b>Resistencia Promedio:</b>		3560
<b>Desviación Estándar:</b>		142.84
<b>% Diferencia</b>		4.01%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.42. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 14 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 2-3	14	4396
Cilindro 2-4	14	4290
<b>Resistencia Promedio:</b>		
		4343
<b>Desviación Estándar:</b>		
		74.95
<b>% Diferencia</b>		
		1.73%

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.43. Resultados de resistencia a compresión del concreto a 28 días.**

Espécimen	Edad (días)	Resistencia (psi)
Cilindro 2-3	28	5176
Cilindro 2-4	28	4998
<b>Resistencia Promedio:</b>		
		5087
<b>Desviación Estándar:</b>		
		125.87
<b>% Diferencia</b>		
		2.47%

Fuente: Elaboración propia

**3.2.16.5. Resultados del registro del perfil térmico y cálculo del índice de madurez del concreto convencional.** Para calcular el índice de madurez los datos de temperatura de referencia, temperatura específica y el valor del cociente de la energía de activación y la constante universal de gases son indispensables. En la siguiente tabla se establecen los valores utilizados para el cálculo del índice de madurez para el concreto convencional, los cuales son recomendados por la especificación ASTM C 1074.

**Tabla No.44. Valores propiedades del concreto convencional.**

Temperatura de Referencia	$T_o =$	0	°C
Energía de Activación/Constante de Gases	$Q =$	5000	Kelvin
Temperatura Específica	$T_s =$	293	°C

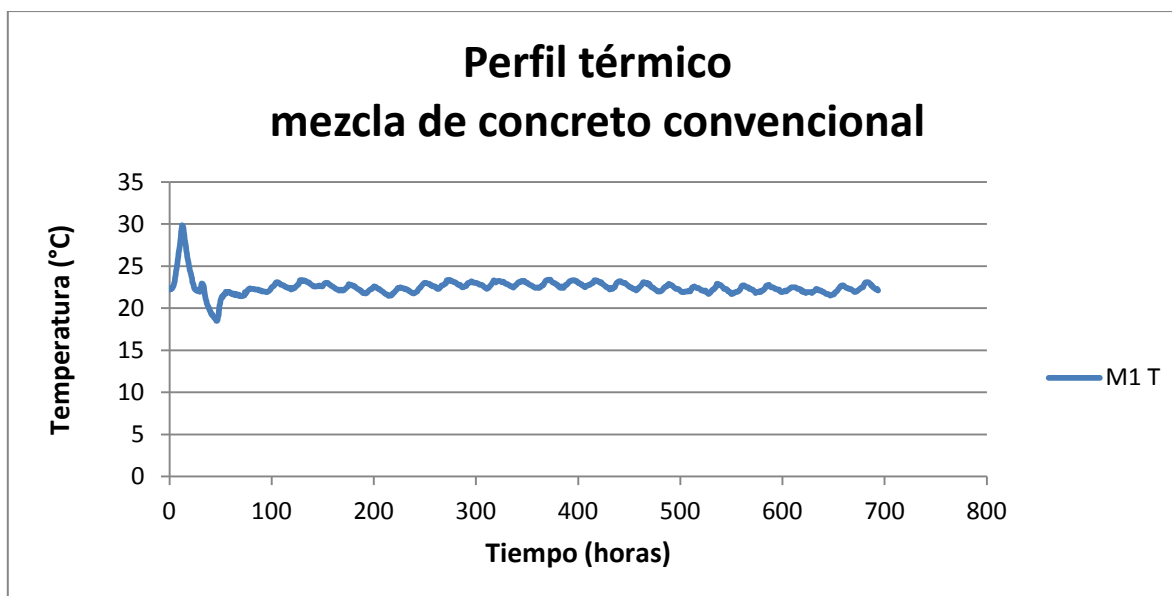
Fuente: Elaboración propia

Con el uso de los valores establecidos en la tabla anterior y los datos del perfil de temperatura registrados por veintiocho días, se calcula el índice de madurez. Se utilizan las ecuaciones de

Nurse-Saúl de factor temperatura-tiempo (Ecuación 1) y Arrhenius de edad equivalente (Ecuación 2). El índice de madurez se calcula individualmente para cada registro de temperatura a la edad específica, en horas.

En la siguiente tabla se puede observar el perfil térmico de la mezcla del concreto convencional. Se puede observar que a partir de aproximadamente veinticuatro horas el concreto alcanza una estabilidad térmica. Esto se debe a que en las primeras horas la reacción química de hidratación del cemento. Luego de esta reacción química el concreto llega a una estabilidad térmica y esta temperatura es usualmente la temperatura de curado que está experimentando la mezcla.

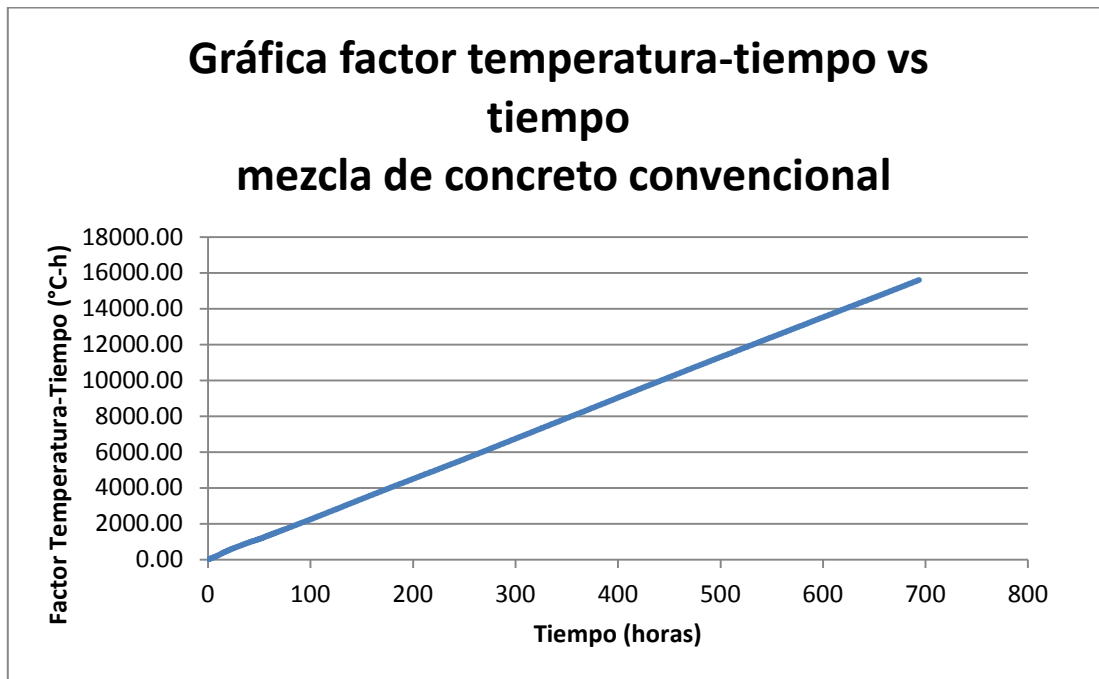
**Figura No. 124 Perfil térmico del concreto convencional.**



Fuente: Elaboración propia

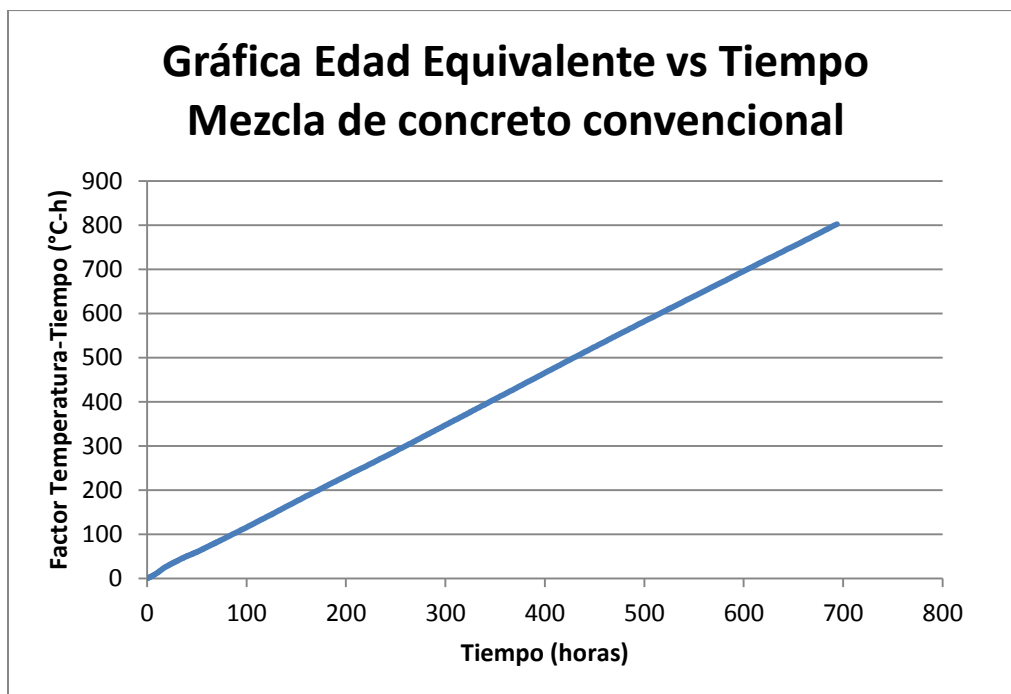
En las siguientes gráficas se puede observar la evolución del índice de madurez a través del tiempo. Es notable que en ambas gráficas la tasa de aumento del índice de madurez es similar, ya que con el paso del tiempo la mezcla incrementa su madurez.

Figura No. 125 Gráfica de factor temperatura-tiempo durante el período de curado.



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 126 Gráfica de edad equivalente durante el período de curado.



Fuente: Elaboración propia

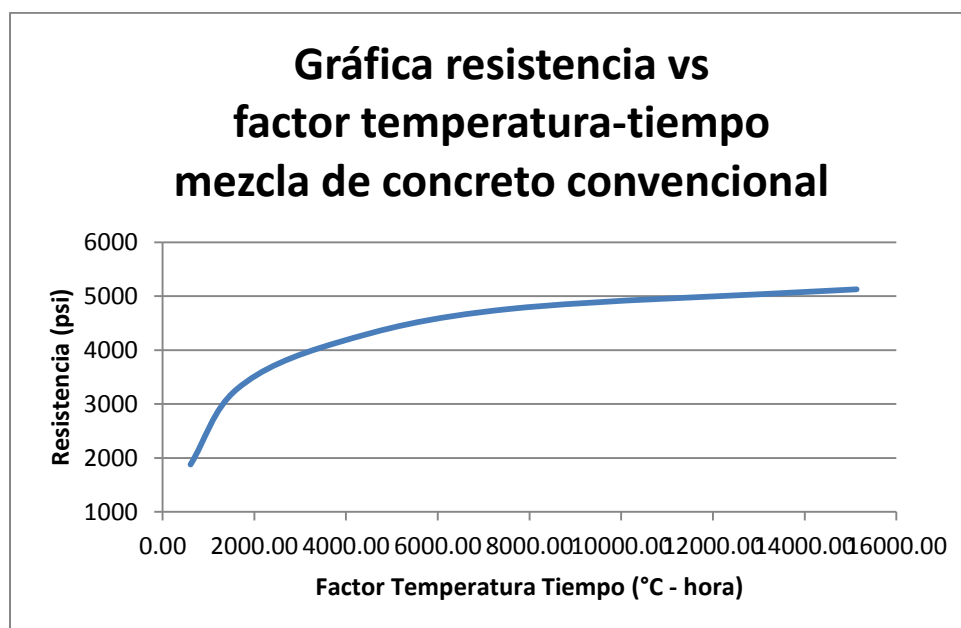
Las curvas de calibración de la mezcla de concreto convencional se confeccionaron relacionando la resistencia a compresión promedio de por lo menos dos cilindros a las edades establecidas por la especificación ASTM C 1074 (1, 3, 7, 14 y 28 días) y su respectivo índice de madurez. En estas gráficas se puede observar que a medida que el concreto madura gana resistencia. También se puede notar que la tasa de crecimiento de resistencia es mayor en los primeros días y luego sigue incrementando, pero a una menor tasa.

**Tabla No.45. Resistencia e índice de madurez del concreto convencional a edades determinadas.**

Tiempo (días)	Resistencia (psi)	Factor Temperatura-Tiempo (°C - horas)	Edad Equivalente (horas)
1	1878	608.55	32.87
3	3278.5	1622.91	84.24
7	4138	3802.64	196.23
14	4766	7580.12	390.33
28	5128	15132.61	778.01

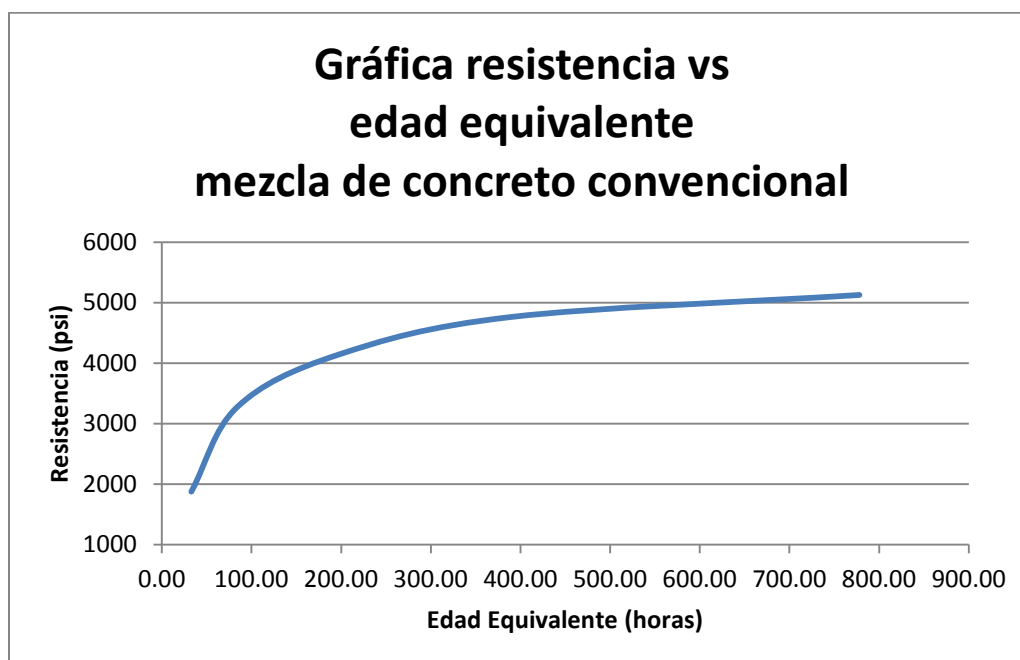
Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 127 Curva de calibración de concreto convencional utilizando factor temperatura-tiempo como índice de madurez.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 128** Curva de calibración de concreto convencional utilizando edad equivalente como índice de madurez.



Fuente: Elaboración propia

**3.2.16.6. Resultados del registro del perfil térmico y cálculo del índice de madurez del concreto de alta trabajabilidad.** Para calcular el índice de madurez es necesario contar con los parámetros de sensibilidad térmica del concreto a utilizar. En la Tabla siguiente se observan los valores utilizados, los cuales son recomendados en la especificación ASTM C 1074.

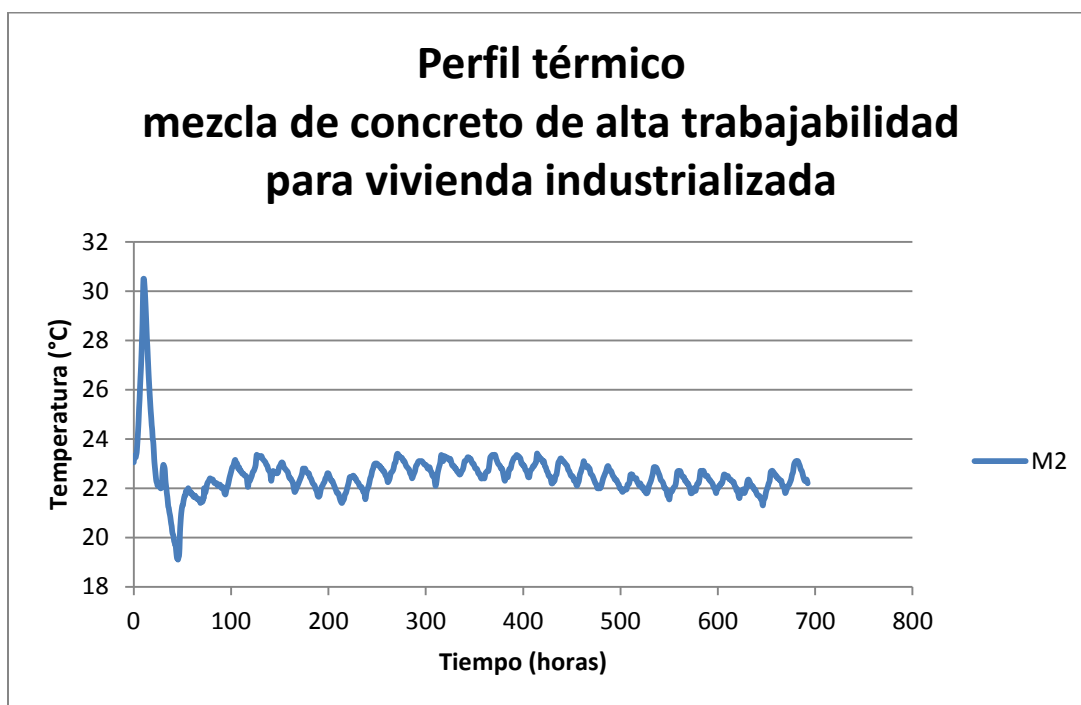
**Tabla No.46. Valores de sensibilidad térmica del concreto.**

Temperatura de Referencia	$T_0 =$	0	grados °C
Energía de Activación/ Constante de Gases	$Q =$	5000	Kelvin
Temperatura Específica	$T_s =$	293	grados °C

Fuente: Elaboración propia

Se tabulan los resultados del censo de temperatura del concreto en un período de 28 días. Para cada registro de temperatura se calcula el índice de madurez utilizando las dos funciones descritas en la especificación ASTM C 1074. Las funciones para calcular el índice son el factor temperatura-tiempo (Ecuación 1) y la edad equivalente (Ecuación 2).

**Figura No. 129** Perfil térmico del concreto de alta trabajabilidad



Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.47. Registro de perfil térmico y calculo de índice de madurez del concreto de alta trabajabilidad durante las 24 horas iniciales.**

Tiempo (horas)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )	Temperatura promedio ( $^{\circ}\text{C}$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
0	0.5	23.05	-	-	-
0.5	0.5	23.3	23.175	11.59	0.60
1	0.5	23.3	23.3	23.24	1.21
1.5	0.5	23.25	23.275	34.88	1.81
2	0.5	23.25	23.25	46.50	2.41
2.5	0.5	23.35	23.3	58.15	3.02
3	0.5	23.45	23.4	69.85	3.62
3.5	0.5	23.7	23.575	81.64	4.24
4	0.5	24	23.85	93.56	4.86
4.5	0.5	24.35	24.175	105.65	5.50
5	0.5	24.75	24.55	117.93	6.15
5.5	0.5	25.25	25	130.43	6.81
6	0.5	25.6	25.425	143.14	7.49
6.5	0.5	26.1	25.85	156.06	8.19
7	0.5	26.55	26.325	169.23	8.91
7.5	0.5	26.95	26.75	182.60	9.64
8	0.5	27.45	27.2	196.20	10.40
8.5	0.5	28.05	27.75	210.08	11.17
9	0.5	28.7	28.375	224.26	11.98
9.5	0.5	29.8	29.25	238.89	12.82
10	0.5	30.5	30.15	253.96	13.71
10.5	0.5	30.5	30.5	269.21	14.61
11	0.5	30.25	30.375	284.40	15.50
11.5	0.5	29.95	30.1	299.45	16.39
12	0.5	29.55	29.75	314.33	17.25
12.5	0.5	29.1	29.325	328.99	18.10
13	0.5	28.6	28.85	343.41	18.92
13.5	0.5	28.1	28.35	357.59	19.73
14	0.5	27.75	27.925	371.55	20.51
14.5	0.5	27.3	27.525	385.31	21.28
15	0.5	26.85	27.075	398.85	22.02
15.5	0.5	26.45	26.65	412.18	22.75
16	0.5	26.1	26.275	425.31	23.47
16.5	0.5	25.75	25.925	438.28	24.17
17	0.5	25.4	25.575	451.06	24.86

Continuación Tabla No. 47					
Tiempo (horas)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )	Temperatura promedio ( $^{\circ}\text{C}$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $T_e$
17.5	0.5	25.1	25.25	463.69	25.53
18	0.5	24.85	24.975	476.18	26.20
18.5	0.5	24.55	24.7	488.53	26.85
19	0.5	24.35	24.45	500.75	27.50
19.5	0.5	24	24.175	512.84	28.13
20	0.5	23.9	23.95	524.81	28.76
20.5	0.5	23.6	23.75	536.69	29.38
21	0.5	23.2	23.4	548.39	29.99
21.5	0.5	22.95	23.075	559.93	30.59
22	0.5	22.75	22.85	571.35	31.18
22.5	0.5	22.55	22.65	582.68	31.76
23	0.5	22.35	22.45	593.90	32.33
23.5	0.5	22.25	22.3	605.05	32.91
24	0.5	22.2	22.225	616.16	33.47

Fuente: Elaboración propia

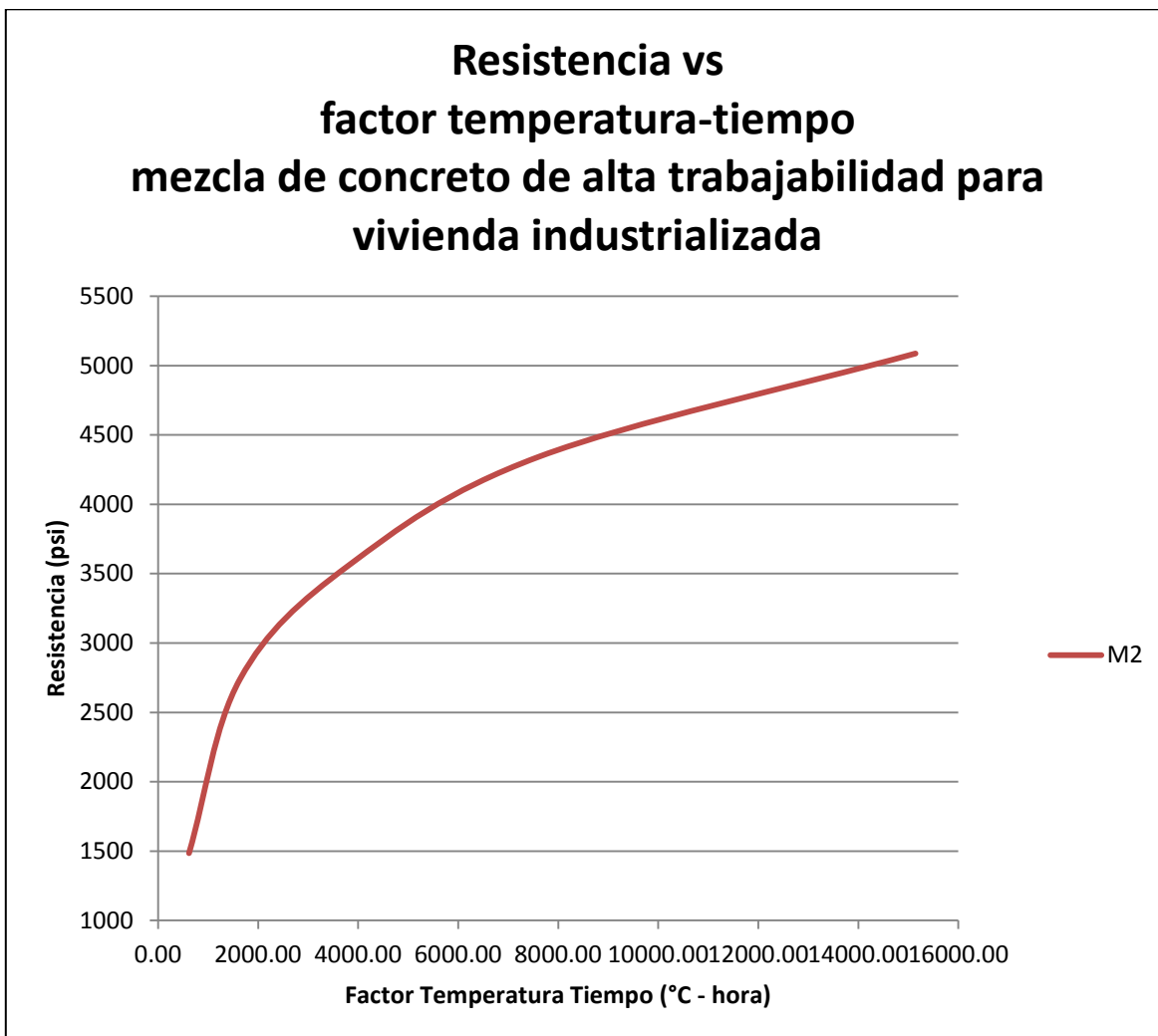
Las curvas de calibración de la mezcla de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada se efectúan al relacionar el índice de madurez con la resistencia a ciertas edades especificadas. Las curvas se realizaron al correlacionar la información a 1, 3, 7, 14 y 28 días respectivamente.

**Tabla No.48. Resistencia e índice de madurez del concreto.**

Tiempo (días)	Resistencia (psi)	Factor Temperatura-Tiempo ( $^{\circ}\text{C} \cdot \text{horas}$ )	Edad Equivalente (horas)
1	1485	616.16	33.47
3	2742.5	1640.46	85.41
7	3560	3810.61	196.94
14	4343	7613.16	392.36
28	5087	15142.9635	778.88

Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 130** Curva de calibración de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada utilizando factor temperatura-tiempo como índice de madurez.



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 131** Curva de calibración de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada utilizando edad equivalente como índice de madurez.



Fuente: Elaboración propia

**3.2.17. Aplicación del método de madurez.** En este capítulo se presentan los resultados de las pruebas y procedimientos que se realizan en campo para efectuar el método de madurez en una mezcla de concreto convencional y en una mezcla de concreto de alta trabajabilidad. Se discutirán los resultados y se evaluarán las pruebas realizadas en el concreto fresco y concreto endurecido de los tipos de concreto establecidos. Los procedimientos realizados siguieron los lineamientos y pasos establecidos por la especificación ASTM C 1074.

**3.2.17.1. Concreto convencional.** Para realizar las mediciones en campo se insertaron las termocuplas en una losa de concreto de 20 centímetros de espesor y se insertaron a distintas profundidades (6, 8, 10 y 15 centímetros) para observar la variación en el comportamiento de la temperatura. Para corroborar los resultados de la resistencia a compresión utilizando las curvas de calibración se realizó al mismo tiempo la prueba de cilindros curados en sitio. Los resultados de esta prueba se compararán con los de las curvas para validar el método de la madurez y discutir su eficacia.

En el momento en que se terminó de verter un mínimo del 10% del camión que contenía el concreto premezclado, se procedió a tomar una muestra de la mezcla para realizar las pruebas correspondientes al concreto en estado fresco, entre las cuales se encuentra la prueba de flujo y temperatura. Estas pruebas fueron realizadas siguiendo los lineamientos de las pruebas estandarizadas de control de calidad.

**Tabla No.49. Resultados de pruebas a concreto fresco.**

<b>Pruebas concreto fresco a concreto convencional</b>		
<b>Prueba</b>	<b>Medición</b>	<b>Dimensional</b>
Temperatura de concreto	27.5	°C
Slump	6.75	in
Apariencia	Buena	
Trabajabilidad	Buena	

Fuente: Elaboración propia

Al terminar la realización de las pruebas del concreto fresco se procedió a hacer los cilindros de concreto en los moldes plásticos y curados con el uso de la especificación ASTM C873 del método de cilindros curados en sitio. Al terminar la realización de los cilindros de concreto se colocaron junto a la losa de manera que estos se curaran bajo las mismas condiciones. El sistema de almacenamiento de datos permaneció tomando datos por un día, después del cual se procedió a fallar dos de los cilindros curados en sitio. Estos resultados fueron utilizados para compararlos con los obtenidos al determinar la resistencia a compresión utilizando el índice de madurez calculado con el perfil térmico de la mezcla de concreto convencional. En las siguientes tablas se muestran las resistencias obtenidas por los cilindros de concreto luego de 1 día de curado y los datos de índice de madurez y resistencia respectivamente:

**Tabla No.50. Resultados de resistencia a compresión a la edad de un día de cilindros curados en sitio.**

No. de Cilindro	Edad (días)	Resistencia (psi)	Resistencia Promedio (psi)
1	1	1799	1706
2	1	1612	

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.51. Índices de madurez de termocupas insertadas a distintas profundidades a la edad de un día.**

Edad (días)	Profundidad (cm)	Factor Temperatura-Tiempo (° C-horas)	Edad Equivalente (horas)
1	6	613.5	33.27
1	8	635.73	35.10
1	10	643.83	35.82
1	15	636.45	35.22

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.52. Estimaciones de resistencia a un día utilizando el método de madurez.**

Resistencia (psi) temperatura-tiempo	Resistencia (psi) edad equivalente	Resistencia promedio (psi)
2100	2150	2165.63
2150	2200	
2175	2200	
2150	2200	

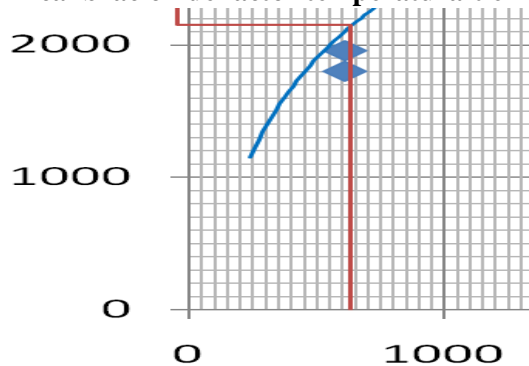
Fuente: Elaboración propia

La Tabla 50 muestra los resultados de la resistencia a compresión de los cilindros curados en sitio a la edad de un día. Estos cilindros fueron sometidos a las mismas condiciones de curado que la losa bajo estudio.

En la Tabla 51 se pueden observar los datos de los distintos índices de madurez. Para realizar estos cálculos se utilizaron los datos de las temperaturas de cada termocupla en la edad de un día y se procedió a insertar los datos en las ecuaciones de Nurse-Saúl y Arrhenius para obtener los respectivos índices de madurez. En la Tabla 52 se encuentran las resistencias a compresión estimadas utilizando los datos de índices de madurez y sus respectivas curvas de calibración generadas en el laboratorio.

El proceso para obtener la estimación del dato de resistencia a compresión es primero calcular el índice de madurez utilizando los datos de temperatura y edad de las termocupas. Luego de calcular el índice de madurez a un día se procede a trazar una línea desde ese punto hasta su intersección con la curva de calibración generada en el laboratorio. Se puede trazar una línea en ambas curvas de calibración para verificar que la resistencia es similar en ambos casos.

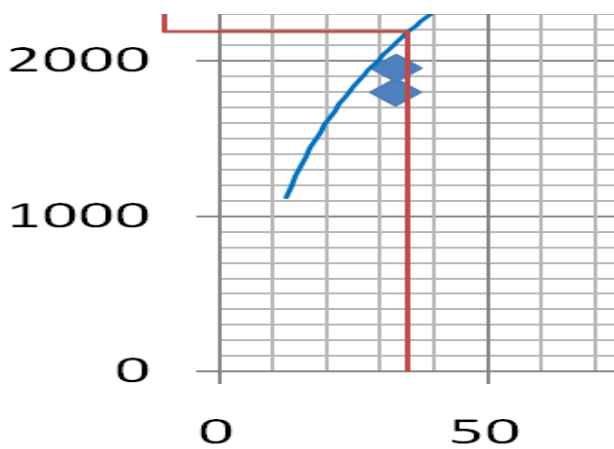
**Figura No. 132. Determinación de resistencia en campo utilizando la curva de calibración de factor temperatura-tiempo.**



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 132 se utilizó el factor temperatura-tiempo de  $643.83^{\circ}\text{C}\cdot\text{h}$  y se obtuvo una resistencia de 2175 psi. Este valor de resistencia a compresión se obtuvo trazando una línea vertical desde el punto del índice de madurez deseado hasta que esta se intersecara con la curva de calibración y posteriormente determinar el valor de la resistencia verificando el valor en el eje vertical.

**Figura No. 133 Determinación de resistencia en campo**



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 133 se utilizó la edad equivalente de 35.82 h y se obtuvo una resistencia de 2200 psi. Como podemos observar los dos valores de resistencia a compresión son similares, por lo que se debería de encontrar en este rango.

Se puede observar que la resistencia potencial más alta de todas las mediciones es la que se encuentra a una profundidad de diez centímetros. Esto se debe a que la medición está tomada justo a la mitad del espesor de la losa. En contraste podemos notar que las mediciones de resistencia de las termocupas que fueron colocadas a ocho y quince centímetros de profundidad tienen una menor resistencia. Esto se debe a que la temperatura interna del concreto disminuye gradualmente al alejarse del centro del elemento. Esto se puede verificar al ver que la menor resistencia potencial se encuentra en la medición de la termocupa colocada a seis centímetros de profundidad, ya que es la que se encuentra más cerca de la superficie.

Al comparar la resistencia promedio de todas las estimaciones determinadas con el método de la madurez (2165.63 psi) con la resistencia de cilindros curados en sitio (1706 psi) podemos observar que existe un porcentaje de diferencia del 21.22%. Esta diferencia puede ser causada por tres motivos principales los cuales son el tamaño de los cilindros, sustancias adicionales añadidas a la mezcla y la posición de la termocupa. El tamaño de los cilindros afecta la diferencia, ya que el volumen es mucho menor al de la losa, por lo que sin lugar a duda deberían de presentar una resistencia menor a la que posee verdaderamente el elemento estructural. Las sustancias adicionales como aditivos pueden afectar el desarrollo de la madurez y en este caso se utilizaron aditivos reductores de agua y retardante de fraguado. Por último la posición de la termocupa habría afectado la medición de resistencia, ya que si se hubieran colocado en el centro de la losa se habría obtenido una lectura de temperatura mayor y consecuentemente una resistencia mayor, por lo que la diferencia habría sido más grande. En este caso se colocaron a distintas profundidades en la esquina de la losa.

**Tabla No.53. Índices de madurez de termocuplas insertadas a distintas profundidades a la edad de tres días.**

Edad (días)	Profundidad (cm)	Factor Temperatura-Tiempo (° C-horas)	Edad Equivalente (horas)
3	6	1598.58	83.15
3	8	1651.83	86.82
3	10	1683.93	88.97
3	15	1698.33	89.70

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.54. Estimaciones de resistencia a tres días utilizando el método de madurez.**

Resistencia (psi) Temperatura-tiempo	Resistencia (psi) Edad Equivalente	Resistencia Promedio (psi)
3050	3100	3131.25
3100	3150	
3150	3150	
3150	3200	

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.55. Resultados de resistencia a compresión a la edad de tres días de cilindros curados en sitio.**

No. de cilindro	Edad (días)	Resistencia (psi)	Resistencia Promedio (psi)
1	3	3397	3390
2	3	3382	

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 53 se observan los datos de resistencia a compresión de los cilindros curados en sitio a una edad de tres días. Luego en la Tabla 54 se muestran los datos de los índices de madurez correspondientes a cada profundidad calculados utilizando los datos de temperatura y edad correspondientes. En la Tabla 55 se exponen los resultados de las estimaciones de resistencia a compresión utilizando el método de la madurez. El promedio de estos datos es comparado con el promedio de los datos obtenidos utilizando el método de la madurez.

Al comparar la resistencia promedio de todas las estimaciones determinadas con el método de la madurez (3131.25 psi) con la resistencia de cilindros curados en sitio (3390 psi) podemos observar que existe un porcentaje de diferencia del 8.26%. En la edad de tres días se puede observar que la resistencia promedio obtenida por medio del método de madurez es menor a la resistencia obtenida con los ensayos de cilindros curados en sitio. Esto se puede deber a tres motivos principales entre los cuales se encuentra los factores ambientales, la posición de las termocuplas y la proporción de los aditivos utilizados.

Los factores ambientales que pudieron haber afectado fueron las lluvias, ya que pudieron contribuir a un posible cambio en la relación agua/cemento de la mezcla. La posición de las termocupla pudo influir debido a que en campo se colocaron en la esquina de la losa y no en el centro de la misma en donde la temperatura es mayor. Por último el diseño de mezcla también se pudo ver afectado si las proporciones de los aditivos fueron cambiadas, lo cual puede contribuir a un error en la medición. A pesar que los factores pudieron contribuir a que las resistencias fueran diferentes, el porcentaje de diferencia no es considerable y los resultados son aceptables.

**3.2.17.2. Concreto de alta trabajabilidad:** Para realizar la aplicación del método de madurez, se realizó la estimación de resistencia de un muro de concreto en la planta de producción La Pedrera. Para fundir la pared estructural se utilizó una formaleta de muro de aluminio. El diseño de la mezcla de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada es el mismo para el cual se desarrolló la curva de calibración. Para corroborar los resultados de la prueba de resistencia utilizando el método de madurez, se realiza al mismo tiempo una prueba de resistencia utilizando el método de cilindros curados en sitio. Los resultados de las pruebas se comparan y se analizan para validar la eficacia del método de madurez.

**Figura No. 134** Muro fundido en planta de producción La Pedrera.



Fuente: Elaboración propia

**3.2.17.2.1** *Resultados de estimación en sitio:* Se verificó que el diseño de la mezcla del concreto colocado en el muro fuera el mismo diseño utilizado en el desarrollo de la curva de calibración del concreto. Las proporciones de la mezcla se describen en la Tabla 40.

**Tabla No.56.** Diseño de mezcla de concreto colocado en sitio.

<b>Diseño de mezcla de concreto de alta trabajabilidad</b>		
Cemento CFB	310.00	kg/m <sup>3</sup>
Agua potable	200.00	kg/m <sup>3</sup>
Piedrín 3/8" PPO	750.00	kg/m <sup>3</sup>
Arena 0-1/4" PPO	1056.00	kg/m <sup>3</sup>
Plastiment G935	2.50	mL/kg de cemento
Viscocrete 2100	5.00	mL/kg de cemento
Densidad teórica	2316.00	kg/m <sup>3</sup>
Rel. A/C	0.65	

Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 135** Concreto utilizado para fundir muro.



Fuente: Elaboración propia

Las pruebas al concreto fresco colocado en sitio son las mismas que se practicaron al concreto utilizado en pruebas de laboratorio bajo los mismos procedimientos estandarizados.

**Tabla No.57.** Resultados de pruebas a concreto fresco en sitio.

Pruebas concreto fresco a concreto de alta trabajabilidad		
Temperatura de concreto	23.5	°C
Flujo	49.00	cm
Apariencia:	Buena	
Trabajabilidad:	Buena	

Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 136** Prueba de flujo en el concreto.



Fuente: Elaboración propia

El registro del perfil térmico del concreto se realizó utilizando el Data Logger y los termopares tipo K. Para llevar a cabo el registro térmico se utilizaron dos termopares identificados como T1 y T2. Los termopares se insertaron a una profundidad de 30 cm (T1) y 50 cm (T2) de profundidad respectivamente desde la parte superior del muro. Se implementó un sistema de protección ambiental del equipo para que no se dañara por acción de lluvia o viento. A continuación se ejemplifica el proceso de estimación de resistencia utilizando el método de madurez.

El primer paso es calcular el índice de madurez utilizando las ecuaciones de Nurse-Saúl y Arrhenius con el registro de temperatura del concreto del muro analizado. En las siguientes tablas se tabulan los resultados de los índices de madurez para las primeras 24 horas de registro de datos, tanto para T1 como también para T2.

**Tabla No.58. Registro de perfil térmico T1 y cálculo de índice de madurez del concreto en sitio durante las 24 horas iniciales.**

Tiempo (horas)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )	Temperatura promedio ( $^{\circ}\text{C}$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
0	0.5	24.7		0	0
0.5	0.5	24.1	24.4	12.2	0.64
1	0.5	23.7	23.9	24.15	1.27
1.5	0.5	23.3	23.5	35.9	1.88
2	0.5	23	23.15	47.475	2.48
2.5	0.5	22.8	22.9	58.925	3.07
3	0.5	22.7	22.75	70.3	3.66
3.5	0.5	22.7	22.7	81.65	4.24
4	0.5	22.9	22.8	93.05	4.83
4.5	0.5	23	22.95	104.525	5.42
5	0.5	23.3	23.15	116.1	6.02
5.5	0.5	23.5	23.4	127.8	6.63
6	0.5	23.8	23.65	139.625	7.25
6.5	0.5	24	23.9	151.575	7.87
7	0.5	24.2	24.1	163.625	8.50
7.5	0.5	24.3	24.25	175.75	9.14
8	0.5	24.6	24.45	187.975	9.79
8.5	0.5	24.9	24.75	200.35	10.44
9	0.5	25.5	25.2	212.95	11.12
9.5	0.5	26.3	25.9	225.9	11.82

Continua Tabla No. 58

Tiempo (horas)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )	Temperatura promedio ( $^{\circ}\text{C}$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
10	0.5	26.7	26.5	239.15	12.54
10.5	0.5	26.4	26.55	252.425	13.27
11	0.5	26	26.2	265.525	13.98
11.5	0.5	25.5	25.75	278.4	14.68
12	0.5	25.1	25.3	291.05	15.35
12.5	0.5	24.7	24.9	303.5	16.01
13	0.5	24.6	24.65	315.825	16.67
13.5	0.5	24.6	24.6	328.125	17.32
14	0.5	25	24.8	340.525	17.98
14.5	0.5	26.2	25.6	353.325	18.66
15	0.5	27.6	26.9	366.775	19.41
15.5	0.5	28.4	28	380.775	20.19
16	0.5	29	28.7	395.125	21.01
16.5	0.5	29.8	29.4	409.825	21.86
17	0.5	29.9	29.85	424.75	22.73
17.5	0.5	28.9	29.4	439.45	23.58
18	0.5	28.4	28.65	453.775	24.40
18.5	0.5	28	28.2	467.875	25.19
19	0.5	27.4	27.7	481.725	25.97
19.5	0.5	26.9	27.15	495.3	26.72
20	0.5	26.3	26.6	508.6	27.45
20.5	0.5	25	25.65	521.425	28.14
21	0.5	23.7	24.35	533.6	28.78
21.5	0.5	22.9	23.3	545.25	29.38
22	0.5	22.8	22.85	556.675	29.97
22.5	0.5	23.2	23	568.175	30.57
23	0.5	22.4	22.8	579.575	31.15
23.5	0.5	21.5	21.95	590.55	31.71
24	0.5	22.4	21.95	601.525	32.27

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.59. Registro de perfil térmico T2 y calculo de índice de madurez del concreto en sitio durante las 24 horas iniciales**

Tiempo (horas)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )	Temperatura promedio ( $^{\circ}\text{C}$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
0	0.5	25		0	0
0.5	0.5	24.3	24.65	12.325	0.65
1	0.5	23.9	24.1	24.375	1.29
1.5	0.5	23.6	23.75	36.25	1.91
2	0.5	23.4	23.5	48	2.52
2.5	0.5	23.2	23.3	59.65	3.12
3	0.5	23.2	23.2	71.25	3.72
3.5	0.5	23.2	23.2	82.85	4.32
4	0.5	23.4	23.3	94.5	4.93
4.5	0.5	23.6	23.5	106.25	5.54
5	0.5	23.9	23.75	118.125	6.16
5.5	0.5	24.2	24.05	130.15	6.79
6	0.5	24.5	24.35	142.325	7.43
6.5	0.5	24.8	24.65	154.65	8.09
7	0.5	25	24.9	167.1	8.75
7.5	0.5	25.2	25.1	179.65	9.42
8	0.5	25.6	25.4	192.35	10.10
8.5	0.5	26.1	25.85	205.275	10.80
9	0.5	27.1	26.6	218.575	11.53
9.5	0.5	27.5	27.3	232.225	12.28
10	0.5	27.4	27.45	245.95	13.05
10.5	0.5	27	27.2	259.55	13.80
11	0.5	26.7	26.85	272.975	14.54
11.5	0.5	26.2	26.45	286.2	15.26
12	0.5	25.8	26	299.2	15.96
12.5	0.5	25.4	25.6	312	16.65
13	0.5	25.4	25.4	324.7	17.33
13.5	0.5	25.5	25.45	337.425	18.02
14	0.5	26.1	25.8	350.325	18.71
14.5	0.5	27.6	26.85	363.75	19.45
15	0.5	28.8	28.2	377.85	20.25
15.5	0.5	29.5	29.15	392.425	21.08
16	0.5	29.7	29.6	407.225	21.94
16.5	0.5	30.5	30.1	422.275	22.83
17	0.5	30.3	30.4	437.475	23.72
17.5	0.5	29.1	29.7	452.325	24.59
18	0.5	28.8	28.95	466.8	25.42

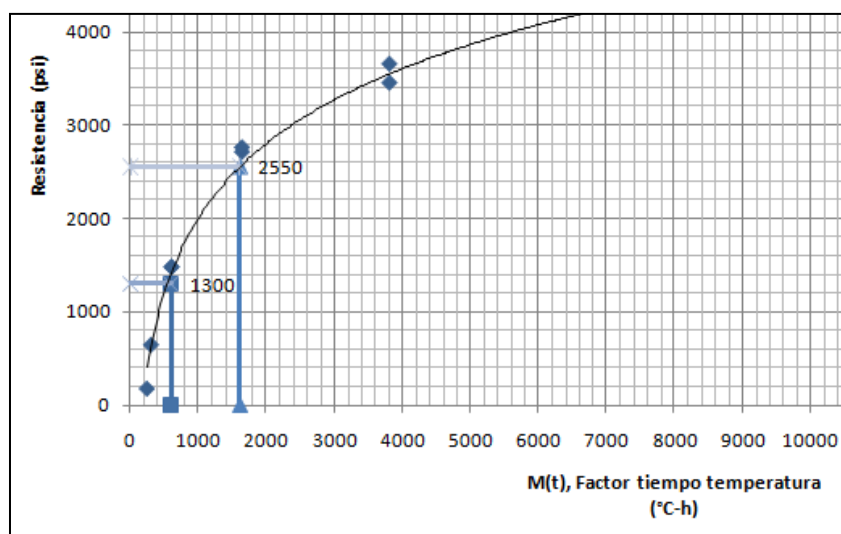
Continua Tabla No. 59

Tiempo (horas)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )	Temperatura promedio ( $^{\circ}\text{C}$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
18.5	0.5	28.2	28.5	481.05	26.23
19	0.5	27.6	27.9	495	27.01
19.5	0.5	27.1	27.35	508.675	27.77
20	0.5	26.4	26.75	522.05	28.50
20.5	0.5	25.3	25.85	534.975	29.20
21	0.5	23.9	24.6	547.275	29.85
21.5	0.5	23.1	23.5	559.025	30.46
22	0.5	22.8	22.95	570.5	31.06
22.5	0.5	23.1	22.95	581.975	31.65
23	0.5	22.5	22.8	593.375	32.24
23.5	0.5	21.7	22.1	604.425	32.80
24	0.5	23.3	22.5	615.675	33.38

Fuente: Elaboración propia

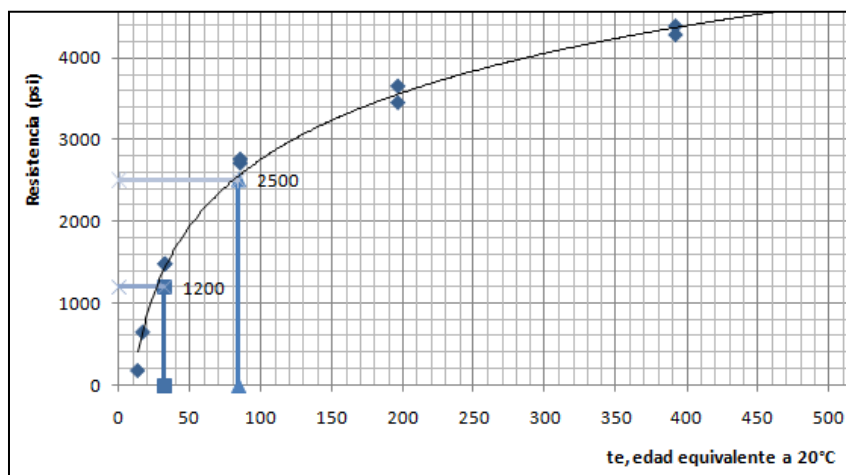
Introduciendo el índice de madurez de la mezcla de concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada en la curva de calibración, se estimó la resistencia a las edades de 1 y 3 días para el registro de temperatura T1 y T2. Este proceso se ilustra en las siguientes figuras. Las líneas guía verticales y horizontales, muestran la relación del índice de madurez (eje horizontal) con la resistencia (eje vertical) del concreto mediante la curva de calibración previamente desarrollada.

**Figura No. 137** Estimación de la resistencia a compresión (T1) utilizando curva de calibración de la ecuación Nurse-Saúl.



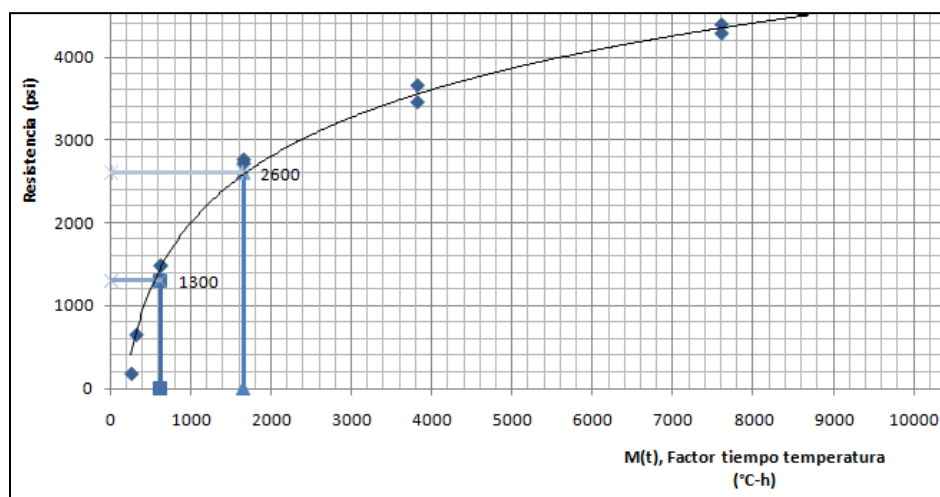
Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 138** Estimación de la resistencia a compresión (T1) utilizando curva de calibración de la ecuación Arrhenius.



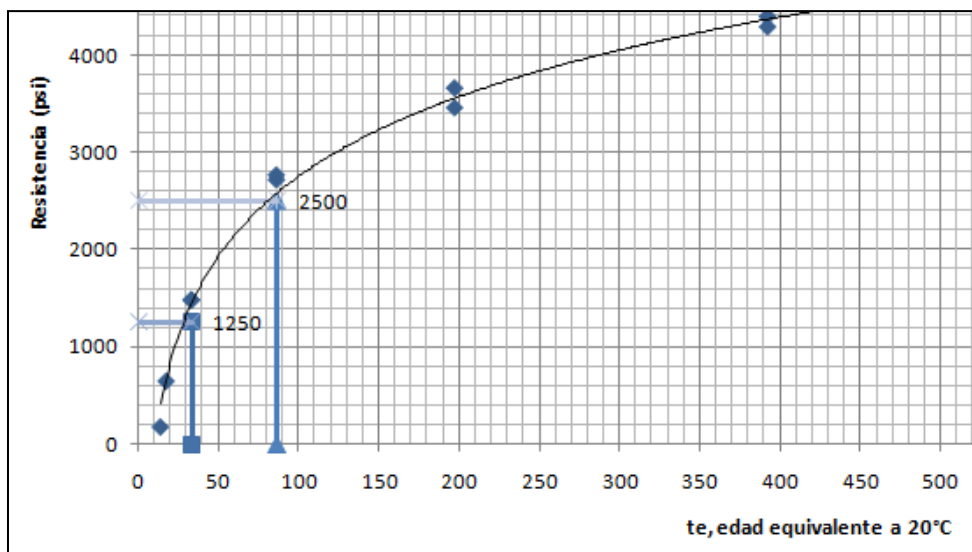
Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 139** Estimación de la resistencia a compresión (T2) utilizando curva de calibración de la ecuación Nurse-Saúl.



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 140** Estimación de la resistencia a compresión (T2) utilizando curva de calibración de la ecuación Arrhenius.



Fuente: Elaboración propia

Los resultados de las estimaciones de resistencia mediante el método de madurez se tabulan en las siguientes tablas. La Tabla No.44 es la estimación de resistencia utilizando la curva de calibración de factor temperatura-tiempo y la siguiente estima la resistencia mediante la curva de calibración de la edad equivalente del concreto analizado.

**Tabla No.60.** Resistencia y factor temperatura-tiempo del concreto colocado en sitio.

Madurez con la ecuación Nurse-Saúl (Factor Tiempo-Temperatura)					
Edad (días)	M(t), Factor temperatura-tiempo (°C-h)		Resistencia calculada según la curva de madurez (psi)		
	T1	T2	T1	T2	Promedio (T1,T2)
1	601.53	615.68	1300	1300	1300
3	1613.28	1647.93	2550	2600	2575

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.61. Resistencia y edad equivalente del concreto colocado en sitio.**

<b>Madurez con la ecuación Arrhenius (Edad equivalente)</b>					
<b>Edad (días)</b>	<b>te, edad equivalente a 20°C</b>		<b>Resistencia calculada en base a curva de madurez (psi)</b>		
	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>Promedio (T1,T2)</b>
1	32.27	33.38	1200	1250	1225
3	84.24	86.37	2500	2500	2500

**Fuente: Elaboración propia**

Se puede observar que la resistencia estimada para el concreto utilizando los termopares T1 y T2, no varió considerablemente. La estimación de resistencia presenta una diferencia de 50 psi para la edad de 1 día utilizando la ecuación Arrhenius, y también 50 psi para la edad de 3 días utilizando la ecuación Nurse-Saúl. Esta diferencia es despreciable, sin embargo se puede explicar al tomar en cuenta la profundidad a la cual se encontraba cada uno de los termopares.

Debido a que T1 se encontraba a 30 cm de la superficie, la resistencia del concreto que estaba censando debería ser ligeramente menor que la resistencia del concreto donde esta insertado el termopar T2, que es a 50 cm. La razón es que T1 se encontraba cerca de la superficie, nivel al cual ascienden los agregados finos por efecto de gravedad, y esto causa una disminución de la resistencia del concreto. Al mismo tiempo que asciende el agregado fino, el agregado grueso tiende a bajar, lo cual provoca un aumento de resistencia en la parte inferior, respecto al concreto a nivel superior del elemento estructural.

Estos valores se deben comparar con la resistencia estimada mediante el método de ensayo de cilindros curados en sitio. Es importante verificar que la variación de los datos no sea significativa, para poder determinar que el método de madurez es válido. Los cilindros de muestra del concreto del muro analizados se fabricaron con el mismo concreto. A continuación se presentan los resultados de ensayo a compresión de los cilindros curados en sitio.

**Tabla No.62. Resistencia del concreto con método alternativo.**

Tiempo (días)	Resistencia (psi)
1	1166
3	1891

Fuente: Elaboración propia

La variación entre el promedio de la resistencia estimada mediante la curva de madurez de la ecuación Nurse-Saúl y el método de ensayo de cilindros curados en sitio, fue de 134 psi en el primer día y 684 psi en el tercer día. Esta variación produce un porcentaje de diferencia de 10.31% para el primer día y 26.56% para el tercer día.

En cuanto a la comparación de la estimación de resistencia promedio mediante la ecuación Arrhenius respecto al método de ensayo de cilindros curados en sitio, la diferencia fue de 59 psi en el primer día y 609 psi en el tercer día. Esta variación produce un porcentaje de diferencia de 4.82% para el primer día y 24.36% para el tercer día. Esta diferencia se debe a que ambos métodos presentan limitaciones que inciden en la estimación de la resistencia del concreto.

Los resultados de resistencia obtenidos mediante el método de madurez son ligeramente superiores respecto a los resultados de ensayo de cilindros curados en sitio. Esta diferencia obedece a la sub-estimación de resistencia a compresión del concreto por parte del método de ensayo de cilindros curados en sitio. Esto se puede justificar al basarse en el criterio de falta de representatividad del concreto de los cilindros respecto al concreto del elemento estructural a causa del efecto de masificación del concreto.

El concreto del muro posee mucho más volumen que el cilindro de muestra, por lo tanto se produce una reacción química exotérmica que genera una mayor cantidad de calor. Esta energía térmica se traduce a un incremento significativo de temperatura que acelera la tasa de desarrollo de resistencia del concreto. Además, la variación existente es también consecuencia de factores ambientales a los que se expone el concreto durante la fase de curado. La fabricación de los materiales y colocación del concreto pueden causar una diferencia de resistencia si no se realiza una dosificación adecuada o no se aplica la técnica adecuada.

Por otro lado, cabe destacar que la variación no es tan grande entre ambas pruebas y los resultados de resistencia son consistentes. Esta comparación sirve únicamente como referencia para validar la utilización del método de madurez. Aunque los resultados no son exactamente los mismos, si se puede afirmar que existe una concordancia de resultados para justificar la confiabilidad que presenta el método de madurez.

El objetivo de utilizar este método es precisamente para cerciorarse que el concreto evaluado presente propiedades idóneas para llevar a cabo actividades críticas. La estimación de la resistencia a compresión concreto nos muestra un dato clave para determinar el grado del desarrollo de propiedades mecánicas del mismo.

Debido a que el método de madurez otorga practicidad, resultados inmediatos y confiabilidad; se considera una prueba no destructiva idónea para monitorear la resistencia del concreto en sitio. Su implementación en sistemas industrializados de construcción, aumentan considerablemente el control de calidad de las obras. Al utilizar el perfil térmico actual del concreto, se obtienen resultados inmediatos y más exactos que otras pruebas utilizadas en nuestro medio.

Se puede afirmar que el método de madurez es de mayor confiabilidad debido a que utiliza datos de mayor representatividad del concreto puesto en sitio. Utilizar el perfil térmico actual del concreto otorga la ventaja de contar con información instantánea y por ende más apegada al valor verdadero.

Es importante aclarar que el resultado de la prueba de cilindros curados en sitio, el cual utilizamos como referencia, no proporciona un dato exacto. Esta prueba presenta limitaciones anteriormente mencionadas y no siempre es posible su aplicación. El método de ensayo de cilindros curados en sitio presenta la desventaja de ser una prueba dependiente de la ubicación del laboratorio de materiales más cercano a la obra. Monitorear el concreto en sitio de obras alejadas a instalaciones que permitan realizar ensayos a compresión de cilindros se convierte en una actividad muy complicada o prácticamente imposible. Esto se debe a que los resultados pierden validez cuando el tiempo que toma transportar las muestras es mayor a cuatro horas. Por tales razones, se considera conveniente utilizar el método de madurez para estimar de manera confiable la resistencia a compresión del concreto en sitio.

### 3.2.18. Conclusiones.

- Basado en comparaciones de precios de equipos comerciales, se confirma que el sensor construido es de bajo costo.
- Con los resultados obtenidos en las pruebas de campo y el cálculo del tiempo de respuesta de cada sensor se puede comprobar que el sistema actúa en tiempo real ya que el intervalo de tiempo entre el envío y la recepción de la información es relativamente corto.
- Se logró monitorear la temperatura interna del concreto utilizando sensores digitales DS18B20.
- La información recopilada de los sensores es guardada en una hoja electrónica para su fácil interpretación y manipulación.
- El sistema es capaz de capturar, almacenar, procesar y enviar de forma periódica los datos de temperatura del concreto para su análisis.
- Al utilizar el correo electrónico como medio de transmisión de la información, se obtiene un rango bastante aceptable ya que únicamente dependerá del servidor con el que se esté trabajando.
- El rango de medición de cada sensor permite capturar los valores de interés de temperatura del concreto.
- El método de madurez es una prueba confiable para monitorear la resistencia del tipo de concreto analizado. Este método se basa en registros actuales del concreto y teoría científica sólida referente a la tecnología del concreto, lo cual justifica mayor representatividad y seguridad que otras pruebas no destructivas del concreto. Es útil, ya que tiene diversas aplicaciones como apertura de tránsito, desencofrado y pre tensado, entre otras. Además, presenta ventajas de optimización de tiempo y recursos para llevar a cabo el control de calidad del concreto en sitio.
- El equipo de sensores electrónicos para censar temperatura se instaló adecuadamente en el

concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada y el concreto convencional, para registrar sus perfiles térmicos en un período de 28 días. Este procedimiento facilitó la información básica para la implementación del método de madurez como prueba no destructiva del concreto analizado.

- Se desarrollaron las gráficas y cálculos necesarios para utilizar el método de madurez como una herramienta confiable para estimar la resistencia potencial a compresión del concreto evaluado utilizando los procedimientos descritos en la especificación ASTM C 1074. Cumpliendo con los estándares establecidos por esta norma, es posible replicar el procedimiento utilizado en la presente investigación para normalizar otros tipos de concreto utilizados en nuestro medio.
- Se utilizó un sistema de Data Logger con Termopares tipo K para desarrollar la medición de la resistencia del concreto mediante el método de madurez. La elección de este sistema permitió un análisis profundo de los datos recopilados y para fines de investigación se considera más efectivo.
- Se desarrollaron las curvas de calibración del concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada y del concreto convencional, basadas en la huella adiabática o perfil térmico específico para cada tipo de concreto. Con estas gráficas es posible la aplicación in situ del método de madurez para estimar la resistencia a compresión, siempre y cuando el concreto analizado presente el mismo diseño de mezcla.
- Se estimó la resistencia a compresión del concreto convencional en una losa y del concreto de alta trabajabilidad para vivienda industrializada en un muro. Estos elementos estructurales estaban ubicados en la planta de producción La Pedrera y se utilizaron los métodos de madurez y de cilindros curados in situ. La resistencia estimada por ambos métodos no difirió considerablemente y permitió validar la confiabilidad que presenta el método de madurez.

### 3.2.19. Recomendaciones.

- El Raspberry debe contar con conexión a internet para que pueda mandar el informe con los datos de los sensores por medio de correo electrónico, de lo contrario los datos únicamente quedarán guardados en la memoria del Raspberry.
- A pesar de que el sistema posee un empaquetado, se debe manipular con cuidado para que no existan quebraduras o falsos contactos en las soldaduras de las placas.
- Desarrollar la metodología establecida por la especificación ASTM C 1074 para encontrar los parámetros de sensibilidad térmica de la mezcla bajo estudio de manera experimental. Esto permitirá un grado de exactitud mayor cuando se realicen los cálculos del índice de madurez.
- Realizar estudios y desarrollar curvas de calibración de otros tipos de concreto utilizados en nuestro medio para incentivar el uso de esta prueba in situ del concreto a nivel industrial.
- Realizar una mayor cantidad de registros de pruebas por el método de madurez y por un método alternativo, de manera que se pueda analizar los resultados con herramientas estadísticas.
- Investigar en el sector de la construcción las actividades pertinentes que requieren mayor inspección de la resistencia del concreto para garantizar la calidad de las obras. De esta manera se puede obtener una idea clara del tipo de aplicación necesaria del método de madurez.
- Estudiar la factibilidad de implementación del método de madurez en sistemas industrializados de construcción en Guatemala. Tomar en cuenta el monitoreo de especímenes curados en condiciones semi-adiabáticas mediante el método de madurez.
- Programar una aplicación informática que calcule automáticamente la resistencia potencial a compresión del concreto y que permita mayor facilidad para estimar la resistencia potencial a compresión del concreto bajo estudio. Esto también pretendería una mayor aceptación del método en el mercado, por la practicidad que presenta.
- Realizar un plan de ejecución y procesos a seguir en campo, que incluya ubicación de sensores en elemento estructural, horarios y ubicación estratégica del sistema de almacenamiento de datos para optimizar el tiempo y tener una mejor organización en campo.
- Desarrollar curvas de calibración con los datos de resistencia a compresión necesarios según la aplicación que se le vaya a dar al método de la madurez. Por ejemplo, si se va a implementar para realizar desencofrado, utilizar datos de resistencia a compresión de laboratorio antes de las 24 horas.

### 3.3. Medición de nivel en ríos

El objetivo de este trabajo fue hacer un análisis de las crecidas del río Guacalate, para determinar la posibilidad de implementar sistemas de prevención de inundaciones. Asimismo se analizaron los requerimientos que deben cumplir los sitios para que pueda ser instalado un sensor medidor de nivel y que este funcione como un sistema de alerta temprana – SAT. Un sistema de alerta temprana de nivel de agua en ríos es un mecanismo que alarma y genera un estado de prevención a partir de la recopilación de datos de fluctuaciones de nivel en distintos puntos de la cuenca, este sistema nos permite analizar cuando una población tiene riesgo de sufrir algún tipo de amenaza. Según datos de la CONRED existen sistemas de alerta temprana en las distintas áreas de influencia pero estas se encuentran desactualizadas y requieren de la presencia de personal para la toma de datos, es por eso que se decidió crear un aparato con transmisión remota de datos el cual no necesitara presencia alguna de personal y enviara con mayor exactitud la información a los afectados así como a autoridades pertinentes.

Para establecer condiciones y parámetros de los niveles de alerta se realizó un estudio de la topografía y la hidrología de los sitios que se ven afectados por el río Guacalate y se calcularon los caudales de las crecidas con períodos de retorno de 2, 5 y 10 años.

De igual manera se realizaron propuestas para el diseño del sensor medidor de nivel y la forma en la que se instalaría para obtener la ubicación óptima del mismo. Luego se creó un modelo de inundación para establecer distintos tipos de alerta a los poblados río abajo, así como determinar un comportamiento aproximado del área inundable en la ocurrencia de crecidas con distintos períodos de retorno.

En la primera parte del trabajo se llevaron a cabo cálculos para comprobar los aspectos hidrológicos de la cuenca y la correcta zonificación del uso correcto del suelo. De igual manera se mostraron los aspectos generales de la cuenca donde se ubica el río Guacalate; los poblados que se ven afectados por las crecidas de la zona; la infraestructura vial e industrial que se encuentra en el sector; y los problemas que presentan las crecidas del río Guacalate no solo para los municipios, sino para la economía del país.

En la segunda parte del trabajo se detalla cómo se eligió el sitio para la ubicación del prototipo del sensor medidor de nivel, así como el diseño y forma de instalación del mismo.

En la tercera parte del trabajo se trabajó la topografía de las áreas inundables en el sector y se calcularon las alertas que genera el INSIVUMEH, utilizando caudales de crecidas con distintos períodos de retorno. Con esta información se realizó un modelo de inundación en el programa HEC-RAS.

**3.3.1. Justificación.** Debido a la necesidad de estudios hidrológicos en zonas de riesgo y desastres por inundaciones en Guatemala, se buscó unificar un sistema que mida el nivel de los ríos y alerte a las personas. Se logró lo anterior por medio de una alerta que indique que la altura de los mismos es peligrosa o no conveniente para comunidades, negocios, ingenios y ganaderos cercanos al área de estudio para así evitar pérdidas importantes.

A pesar de que la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED) u otras instituciones ya han desarrollado dispositivos de alerta temprana, ninguno de estos tiene el enfoque presentado. Se han encontrado proyectos que miden el nivel de los ríos y activan alarmas cuando se considera que este nivel es peligroso, mas no se conocen proyectos que monitoreen, almacenen y envíen información por medio de una transmisión remota de datos. En base a esto se busca determinar patrones de comportamiento y ciclos de crecidas para evitar situaciones no deseadas. Asimismo, se busca crear un sistema resistente a las condiciones que presentan los ríos en Guatemala para aumentar su vida útil y que los costos de fabricación, instalación y mantenimiento no excedan los precios de los prototipos utilizados en la actualidad.

La cuenca del Río Achiguate representa una zona de mucha importancia para el país es por esto que se seleccionó como área de estudio y aplicación del prototipo. En ella se ubica uno de los principales sitios turísticos, la Antigua Guatemala; el principal puerto del Pacífico, el Puerto Quetzal; el principal punto de retransmisión de telecomunicaciones en el Volcán de Agua; la ruta que conduce de la ciudad capital de Guatemala al Puerto Quetzal y la Ruta CA – 2 que conduce al suroccidente del país y la frontera con México con puentes sobre los ríos Achiguate y Guacalate. De igual manera las comunidades cercanas al río representan una población del 2.6% y una superficie del 1.2% del total del país, así como una importante actividad agrícola. La cuenca del río Achiguate y los problemas que se generan por el mal manejo de sus recursos naturales, hacen de esta una excelente ubicación para el desarrollo del prototipo a implementar. En cualquier territorio

ocurren eventos o fenómenos naturales extremos que pueden representar una amenaza para el desarrollo humano, pero en este se ha verificado la ocurrencia de inundaciones significativas, así como otros eventos que amenazan las distintas actividades de las comunidades y agricultores.

**3.3.2. Metodología.** La primera etapa consistirá en realizar reuniones con el personal de instituciones públicas como la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED), el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) y el Instituto Geográfico Nacional (IGN) para plantear las necesidades y así determinar los requerimientos que el sistema debería de tener.

Como segunda etapa se investigó sobre prototipos de análisis de nivel de agua en ríos utilizados como sistemas de alerta temprana (SAT), todos estos existentes en el mercado mediante fuentes bibliográficas confiables (libros, artículos, etc.) recopilando así datos sobre sus características esenciales; para así crear fichas técnicas y de esa manera seleccionar el tipo de sensor a desarrollar en el proyecto tomando las consideraciones necesarias.

Como tercera etapa se recopiló datos del área seleccionada, para utilizarlos como base para el estudio hidrológico que se realizará en la cuenca del río Achiguate. Determinando así las características tanto hidrológicas como del correcto uso y manejo del suelo para su posterior zonificación.

Finalmente, la cuarta etapa consistió en realizar pruebas en laboratorio del prototipo SAT luego de haber analizado la cuenca y la posición de instalación del mismo, para así corregir cualquier tipo de falla que se pueda presentar. Permitiendo de esta manera recolectar información tanto para el cálculo de nivel como para investigaciones futuras.

### **3.3.3. Ficha Técnica de Sensores de Nivel de Agua en Ríos.**

**3.3.3.1. Sensores de nivel:** Es un dispositivo capaz de detectar magnitudes físicas o químicas, llamadas variables y transformarlas en variables eléctricas. Tiene distintas áreas de aplicación pero en el caso de este trabajo se empleara en el área de medición de nivel del agua, ya que nos es de mucha utilidad durante la ocurrencia de crecidas o inundaciones.

Los sensores de nivel se dividen en dos tipos:

- Sensores de medición de punto de nivel: estos marcan una altura mediante un nivel preestablecido.
- Sensores de nivel continuo: realizan el análisis del nivel de todo un sistema, dentro de un rango específico en lugar de realizarlo en un único punto.

**3.3.3.1.1** Interruptores de flotador: En estos sensores, un flotador magnético se mueve en la superficie del líquido, accionando un sellado hermético (reed switch). Este trabaja con una gran opción de sistemas de comunicación. El reed switch puede ser unipolar o de doble tiro (40).

**3.3.3.1.2** Sensores ultrasónicos sin contacto.: Estos sensores incorporan un procesador de señal analógica, un microprocesador, switches de rango y un circuito de salida del controlador. Este sensor transmite los impulsos al microprocesador a través del procesador de señal analógica, que envía un haz ultrasónico a la superficie del líquido. El sensor detecta el eco de la superficie y la envía de vuelta al microprocesador para una representación digital de la distancia entre el sensor y el nivel de la superficie. A través de una actualización constante de las señales recibidas, el microprocesador calcula los valores promedios para medir el nivel de líquido (40).

Cuando el eco de nivel no vuelve al sensor en 8 segundos, la señal de salida del sistema cae, lo que indica una condición de bajo nivel. Con un sensor de punto, el microprocesador compara el valor medio con el ajuste del interruptor, ya sea para la indicación de nivel alto o bajo. La electrónica incorpora un retraso de medio segundo que minimiza los efectos de superficie debidos a la turbulencia (40).

**3.3.3.1.3** Medidores de nivel por radar: Medición de nivel por medio de supresión de ecos falsos. Este sensor realiza mediciones sin contacto en las condiciones más difíciles. Los principios de medición se realizan por medio de impulsos de microondas extremadamente cortos son enviados por el sistema de antenas sobre el líquido a medir,

siendo reflejados por la superficie del producto y captados nuevamente por la antena. Se propagan a la velocidad de la luz y el tiempo desde la emisión hasta la recepción de las señales es proporcional al nivel en el líquido. Un proceso especial de prolongación del tiempo posibilita la medición precisa y segura de los tiempos extremadamente cortos. Los sensores de radar trabajan con poca potencia de transmisión en gama de frecuencia de banda C y K. El procesamiento de señales selecciona con seguridad el eco de nivel correcto a partir de un sin número de reflexiones de interferencia. No se requiere un ajuste con o sin líquidos.

**3.3.3.1.4** Sensor de nivel por medio de circuitos: El Sensor está formado por tres elementos centrales: un tubo de contactos, una caja lectora y un cable que comunica a estos entre sí, con una batería de doce voltios (12 V). El tubo de contactos es básicamente una serie de circuitos eléctricos, abiertos en su polo negativo. En su camino de ida al tubo, el polo negativo se encuentra conectado a un contacto largo (listón de acero inoxidable) colocado a lo largo de un tubo de PVC. En su camino de regreso, el polo negativo parte de una serie de 9 placas de acero inoxidable espaciadas homogéneamente y dispuestas a lo largo del mismo tubo de PCV. El espaciamiento entre el contacto largo y las placas es la apertura del circuito. Al alcanzar el agua una de las placas y el contacto largo (que corre a lo largo de todo el tubo), se cierra el circuito gracias a la conductividad eléctrica del agua (con sales disueltas), lo que permite activar una serie de LED's que forman parte de la caja lectora.

El tubo de electrodos y la caja lectora están conectados por un cable multípar telefónico de seis (6) pares. La caja lectora consta de una Tarjeta de Circuitos Impresos (PCB) a la que se conectan nueve (9) Diodos Emisor de Luz (LED) de tres colores; la versión estándar tiene tres verdes, tres amarillos y tres rojos, cada uno de los cuales se corresponde con una placa de acero en el tubo de contactos. Debido a que la fuente de energía del sistema es una batería de 12 voltios, La conexión entre los LED's y la batería cuenta con un interruptor que el operador cierra cuando requiere conocer en que nivel se encuentra el río.

El Sensor cuenta además con un flote ubicado junto a la séptima placa en el tubo de contactos. Este flote, al ser alzado por el agua, cierra un circuito que activa una bocina o timbre eléctrico de 3 voltios. Este elemento es autónomo del sistema de LED's para que se active independientemente de si el observador ha cerrado o no el interruptor (41).

**3.3.3.2. Ficha técnica:** Se le denomina de esta manera a un documento en forma de sumario el cual contiene las características detalladas de un objeto, material o proceso. El contenido varía dependiendo del producto descrito, pero usualmente contienen datos como el nombre, las características físicas, la elaboración, la metodología de utilización, las propiedades características y las especificaciones técnicas.

Una ficha técnica es importante para certificar la satisfacción del consumidor, especialmente cuando la incorrecta utilización del producto puede resultar en daños personales o materiales, los cuales con lleven a responsabilidades civiles o penales.

La ficha técnica a presentar para los sensores de nivel a implementar en la cuenca del río Achiguate, contiene los siguientes datos:

- **Precisión:** Es la capacidad de un instrumento para otorgar el mismo resultado en mediciones diferentes realizadas bajo las mismas condiciones. Debe de evaluarse a corto plazo y no se debe de confundir con exactitud. Es decir que refleja que tan próximas son distintas medidas entre si (Mongay, 2011).
- **Rango de medición:** Es un valor dado para el cual está previsto que el error de algún instrumento de medición se encuentre dentro de estos límites establecidos. Dentro de este el instrumento, posee una exactitud o una aplicabilidad bien definida. Fuera del rango, no cuenta con estos. El rango de valores es distinto al rango de operación, ya que este es el que el instrumento proporcionará al momento de realizar una medición pero el error no está bien definido.
- **Voltaje de alimentación:** La tensión eléctrica es una magnitud física que cuantifica la diferencia de potencial eléctrico entre dos puntos. Se puede expresar como el trabajo por unidad de carga que un campo eléctrico realiza para mover una partícula entre dos posiciones determinadas. En conclusión es la cantidad de tensión continua necesaria, para que los distintos circuitos del instrumento eléctrico estén completamente alimentados.
- **Potencia:** Es la cantidad de trabajo efectuado por el sensor en una unidad de tiempo.

- **Consumo de energía:** La cantidad de energía consumida por un instrumento eléctrico depende de la potencia y de la cantidad de horas que se utilizara el mismo. El consumo de energía se mide en kilowatt hora (kW.h). El cálculo del mismo se realiza mediante la siguiente formula.

$$\text{Energía} = \text{Potencia} \times \text{Tiempo}$$

La potencia de cada instrumento eléctrico se encuentra dentro de las características de cada artefacto o especificaciones técnicas.

- **Materiales:** Es un elemento que es capaz de convertirse en otro conjunto de objetos los cuales pueden tener naturaleza real o virtual. Cualquier tipo de material puede ser simple, complejo o heterogéneo.

- **Temperatura de operación:** Es la temperatura en condiciones normales máxima admitida por el instrumento eléctrico mediante la cual puede continuar con sus operaciones.

- **Conectividad:** Es la capacidad que presenta un equipo para ser conectado a un dispositivo eléctrico.

- **Dimensiones:** Son las propiedades físicas de un objeto, por medio de sus medidas métricas de recubrimiento. Se define de igual manera como la extensión de un objeto en una dirección determinada.

- **Resistencia a la humedad:** Se menciona como la capacidad de los materiales y componentes de algún determinado equipo al contacto directo con el agua.

- **Instalación:** Se puede decir que es la distribución de un objeto en la posición y forma correcta para el cumplimiento de algún propósito en específico.

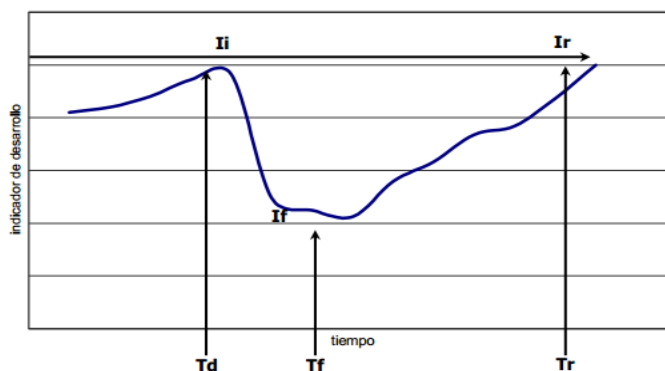
- **Tiempo de respuesta:** Es la cantidad de tiempo que transcurre desde el momento en que se envía una señal y se recibe la respuesta a la misma.

### 3.3.4. Desastres y su ciclos.

**3.3.4.1. Desastre:** Es un hecho natural o provocado por el ser humano que afecta negativamente a la vida, al sustento o a la industria y desemboca con frecuencia en cambios permanentes en las sociedades humanas, en los ecosistemas y en el medio ambiente. Una catástrofe es un suceso que tiene consecuencias terribles. Los desastres ponen de manifiesto la vulnerabilidad del equilibrio necesario para sobrevivir y prosperar (Van Westen, 2006).Rápido, instantáneo o profundo impacto en el medio ambiente natural y en el sistema socio-económico (Alexander, 1993). Se entiende por desastre el daño grave o la alteración grave de las condiciones normales de vida en un área geográfica determinada, causado por fenómenos naturales y por efectos catastróficos de la acción del hombre en forma accidental, que requiera por ello de la especial atención de los organismos del estado y de otras entidades de carácter humanitario o de servicio social (Cali, 2004). Acontecimiento concentrado en tiempo y lugar que amenaza una sociedad o una división relativa de una sociedad y que conlleva consecuencias no deseadas como resultado de precauciones que habían sido aceptadas culturalmente (Turner, 1979).Lo define como un hecho o serie de hechos que resultan en víctimas y/o daño o pérdida de la propiedad, infraestructura, servicios esenciales o medios de supervivencia, a un nivel mucho mayor de la capacidad normal de la comunidad afectada para dar abasto sin ayuda (Stephenson, 1991). Indica que un desastre es un evento identificable en el tiempo y el espacio, en el cual una comunidad ve afectado su funcionamiento normal, con pérdidas de vidas y daños de magnitud en sus propiedades y servicios, que impiden el cumplimiento de las actividades esenciales y normales de la sociedad (Wilches-Chaux, 1993).

Todos estos conceptos mencionan al desastre como un problema que afecta o que es producido por la sociedad e influyen en el desarrollo de la misma. No debe confundirse la relación que existe entre el desarrollo y los desastres, ya que estas se dan luego de que allá ocurrido el desastre propiamente.

**Figura No. 141. Tendencia de indicador de desarrollo que define la ocurrencia de un desastre**



*Fuente: Adaptado de Villagrán, 2002.*

Donde:

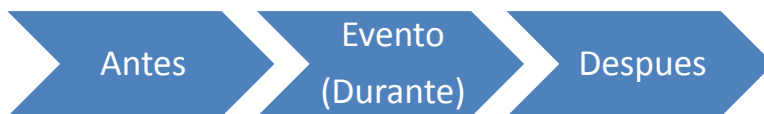
- $I_i$  = nivel del indicador de desarrollo al momento de la ocurrencia del evento generador del desastre.
- $I_f$  = nivel del indicador de desarrollo alcanzado como consecuencia del evento generador del desastre.
- $I_f - I_i$  = impacto directo del evento  $\approx$  magnitud del desastre.
- $T_d$  = momento de ocurrencia del evento generador de desastre.
- $T_r$  = momento en que el indicador de desarrollo alcanza el nivel previo a la ocurrencia de desastre.
- $T_r - T_d$  = tiempo de recuperación.
- $T_r - T_f / I_r - I_f$  = tasa de recuperación, que depende de la capacidad de regeneración de la sociedad afectada.

**3.3.4.2. El ciclo de los desastres:** Se verifico que en un principio el desarrollo se manejaba como una etapa, actualmente se debe de considerar como un integrado de varias, es decir es un aumento acumulativo de la calidad de los bienes y recursos de la población, para poder mejorar la calidad y seguridad de la vida humana sin comprometer a las generaciones futuras.

Debido a lo expuesto anteriormente se puede decir que en el instante en el cual se produce el evento provocador del desastre, se puede hablar de un antes, durante y después del evento, que (Villagrán, 2002) esquematiza en la Figura No. 142.

Figura No. 142.

## Fases de un desastre

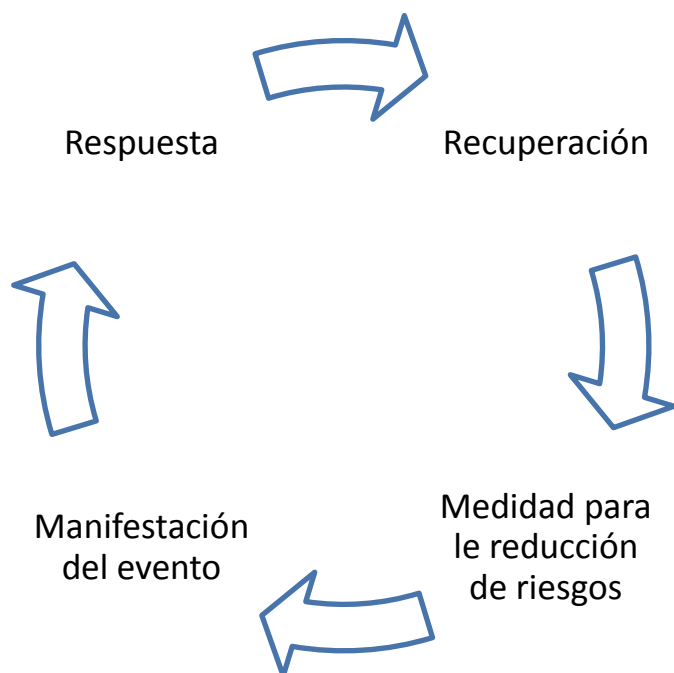


*Fuente: Adaptado de Villagrán, 2002.*

El ciclo del desastre de esta manera se puede describir como una espiral. El punto inicial de la espiral sería la presencia de una situación de riesgo, como algo previo al desastre, otorgándonos de esta manera la oportunidad para integrar el riesgo ante desastres como un elemento de planificación.

Figura No. 143.

## Ciclo de los desastres



*Fuente: Adaptado de Anleu, 2008*

**3.3.4.3. El riesgo debido a los desastres:** Riesgo es la vulnerabilidad ante un posible o potencial perjuicio o daño para las personas, organizaciones o entidades. (Korstanje, 2010). Se ha entendido como una situación en la que existen una serie de resultados posibles y a los que se les puede asignar una probabilidad de ocurrencia. Aunque se le puede referir a aquella situación en donde se compromete a quien toma la decisión debido al resultado.

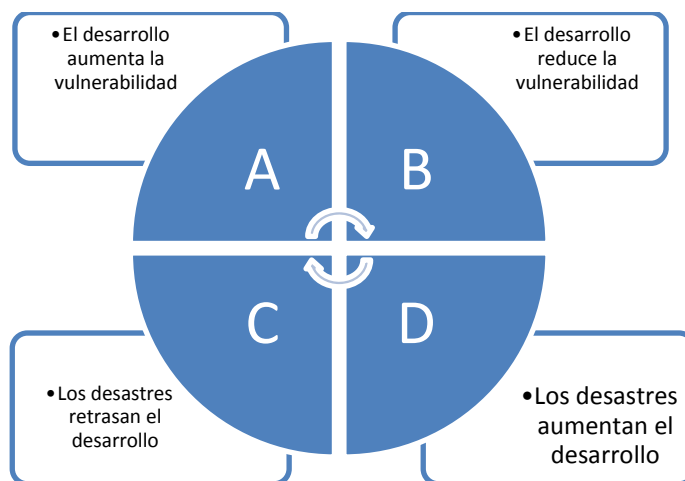
Otra forma de describir al riesgo ante desastres es como el grado de pérdidas previstas en vidas humanas, personas lesionadas o heridas, pérdidas materiales y perturbaciones de la actividad económica debidas a un fenómeno determinado (Wilches-Chaux, 1993).

El riesgo ante desastres se divide en dos factores importantes, la amenaza y la vulnerabilidad. Dentro de este mismo concepto, se dice que una situación de riesgo es un proceso socio-económico, y un fenómeno de la naturaleza de origen humano, la cual adquiere el estado de amenaza cuando su ocurrencia se desarrolla en un espacio ocupado por una sociedad que debe afrontar las consecuencias de dicho fenómeno. Un ejemplo de construcción de riesgo, es el asentamiento de una comunidad en un nivel por debajo de las crecidas de un río en un área con historial de inundaciones.

Para que se presente un riesgo y luego ocurra un desastre es necesario que los dos factores del riesgo, la amenaza y la vulnerabilidad se presenten en un misma área y tiempo, entonces la identificación de las amenazas nos permitiría identificar las áreas de ocurrencia de las mismas y la identificación de áreas que no deberían ser ocupadas para determinada actividad.

**3.3.4.4. El desarrollo sostenible y la reducción del riesgo ante desastres:** Se ha dejado olvidada la relación entre los desastres y el desarrollo, no se ha observado si los eventos del desarrollo aumentan la posibilidad de un desastre o los efectos de los daños del desastre. Es por eso que se a esquematizado según (Stephenson, 1991), como se relacionan las mismas.

**Figura No. 144. Relación entre desastre y desarrollo**



*Fuente: Adaptado de Stephenson, 1991.*

- El desarrollo aumenta el riesgo ante un desastre.

Ej. Debido a la necesidad de vivienda en lugares en crecimiento debido a las fuentes de trabajo, se instalan en lugares o áreas con alta probabilidad de inundación o de otros tipos de riesgos.

- El desarrollo pueden disminuir las consecuencias de los desastres.

Ej. Elaboración de áreas seguras, tomando en cuenta el área en peligro, elaborados bajo códigos de construcción aceptables y con el cuidado de las alturas de crecidas.

- Los desastres destruyen cualquier tipo de iniciativa de.

Ej. Destrucción de puentes.

- La reconstrucción brinda oportunidades para realizar un adecuado sistema de desarrollo.

Ej. Un programa de construcción de viviendas destruidas por una inundación o un mejor diseño de puente.

Es por esto que el desarrollo necesita transformar a la sociedad y sus pensamientos para acelerar contribuir así al crecimiento económico, reducir los niveles de desigualdad y erradicar la

pobreza absoluta (Stephenson, 1991).

El término sostenible, se aplican al desarrollo socioeconómico o al mantenimiento de un proceso o actividad sobre un tiempo determinado, (Urguidi, 2001). Es por esto que la prevención de desastres es una estrategia para este término, ya que permite observar el ecosistema y observar las acciones de la sociedad sobre esta (4). La planeación de la prevención de desastres se lleva a cabo correctamente si se toman en cuenta los aspectos económicos y sociales (Cardona, 1993).

**3.3.4.5. *La planeación de los riesgos ante los desastres:*** La planeación determina la probabilidad de la ocurrencia de un evento físico dañino. Este significado enfatiza el evento que creó el desastre. De igual manera, están las definiciones de riesgo que abordan lo social y lo económico comprenden la probabilidad de daños y pérdidas futuras asociadas con la ocurrencia de un evento físico dañino. El riesgo al no ser modificado a través de la intervención humana o por medio de un cambio en las condiciones, creará un nivel de impacto social y económico en el futuro. De igual manera se puede definir cómo un proceso de cambio social dirigido.

**3.3.4.6. *Diagnóstico de la situación actual:*** Identificación de la probabilidad de pérdidas, mediante la determinación de los factores físicos, naturales, económicos, sociales, políticos, técnicos, ideológicos, culturales, educativa, ecológica e institucionales (12). Se pueden seguir los pasos determinados a continuación:

- Definir el factor a evaluar.
- Determinar las características de las amenazas que presenta cada uno de los factores en un territorio dado. Pudiendo realizar esta mediante los antecedentes históricos o mediante la investigación de la posibilidad de ocurrencia de determinadas amenazas. Se debe determinar la probabilidad, magnitud y área de ocurrencia.

- Verificar las condiciones de vulnerabilidad y riesgo ante estas amenazas. En este punto se puede establecer el grado de daño que las amenazas pueden causar para determinada circunstancia. En la Tabla No. 63, se puede observar algunas funciones de daño ante inundaciones.

**Tabla No.63. Porcentaje de daños sobre bienes sumergidos**

<b>Porcentaje de daño sobre bienes sumergidos, incluyendo sedimentos</b>								
<b>Bienes</b>	<b>Altura de inundación en metros</b>							
	<b>0.125</b>	<b>0.375</b>	<b>0.625</b>	<b>0.875</b>	<b>1.125</b>	<b>1.375</b>	<b>1.625</b>	<b>2.5</b>
<b>Casa u obras de construcción</b>	0.117	0.227	0.288	0.339	0.387	0.438	0.512	0.659
<b>Bienes de la casa</b>	0.075	0.173	0.25	0.322	0.393	0.46	0.56	0.749
<b>Caña de azúcar</b>	0.65	0.9	1	1	1	1	1	1
<b>Pastos</b>	0.5	0.75	0.9	1	1	1	1	1
<b>Maíz</b>	0.65	0.9	1	1	1	1	1	1
<b>Algodón</b>	0.6	0.9	1	1	1	1	1	1
<b>Banano</b>	0.15	0.4	0.6	0.75	0.9	1	1	1
<b>Arboles frutales</b>	0.1	0.15	0.25	0.3	0.4	0.45	0.6	0.75
<b>Café</b>	0.3	0.6	0.75	0.9	1	1	1	1
<b>Hortalizas</b>	0.8	1	1	1	1	1	1	1
<b>Hule</b>	0.1	0.12	0.15	0.2	0.25	0.35	0.55	0.7

*Fuente: JICA, 1985.*

La Tabla No.63 nos presenta que porcentaje de los bienes mas predominantes del área de la cuenca del río Achiguate, tanto naturales como constructivos es inundable o es afectado a las alturas de inundación que ahí se exponen, por ejemplo se puede observar que la Caña de Azúcar a una altura de 0.375 metros, se puede esperar una pérdida del 90%, mientras que si se habla de pasto, se esperaría una pérdida del 75%. Para la realización de esta tabla se toma en cuenta la altura de agua y los sedimentos que se pudiesen presentar.

Para determinar la situación actual del área en riesgo se deben de tomar en cuenta, tanto los eventos pequeños, como los eventos grandes, así como los frecuentes y poco frecuentes. Es por esto que se puede determinar los distintos eventos y así encontrar el riesgo de daños promedio esperados por año.

**3.3.4.7. Definir el riesgo aceptable:** Es importante tener un punto de referencia para determinar cuando las pérdidas son significativas o no, este punto es un asunto de costo beneficio. Se puede observar en la Tabla No. 64 las probabilidades de riesgo, en lo que la sociedad considera como aceptable.

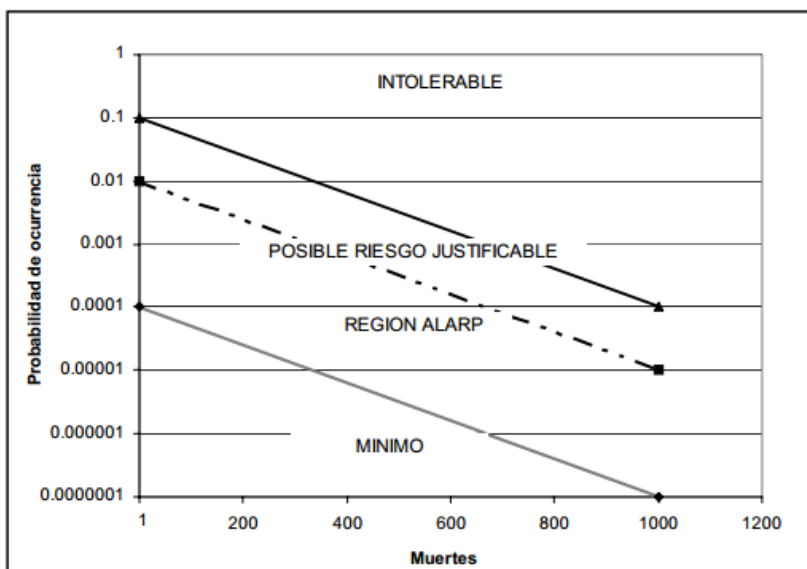
**Tabla No.64. Probabilidades de muerte según algunas condiciones y autores**

<b>Autor</b>	<b>Probabilidad de muerte aceptable</b>	<b>Condiciones</b>
<b>Starr</b>	0.0001	Riesgos voluntarios en países desarrollados.
<b>Starr</b>	0.000001 - 0.00000001	Riesgos involuntarios en países desarrollados.
<b>Norma NEHRP</b>	0.0001	Por colapso de estructuras.

*Fuente: Bollin, 2003 y Brooks, 1998.*

De manera adicional a lo expuesto anteriormente, se define que las normas de construcción o de uso de la tierra por parte de las autoridades, significa o define el riesgo aceptable. Se determino una relación lineal inversa entre la magnitud y la tolerancia, la cual propone los límites y categorías de riesgo (Cardona, 1993).

**Figura No. 145. Regiones de riesgo de muerte.**

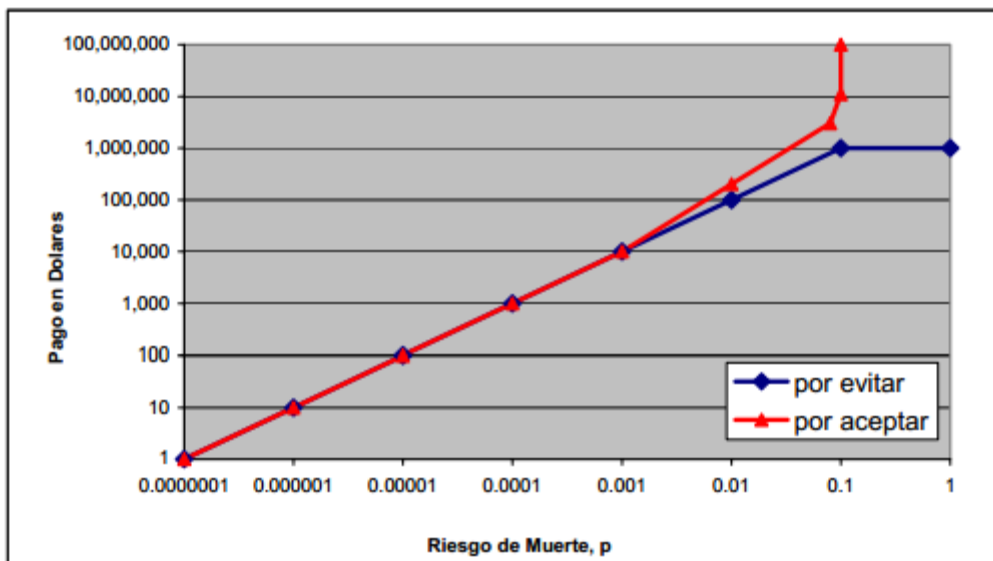


*Fuente: Cardona, 1993.*

La Figura No. 145 expone las distintas áreas de probabilidad de ocurrencia de desastres, las cuales se expresan de la siguiente manera:

- Intolerable: Área en la cual los sucesos y sus consecuencias sobrepasan el monto de las muertes. No se puede justificar el riesgo.
- Posiblemente justificable: En esta área el riesgo es tolerado según las medidas que se adopten para reducirlo.
- Región de ALARP: Área en la cual el riesgo no es despreciable, pero es tolerable, el costo de su reducción puede exceder a los resultados obtenidos.
- Mínimo: En esta área los riesgos son tan bajos que pueden ser despreciados.

**Figura No. 146. Monto que una persona requeriría por aceptar riesgo adicional y monto que una persona efectuaría por eliminar un riesgo**



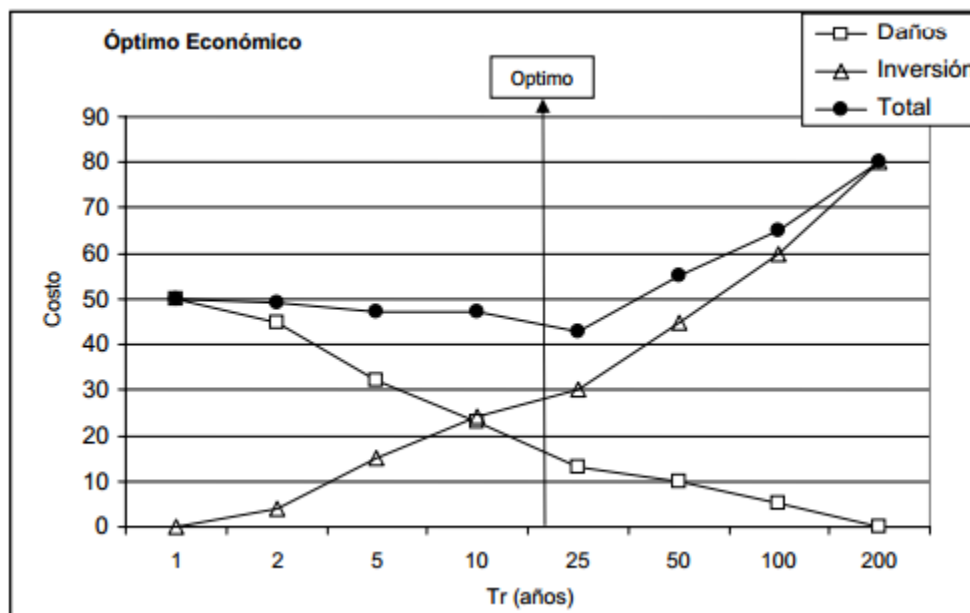
Fuente: Cardona, 1993.

La Figura No. 146 expone el análisis anterior únicamente que ahora basado en el costo óptimo, que en el caso de pérdidas económicas, es sencillo establecer un nivel de aceptabilidad, por medio de las utilidades. Pero cuando se involucran pérdidas humanas, la dificultad es mayor. En este caso se presenta una alternativa que no valora la vida directamente únicamente toma en cuenta dos aspectos;

- La cantidad de dinero que una persona solicitaría por aceptar un riesgo adicional.
- La cantidad de dinero que una persona daría para evitar un riesgo.

Mediante esta tabla se puede observar cuantos recursos debemos de invertir para minimizar las pérdidas humanas, según los niveles de riesgo a los que se encuentren. Es así que el costo se determina sumando el monto por las posibles pérdidas para distintas amenazas y los costos para librarse de las amenazas. Si el período de diseño aumenta, la inversión para la creación de este aumenta, pero los daños disminuyen ya que se prevé una mejor protección (Delgado, 2002).

**Figura No. 147. Monto económico según los eventos presentados**



Fuente: Cardona, 1993.

Mediante la Figura No.147 se puede observar que el valor de inversión y los costos de los daños esperados anualmente, nos permiten encontrar el período de diseño que tenga los menores costos totales.

**3.3.5. Análisis de las causas del problema:** La relación causa y efecto puede ser algo sencillo, pero no por ello no importante, un paso importante en el análisis es la identificación de responsabilidades. La Constitución Política de la República en el capítulo VII, artículo 253, inciso C, establece que las municipalidades deben atender el ordenamiento territorial de su jurisdicción. Es por eso que si no existe un esquema de ordenamiento territorial en un municipio, no puede justificarse que las causas del problema se deban a la población que habita en el mismo, si no que se adjudicarían a la municipalidad. De lo anterior exponemos que el siguiente paso es plantear los cambios que se van a realizar y como se van a realizar. Es así que se indica que los criterios para la distribución de competencias deben ser, en principio en donde se encuentra la necesidad y la capacidad para el mejor cumplimiento de la misma (Bollin, 2003).

**3.3.5.1. Plantear las soluciones:** Para proponer una posible solución esta debe de obtenerse de una correcta planeación de riesgos de amenaza, para poder así reducirlo. Las propuestas deben de contar con una propuesta económica, social y técnica. Una vez propuestas las soluciones estas serán elegidas en base a una serie de criterios y luego se seleccionaran. Se establece que el riesgo es un problema, que contiene un proceso de aprendizaje continuo y una distribución de responsabilidades.

**3.3.5.2. Ejecutar las acciones planteadas:** Es de mucha importancia establecer los componentes de control que permitan asegurar que la solución al riesgo de amenaza se está realizando conforme lo planteado.

**3.3.6. Probabilidad:** Esta definición siempre se asocia al riesgo o amenaza. Esta variable es la que resulta de dividir el número total de casos favorables por la suma de todos los casos posibles (Chow, 2000). Entonces se puede decir que la probabilidad es una medición de la incertidumbre entre que algo ocurra o no ocurra. Al conjunto de las muestras se le llama espacio muestral y un evento es un subconjunto del espacio muestral.

Si en una muestra de  $n$  observaciones se tiene  $n_A$  valores en el rango del evento  $A$ , entonces la frecuencia relativa de  $A$  es  $n_A/n$ . A medida que el tamaño de la muestra aumenta, la frecuencia relativa se convierte progresivamente en una estimación mejor de la probabilidad del evento (Chow, 2000). Las probabilidades de los eventos obedecen ciertos principios:

- Probabilidad total: Cuando el espacio muestral " $\Omega$ " está completamente dividido en " $m$ " eventos o áreas no traslapadas " $A_1, A_2, \dots, A_m$ " entonces:

$$P(A_1) + P(A_2) + \dots + P(A_m) = P(\Omega) = 1$$

- Complementariedad: Si " $\bar{A}$ " es el complemento de " $A$ ", es decir, " $\bar{A} = \Omega - A$ " entonces:

$$P(\bar{A}) = 1 - P(A)$$

- Probabilidad condicional: Existen dos variables  $A$  y  $B$ . El evento para que  $A$  y  $B$  ocurran es su intersección  $A \cap B$ . Si  $P(B/A)$  es la probabilidad condicional de que

ocurra B dado que ya ha ocurrido A, entonces la probabilidad conjunta de que A y B ocurran  $P(A \cap B)$ , es el producto de  $P(B/A)$  y la probabilidad de que A ocurra, es decir.

$$P(B \cap A) = P(A \cap B) / P(A)$$

- Si la ocurrencia de B no depende de la ocurrencia de A, entonces se dice que los eventos son independientes y  $P(B \cap A) = P(B)$ . Así para eventos independientes

$$P(A \cap B) = P(A) P(B)$$

### 3.3.7. Cuenca hidrográfica.

**3.3.7.1. Cuenca:** Este ambiente está constituido por el espacio geográfico que deslinda la afluyente de un río y el área en donde se relacionan los recursos naturales y se colecta toda el agua que confluye hacia el mismo (19). La FAO la define como una unidad fisiográfica que corresponde al área de acopio de un sistema de cursos de agua definidos por el relieve.

Se deben tomar en cuenta todos los recursos naturales y habitantes ya que estos poseen condiciones específicas que les otorgan características particulares para considerarlas como parte esencial de planificación. Las cuencas están formadas por:

- Cuenca alta: nacimientos.
- Cuenca media: el río adquiere mayor nivel y se ramifica
- Cuenca Baja: desembocadura

La cuenca es ideal para el manejo de los recursos naturales (Guimarães, 2001). Dentro de la cuenca se realizan procesos de:

- Intemperización de materiales geológicos
- Formación y degradación de suelos
- Transporte de sedimentos
- Desarrollo de la vegetación

**3.3.7.2. Manejo de la cuenca:** El manejo de la cuenca es cuando proyectamos el uso de la tierra y de otros recursos dentro de la misma, para obtener los resultados deseados, alterando la menor cantidad de variables de esta planificación. El uso múltiple de la tierra es esencial para lograr la sostenibilidad de la cuenca (21).

**3.3.7.2.1 Uso múltiple.:** Se aplica al uso de la tierra o a un recurso natural. Cuando se habla sobre el uso de la tierra esta maneja una diversidad de productos (Brooks, 1998). La relación entre los distintos productos puede ser:

- Complementaria: los productos se incrementan juntos.
- Suplementaria: los cambios afectan a ambos productos.
- Competitiva: se sacrifica un producto para obtener más del otro.

Para los recursos naturales esta se utiliza en varios propósitos. Aquí también los distintos usos de un mismo recurso, pueden dividirse igual que la anterior (Brooks, 1998).

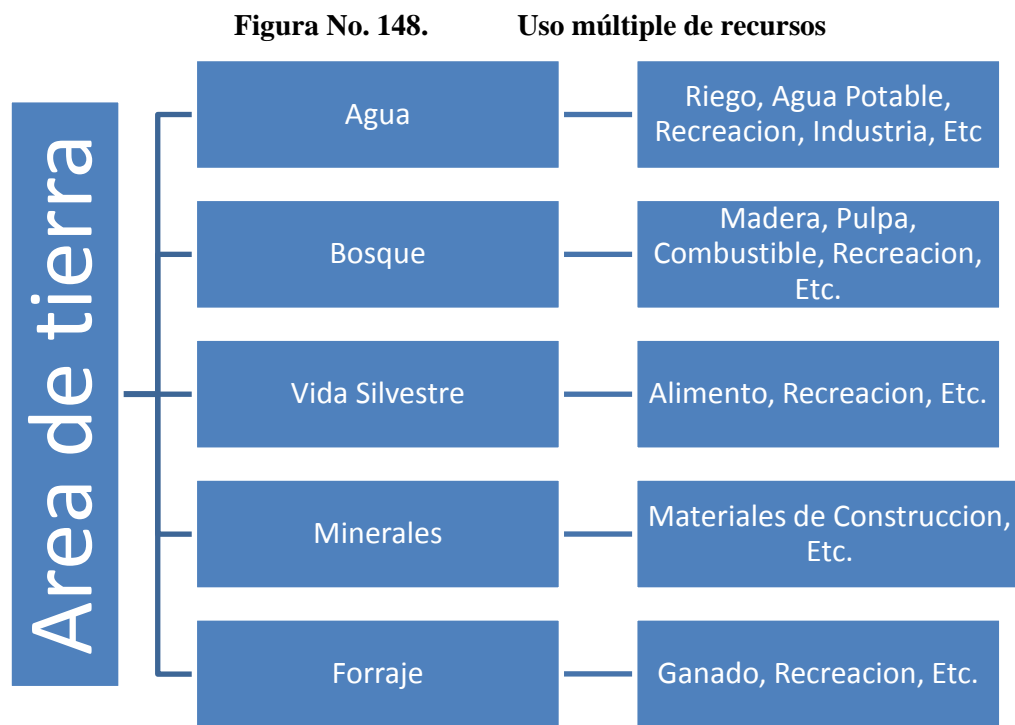
**3.3.7.2.2 Objetivos del uso múltiple:** El objetivo de esta etapa es manejar adecuadamente los recursos naturales, para lograr la mejor eficiencia de estos y el espacio geográfico en donde se desenvuelven (Brooks, 1998). Se puede alcanzar el uso múltiple mediante lo siguiente:

- La utilización de una gran variedad de productos producidos y extraídos de una cuenca en particular.
- La rotación del uso de varios productos en una cuenca.
- La división por áreas de tierra aptas para cada uno de los usos requeridos.

**3.3.7.2.3 Tipos de Uso Múltiple:** Esta puede dirigirse hacia los distintos usos de un recurso en particular o a los distintos recursos dentro de un área, como se puede observar en la Figura No. 8. En la primera opción se observa como el manejo de un recurso afecta el uso de otro, o del mismo recurso. En el segundo caso, se asocian estos conocimientos con las demandas locales, regionales y nacionales (Brooks, 1998).

Para la aplicación del uso múltiple dentro de una cuenca se necesita aplicar esquemas de manejo que alternen la producción de recursos naturales, agrícolas, u otras actividades. Estos deben ser ubicados de manera correcta para obtener los resultados más óptimos para la comunidad que habita en esta cuenca (Brooks, 1998). Para logra la correcta relación entre el uso múltiple y el manejo de cuencas, se presenta lo siguiente:

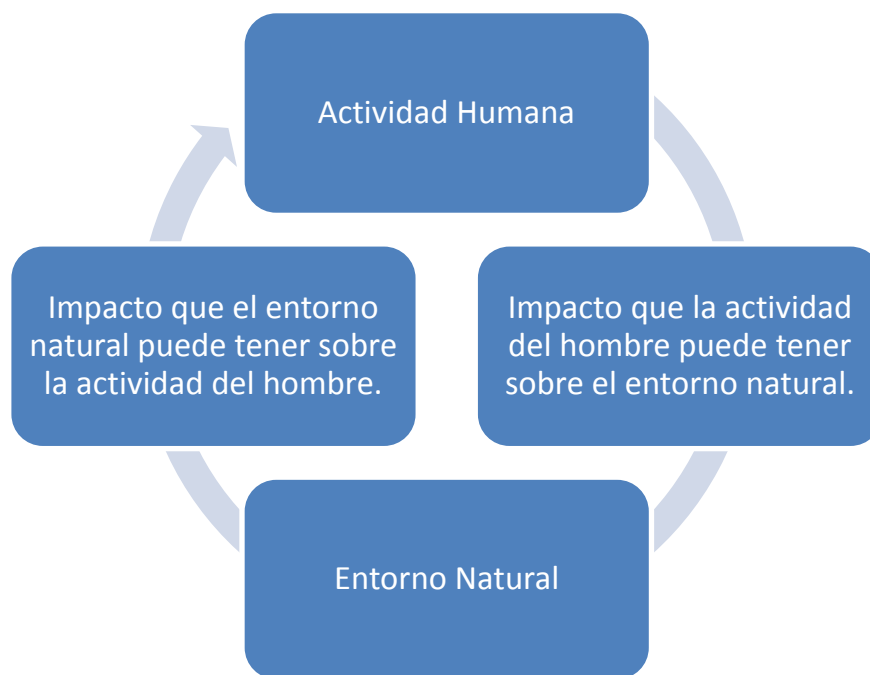
- Mediciones de la producción de recursos naturales, agrícolas u otros.
- Conocimiento de los costos y beneficios de cada opción.
- Reconocimiento de las circunstancias exteriores a la cuenca en estudio



*Fuente: Adaptado de Brooks, 1998.*

**3.3.8. Zonificación de una cuenca:** Si se aplica una correcta zonificación se evita la ocupación de áreas amenazadas y es así como el riesgo se elimina. Se utiliza este concepto para permitir el uso del área de la cuenca tanto para fines habitacionales o productivos, analizados mediante la probabilidad de que estas áreas se vean afectadas por determinada amenaza, tomando en cuenta el riesgo aceptable. Es por eso que esta etapa consiste en la organización de las actividades productivas y habitacionales del hombre, para evitar el deterioro de las mismas.

**Figura No. 149. Relación de límites entre la actividad humana y el entorno natural**



*Fuente: Adaptado de Anleu, 2008.*

**3.3.8.1. Criterios de zonificación de una cuenca:** Se debe evaluar el impacto de la actividad humana sobre los recursos agua y suelo. En el caso del agua se evalúa la protección de zonas de recarga hídrica y en el caso del suelo se mide la capacidad de uso del mismo. La zona de recarga es el área de la cuenca hidrográfica en la cual, por las condiciones climatológicas, geológicas y topográficas, una gran parte de las precipitaciones se infiltran en el suelo, llegando a recargar los acuíferos en las partes más bajas de la cuenca (Bedoya, 2009). La capacidad de uso del suelo especifica la capacidad natural que presentan estos, debido a esto se logra determina el soporte que tiene una unidad de tierra de ser utilizada para determinados usos, coberturas o tratamientos. Si una unidad de tierra es clasificada con un uso intensivo de igual manera puede ser utilizada en un uso menos intensiva, del lado contrario no es posible realizar este procedimiento. (INAB, 1999). Se establecen las siguientes categorías del uso de la tierra.

- (A) Agricultura sin limitaciones
- (Am) Agricultura con mejoras
- (Aa) Agroforestería con cultivos anuales

- (Ss) Sistemas silvopastoriles
- (Ap) Agroforestería con cultivos permanentes
- (F) Tierras forestales para producción
- (Fp) Tierras forestales de protección

Para identificar el tipo de categoría de uso de la tierra, a la cual pertenece la misma se usan tres variables fundamentales (INAB, 1999).

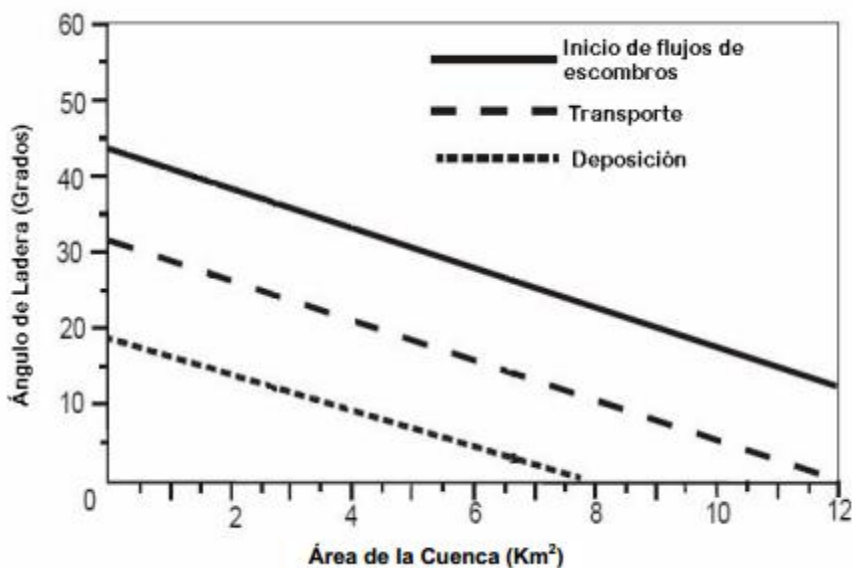
- Regiones naturales: determina variables geológicas, topográficas, climáticas y de plantaciones.
- Profundidad efectiva del suelo y pendiente máxima del terreno: evalúa, tres variables para determinar el soporte máximo de una unidad de tierra.
- Pedregosidad: determina la cantidad de tierra natural cubierta por piedras.
- Drenaje: identifica la capacidad de absorción de agua por unidad de tierra y la reacción ante la presencia del agua.

**3.3.9. Amenazas naturales:** Son todos los elementos del medio ambiente que son peligrosos para el hombre y que son causados por fuerzas ajenas a él (25). Es la relación entre la magnitud de los eventos y su probabilidad de ocurrencia, es por esto que el área que una amenaza puede ocupar depende de su magnitud. Existe una relación inversa entre la probabilidad de ocurrencia y la magnitud de los eventos encontrando así que los de mayor frecuencia son de menor magnitud y viceversa (Stephenson, 1991).

**3.3.9.1. Deslizamientos:** Este término se refiere a derrumbes, desprendimientos y flujos de escombros. Los deslizamientos son provocados por terremotos, erupciones, suelos saturados, aumentos del nivel de agua y por el socavamiento de los ríos. Los deslizamientos se localizan en áreas pequeñas, pero no por esto deben de ser despreciados ya que estos pueden ser peligrosos por la frecuencia en la que ocurren (25). Los tipos de deslizamientos son:

- Caída de rocas: presentan el desprendimiento libre de rocas, es peligroso para los humanos y las propiedades, aunque es muy pequeña su área de influencia.
- Derrumbes y avalanchas: es un desplazamiento de una acumulación de suelo debido a una falla de corte. Si únicamente ocurre en material superficial sin deformación se le llama hundimiento. Estas abarcan grandes áreas y crean grandes pérdidas tanto humanas como propiedades.
- Flujos de escombros y esparcimientos laterales: se presenta en suelos no consolidados donde la capa freática es poco profunda. Provocan las mismas pérdidas que los derrumbes y las avalanchas. Casi siempre transportan material al lecho de los ríos, y forman diques, los cuales al destrozarse transportan a altas velocidades estos materiales (Kanji, Massad, Cruz, 2003).

**Figura No. 150. Determinación del inicio del flujo de escombros mediante el ángulo de la ladera y el área de la cuenca**

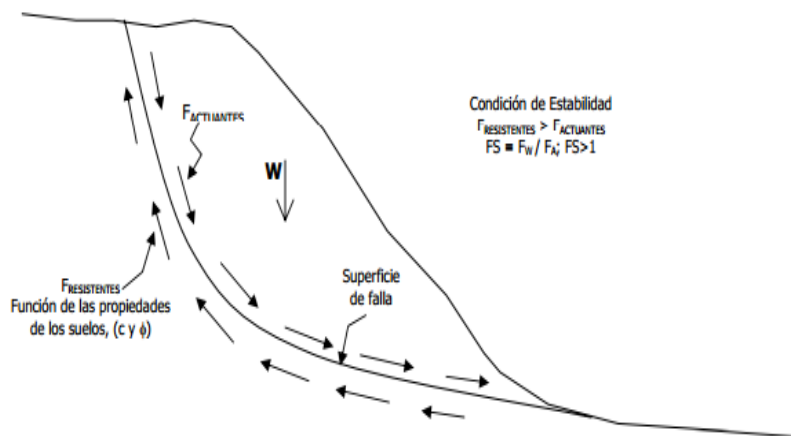


*Fuente: Van Dine, 1985*

Los deslizamientos se pueden dividir en dos zonas una de remoción y una de acumulación, las cuales nos sirven para determinar los tipos de amenazas que se puedan presentar en el área. Para que se presente un deslizamiento, debe de existir un desequilibrio entre las fuerzas actuantes y

resistentes, las cuales dependen del peso del terreno, la cohesión y el ángulo de fricción interna.

**Figura No. 151. Esquema de un deslizamiento típico**



*Fuente: Mendoza, Domínguez, 2004.*

Los factores se pueden dividir en internos los cuales determinan el movimiento, como lo pueden ser la estructura, las condiciones hidrológicas, etc. Y factores externos los cuales crean condiciones favorables para que se produzca el movimiento, como lo son la lluvia, los sismos, etc. (Varnes, 1984).

Para determinar el nivel de riesgo se necesita, una gran variedad de factores, una de las más utilizadas es la combinación de litología y pendiente. El método numérico más utilizado es mediante la obtención de un factor de seguridad, de un área en específico. Este estudio se realiza mediante valores de las propiedades del suelo, perfiles e información hidrológica. Últimamente se ha empleado la probabilidad para el análisis de estabilidad de taludes. (Varnes, 1984). La probabilidad de ocurrencia de deslizamientos se puede representar por:

- El número de deslizamientos similares que tiene posibilidad de ocurrencia en el área de estudio, por año.
- La probabilidad de que un talud sufra deslizamiento en un período dado. Las fuerzas actuantes que exceden a las resistentes en términos de probabilidad.

La lluvia es el principal disparador, se ha determinado que los grandes derrumbes o avalanchas, se llevan a cabo debido a la lluvia durante largos períodos de tiempo, días o semanas. Y que los flujos de escombros ocurren debido a lluvias intensas con una duración corta de minutos o horas (Kanji, 2003).

**3.3.9.2. Inundaciones:** Una inundación se puede expresar como como la ocupación temporal del agua en áreas que normalmente están libres de esta, por desbordamiento de ríos, lluvias torrenciales, deshielo, entre otros (32). Se pueden encontrar distintos tipos de inundación como lo son:

- Inundaciones por precipitación y saturación del suelo.
- Inundaciones por escorrentía o desbordamiento de cauces debido a:
  - Precipitaciones.
  - Deshielo.
  - Obstrucción de cauces.
  - Invasión de cauces.
  - Acción de las mareas.
- Inundaciones por rotura o incorrecta operación de obras de arte.

Para la de obtención de las zonas inundación se necesita los caudales máximos y su tránsito hidráulico, este busca determinar que altura obtendrá determinado caudal en un canal o fuera de el (Chow, 2000). Se logra calcular mediante la capacidad de conducción del canal, por medio de la velocidad que el agua alcanza en el tramo de río y por el área de la sección transversal del río:

$$Q = V \cdot A$$

Si no se cuenta con mediciones sobre la velocidad del flujo, se utiliza a la ecuación de Manning para encontrar el caudal:

$$Q = \frac{1.486}{n} S_o^{\frac{1}{2}} A R^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

- Q = caudal
- n = coeficiente de fricción
- $S_o$  = pendiente
- A = área hidráulica
- R = radio hidráulico

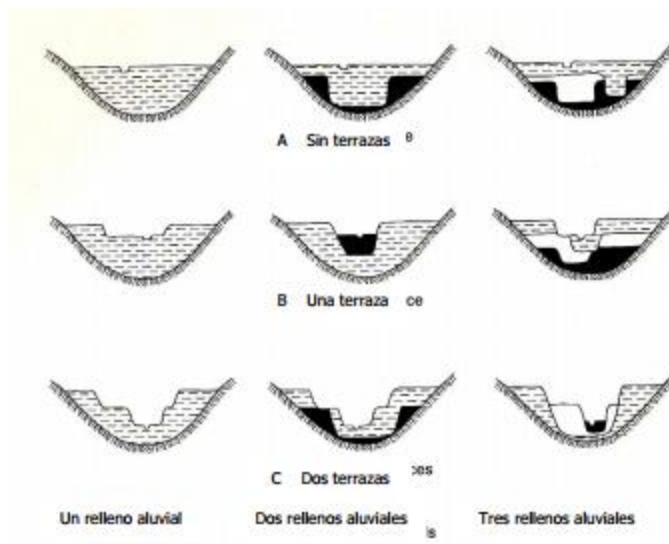
Esta ecuación se utiliza para determinar la altura que pudiese obtener el agua en un tramo de río, con un caudal establecido (Chow, 2000), en conjunto con la siguiente:

$$y_{j+1} = y - \frac{1 - \frac{Q}{Q_j}}{\left(\frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy}\right)_j}$$

Se determina la amenaza de inundación por medio de la altura que puede alcanzar el agua en un lugar en específico, con una determinada probabilidad de ocurrencia. Aunque la velocidad del agua actúa como otro elemento a tomar en cuenta.

Existe otro método de estudio por medio de un análisis geomorfológico, en este se observan las distintas geo formas, terrazas, abanicos aluviales, cauces abandonados y deltas, a estos se les clasifica, de acuerdo a su edad estratigráfica y su posición en el relieve y así se determinan zonas con algún grado de amenaza.

**Figura No. 152. Relaciones estratigráficas, sin terraza o con una o dos terrazas y cada una de estas con uno, dos o tres rellenos aluviales**



*Fuente: Leopoldo, 2000.*

**3.3.10. Ciclo hidrológico:** Es el proceso por medio el cual el agua se introduce dentro de los distintos compartimentos de la hidrósfera, es decir que el agua se traslada de un lugar a otro. Se puede decir que consiste de igual manera en la continua circulación del agua sobre nuestro planeta (Cardona, 2006), las fases son:

- Evaporación.
- Formación de nubes.
- Condensación.
- Escorrentía superficial.
- Infiltración.
- Percolación.
- Flujos subterráneos.
- Formación de corrientes.
- Descargas.

Los ciclos se pueden llevar a cabo debido a

- La energía térmica solar: produce procesos meteorológicos debido al recalentamiento.
- La fuerza de gravedad: crea los fenómenos de precipitación, infiltración, etc.
- La presión atmosférica: es la que ocasiona los vientos.
- Las fuerzas intermoleculares: crean los fenómenos de capilaridad y de viscosidad.
- Las actividades humanas.

La variación del agua cambia constantemente sobre cada una de las cuencas de los ríos, es por eso que estudiar el clima es importante.

**3.3.11. Precipitación efectiva:** Es la precipitación total que es aprovechada por las plantas. Depende de distintas variables como lo son intensidad, clima, pendiente y humedad (58). Se determina la precipitación efectiva mediante datos obtenidos de una estación meteorológica, que se encuentre dentro del área de estudio. Mediante esta información se determina la precipitación media anual y su área de influencia se determina mediante isoyetas (Herrera, 1995). Se puede determinar mediante la siguiente fórmula:

$$Pe = 0.8 P - 25 \text{ Si: } P > 75 \text{ mm/mes}$$

$$Pe = 0.6 P - 10 \text{ Si: } P < 75 \text{ mm/mes}$$

### 3.3.12. Precipitación media.

**3.3.12.1. Método de promedio aritmético:** El método consiste en calcular la cantidad de lluvia que cae sobre una cuenca. Se puede encontrar mediante el promedio aritmético de las lluvias. Se aplica donde la distribución de las estaciones es uniforme mediante la siguiente fórmula:

$$Pm = \frac{\sum Pi}{n}$$

Donde:

- Pm: Precipitación media
- Pi: Precipitación de la estación
- n: Numero de estaciones

**3.3.12.2. Métodos de polígono de thiessen:** El método se aplica en áreas en donde las estaciones se encuentran dispersas y donde la topografía no influye en la diferencia de lluvias, mediante la siguiente formula:

$$Pm = \frac{\sum PiSi}{\sum Si}$$

Donde:

- Pm: Precipitación media
- Pi: Precipitación de la estación
- Si: Área del polígono

**3.3.12.3. Método de isoyetas:** Estas delimitan las curvas de igual precipitación, se puede trazar mediante intervalos de mínimos para datos anuales 100mm y de 10mm para datos mensuales.

**3.3.13. Evapotranspiración:** Se pueden calcular mediante distintos métodos pero estos siempre dependen de la información meteorológica para el área de estudio. Dependen dos factores, el contenido de humedad del suelo y del desarrollo vegetal de la planta. Es por esto que se puede simplificar y considerar únicamente como la pérdida de agua por vapor en un cultivo. (Custodio, Llamas, 2001).

En términos generales representa toda el agua que se desaparece de una superficie debido a los efectos del clima. Pueden variar entre 1 a 3 mm/día para los climas templados, de 5 a 8 mm/día en los trópicos húmedos y de 10 a 12 mm/día en regiones áridas. (Herrera, 2002).

**3.3.14. Intensidad, duración y frecuencia de la lluvia:** Permiten determinar cuando se producen erosiones debido escurrimiento ya que la intensidad de lluvia supera a la penetración de esta en el suelo, siendo los efectos mayores o menores según el tiempo de duración de los fenómenos. Si los intervalos de tiempo son cortos, la humedad del suelo se encuentra alta a la hora de iniciarse un nuevo fenómeno, aunque su intensidad sea baja se podrá generar con mayor facilidad la erosión del suelo. Al contrario si es al revés el caso, el suelo podrá secarse evitando así el escurrimiento. (Asturias, 2006).

**3.3.15. El valor máximo de escurrimiento:** Se puede determinar mediante dos métodos.

**3.3.15.1. Método racional:** Se considera la lluvia, el tamaño de la cuenca, el tiempo de concentración, el coeficiente de escorrentía.

Propone que una lluvia constante y uniforme sobre la cuenca en estudio, producirá un gasto de descarga el cual alcanzara su valor máximo cuando todos los puntos de la cuenca estén contribuyendo al mismo tiempo en un punto de estudio (Asturias, 2006). Se debe de tomar en cuenta lo siguiente:

- Nos brinda la información sobre el caudal pico
- Considera la escorrentía proporcional a la precipitación, aunque no es cierto ya que depende de otros factores.
- Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son idénticos, aunque no es cierto ya que la precipitación se filtra de manera no lineal para producir la escorrentía.
- Tiempo de concentración, tiempo que tarda el agua en recorrer desde el punto más alejado, hasta el punto de descarga del caudal.
- El valor máximo de escurrimiento para una intensidad de lluvia, ocurre si la duración de la lluvia es igual o mayor que el tiempo de concentración.

- El valor máximo de escurrimiento para una intensidad específica de lluvia, la cual tiene una duración igual o mayor que el tiempo de concentración, es directamente proporcional a la intensidad de la lluvia.
- La frecuencia de la ocurrencia de la descarga máxima, es la misma que la de la intensidad de la lluvia con la cual se calculó.
- La descarga máxima disminuye conforme aumenta el área de drenaje y la intensidad de lluvia disminuye cuando aumenta la duración.
- En la fórmula la estimación del coeficiente de escorrentía se obtienen mediante tablas.

Se determina mediante la siguiente formula:

$$Q_m = 0.278 \times C \times I \times K_a \times A \times K$$

Donde:

- $Q_m$  = Caudal máximo (m<sup>3</sup>/s)
- $C$  = Coeficiente de escurrimiento
- $I$  = Intensidad media de lluvia para un período de tiempo idéntico al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h)
- $A$  = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)
- $K$  = Coeficiente de uniformidad

Se identifica el tiempo de concentración por medio de (Kirpich) o (Chow):

$$t_c = 3.97 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

- $t_c$  = Tiempo de concentración (minutos)
- $L$  = Longitud del cauce principal (km.)
- $S$  = pendiente media del cauce (m/m)

$$t_c = 0.01 \left( \frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$$

Donde:

- $t_c$  = tiempo de concentración (horas)
- $L$  = Longitud del cauce principal (m)
- $s$  = pendiente media del cauce (%)

Se determina el factor reductor de lluvia y el coeficiente de uniformidad mediante las siguientes fomulas:

$$Ka = 1 - \frac{\log A}{15}$$

Donde:

- $Ka$  = factor reductor de lluvia diaria
- $A$  = Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

- $t_c$  = tiempo de concentración (horas)

**Tabla No.65. Determinación del coeficiente de escurrimiento por medio del suelo, topografía y vegetación del área de influencia**

Topografía y vegetación	Tipo de Suelo		
	Arenoso (30% impermeable)	Franca (50% impermeable)	Arcillosa (70% impermeable)
<b>Bosques llanos 0 - 5% de pendiente</b>	0.1	0.3	0.4
<b>Bosques ondulados 5-10% de pendiente</b>	0.25	0.35	0.5
<b>Montañoso 10-30% de pendiente</b>	0.3	0.5	0.6
<b>Pastizales llanos 0-5% de pendiente</b>	0.1	0.3	0.4
<b>Pastizales ondulados 5-10% de pendiente</b>	0.16	0.36	0.55
<b>Pastizales montañosos 10-30% de pendiente</b>	0.22	0.42	0.6
<b>Tierras cultivadas llanos 0-5% de pendiente</b>	0.3	0.5	0.6
<b>Tierras cultivadas ondulados 5-10% de pendiente</b>	0.4	0.6	0.7
<b>Tierras cultivadas montañosos 10-30% de pendiente</b>	0.52	0.72	0.82
<b>Zonas urbanas llanas 5-10% de pendiente</b>	0.4	0.55	0.65
<b>Zonas urbanas onduladas 10-15% de pendiente</b>	0.5	0.65	0.8

*Fuente: Adaptado de Asturias, 2006.*

**3.3.15.2. Métodos empíricos:** Se calcula el caudal máximo mediante el Método de Creager

$$q = 0.503C(0.386A)^{\left[\frac{0.894}{(0.386A)^{0.048}}\right]-1}$$

Donde:

- C =Factor de escorrentía (representa las características de la cuenca)
- A = área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

Se calcula el caudal máximo de igual manera mediante el Método Envolvente, Gumbel y Log-Normal:

$$Q = BKA^n$$

Donde:

- B = Factor por región de Guatemala
- n = Factor por región de Guatemala
- K= Factor por región y tiempo de concentración en Guatemala

**Tabla No.66. Factores K, C, B y n por región hidrológica de Guatemala**

	Envolvente	Gumbel	Log-Normal	Envolvente	Gumbel	Log-Normal	B	N
<b>tc</b>	I	I	I	III	III	III	I	I
<b>2</b>	1.6	0.88	0.82	1.45	0.87	0.66	0.08	1.09
<b>5</b>	2.3	1.74	1.43	2.24	1.84	1.16	III	III
<b>10</b>	2.6	2.3	1.89	2.86	2.48	1.75	0.26	1.04
<b>20</b>	3.28	2.84	2.37	3.47	3.09	2.55		
<b>25</b>	3.44	3.01	2.53	3.72	3.29	2.87		
<b>30</b>	3.58	3.14	2.66	3.87	3.44	3.15		
<b>50</b>	3.95	3.53	3.04	4.36	3.89	4.06		
<b>100</b>	4.44	4.05	3.59	5.1	4.48	5.82		

*Fuente: INSIVUMEH, 2003.*

**3.3.16. Estación meteorológica:** Es un área en la cual se colocan los distintos tipos de instrumentos que permiten medir y observar las variables que afectan a la atmósfera. Se deben de colocar al aire libre pero se deben de proteger para que los datos no se alteren se pueden colocar los instrumentos mas sensibles dentro de una garita meteorológica la cual es una casilla donde se instalan, esta se debe de colocar a un metro con veinte centímetros del suelo y con muros en forma de persianas, para no permitir los rayos solares y permitir la temperatura y humedad.

Las estaciones meteorológicas pueden estar automatizadas, aunque si no cuentan con observadores los cuales determinan los datos, a la realización de esto se le llama observación sinóptica. Algunos instrumentos de medición pueden ser:

- Termómetro: mide la temperatura en ciertas horas.
- Termómetro de máxima y mínima: mide la máxima y mínima temperatura.
- Termómetro de subsuelo: mide la temperatura a 5, 10, 20, 50 y 100 cm, bajo el nivel del suelo.
- Termómetro de mínima: mide la temperatura mínima a 15cm sobre el nivel del suelo.
- Barómetro: mide la presión atmosférica.
- Pluviómetro: mide la cantidad de lluvia.
- Psicrómetro: mide la humedad relativa y la temperatura del punto de rocío.
- Piranometro: mide la insolación solar.
- Heliógrafo: mide las horas del sol.
- Anemómetro: mide la velocidad del viento.
- Veleta: determina la dirección del viento.
- Cielómetro: mide la altura de las nubes.

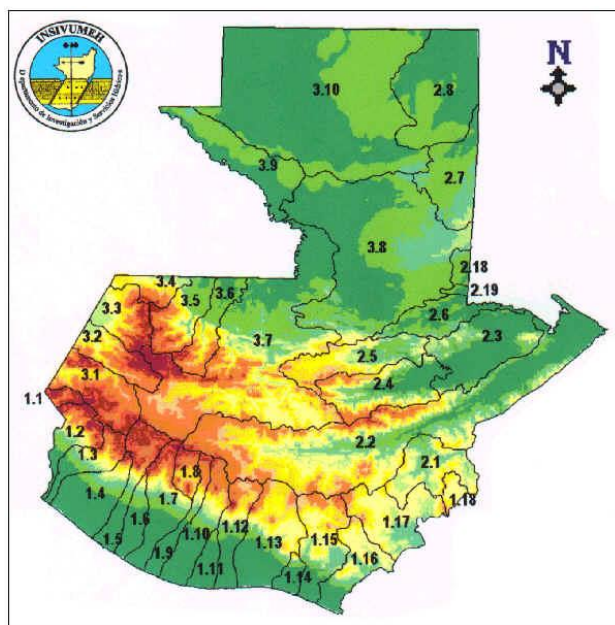
**Figura No. 153. Ejemplo de garita meteorológica**



*Fuente: INSIVUMEH, 2003.*

**3.3.17. Aspectos generales de la cuenca del río Guacalate – Achiguate:** La cuenca del Río Guacalate – Achiguate forma parte de la Vertiente del Pacífico y es la cuenca numeración 1.12. Las pendientes del río son mayores en la parte alta de la cuenca y disminuyen en la planicie costera. Estas condiciones fisiográficas producen crecidas instantáneas de gran magnitud y corta duración. Tiene períodos de precipitación de gran intensidad.

**Figura No. 154. Mapa de cuencas y vertientes de la República de Guatemala**



*Fuente: Departamento de Investigación y Servicios Hídricos – INSIVUMEH*

El río Guacalate está ubicado en la parte alta de la cuenca, en Sacatepéquez y Escuintla, y es un afluente del río Achiguate, el cual está ubicado en la parte baja de la cuenca, en Escuintla y desemboca en el océano pacífico.

De acuerdo con el INSIVUMEH, La cuenca del río Guacalate – Achiguate tiene: un área de 1291 km<sup>2</sup>, un perímetro de 222.05 kms y es de orden 4. La Longitud del cauce principal es de 123.5 kms y la pendiente media es de 16.2%. La precipitación media (PM) es 2042mm, la evapotranspiración (ETP) es 1652mm y la disponibilidad de agua superficial es baja. La cuenca tiene un caudal medio (Qm) de 36.8 m<sup>3</sup>/s.

La cuenca del Río Achiguate – Guacalate representa una zona de mucha importancia para el país. En ella se ubica uno de los principales polos de desarrollo turístico, la Antigua Guatemala; el principal puerto del Pacífico, el Puerto Quetzal; el principal punto de retransmisión de telecomunicaciones en el Volcán de Agua; la ruta que conduce de la ciudad capital de Guatemala al Puerto Quetzal y la Ruta CA – 2 que conduce al suroccidente del país y la frontera con México con puentes sobre los ríos Achiguate y Guacalate..

El río Guacalate tiene períodos de precipitación de gran intensidad y acarrear grandes volúmenes de material, especialmente escorias y cenizas volcánicas debido a la cercanía de los volcanes que se encuentra en los límites de la vertiente. Debido a este arrastre de material los ríos tienen cursos inestables y tienden a causar daños e inundaciones a lo largo de su recorrido y en especial en la planicie costera.

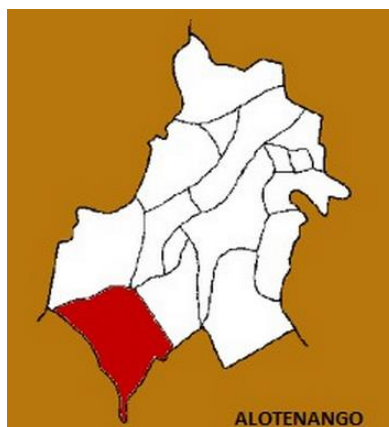
### 3.3.18. Municipios afectados por el Río Guacalate

#### 3.3.18.1. Alotenango

##### 3.3.18.1.1 Ubicación geográfica y descripción territorial:

Alotenango se encuentra situado en la parte Sudoeste del departamento de Sacatepéquez, en la Región V o Región Central. Se localiza en la latitud  $14^{\circ} 29' 06''$  y en la longitud  $90^{\circ} 48' 18''$ . Limita al Norte con los municipios de San Miguel Dueñas, Santa Catarina Barahona, y Ciudad Vieja (Sacatepéquez); al Sur con el municipio de Escuintla (Escuintla); al Este con los municipios de Palín y Escuintla (Escuintla); y al Oeste con los municipios de Yepocapa, Acatenango (Sacatepéquez) y Escuintla (Escuintla). Cuenta con una extensión territorial de 95 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 1,388.42 metros sobre el nivel del mar, por lo que generalmente su clima es templado. Se encuentra a una distancia de 12 kilómetros de la cabecera departamental de Sacatepéquez.

**Figura No. 155. Ubicación municipio de Alotenango en Departamento de Sacatepéquez**



Fuente: [Culturapeteneraymasde la cadena internacional de Wordpress](#)

Con base en la estimación de población por municipio el Instituto Nacional de Estadística (INE) en su predicción 2008-2020 señala que para el 30 de junio del 2013 el municipio cuenta con una población total de 28,616 habitantes

**3.3.18.1.2** Hidrografía: De acuerdo con el reconocimiento arqueológico de Alotenango por Robinson y Eugenia J. El municipio está dividido a la mitad por el río Guacalate, el cual es un principal recurso de agua natural para el municipio. El río corre los 13.5 km a través del municipio del norte del pueblo de Alotenango a su confluencia con el río Agua Blanca que forma la frontera del sur del mismo. No hay extensiones planas y anchas de aluvión a los lados del río Guacalate. En lugar de terreno plano hay tierra pendiente y fértil que forma las bases de los dos volcanes. Los lados del municipio ascienden a las cimas de los volcanes de Fuego y Acatenango al oeste y el volcán de Agua al este, haciendo un total de 2000 m de elevación. Las faldas de los volcanes tienen muchas quebradas muy profundas, normalmente secas, que atraviesan estas laderas. En el pasado existieron nacimientos de agua en las faldas de los volcanes, pero debido a los movimientos sísmicos éstos han estado sellados.

**3.3.18.1.3** Economía y comercio.: De acuerdo al tipo de productos que se comercian en Alotenango, su economía tiene tres bases fundamentales: la agraria, la industrial y la artesanal.

Con base agraria se comercia: maíz, frijol, zarzaparrilla, zanahoria, remolacha, repollo, café, zacate entre otros. El último de estos productos cuenta con alta preferencia debido a la acidez de su semilla proporcionada por la fertilidad y particularidad de suelos volcánicos.

La segunda base de producción es la industrial que se enfoca en la elaboración de dulces, derivados lácteos, aceite de higuera, entre otros.

Y la tercera de sus bases, comercia productos artesanales como textiles para vestimenta indígena y calzado, entre otros artículos elaborados con cuero.

### 3.3.18.2. *Escuintla.*

**3.3.18.2.1** Ubicación geográfica y descripción territorial: El municipio de Escuintla, se encuentra situado en la parte Norte del departamento del mismo nombre, en la Región V o Región Central. Se localiza en la latitud  $14^{\circ} 18' 03''$  y en la longitud  $90^{\circ} 47' 08''$ . Limita al Norte con los municipios de Yepocapa (Chimaltenango) y Alotenango (Sacatepéquez); al Sur con el municipio de Masagua (Escuintla); al Este con los municipios de San Vicente Pacaya, Palín y Guanagazapa (Escuintla); y al Oeste con los municipios de La Democracia y Siquinalá (Escuintla). Cuenta con una extensión territorial de 332 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 346.91 metros sobre el nivel del mar, por lo que generalmente su clima es cálido. Se encuentra a una distancia de 58 kilómetros de la ciudad capital.

**Figura No. 156.** Ubicación del municipio de Escuintla en el departamento de Escuintla.



*Fuente: Culturapeteneraymas, de la cadena internacional de Wordpress.*

Con base en la estimación de población por municipio el Instituto Nacional de Estadística (INE) en su predicción 2008-2020 señala que para el 30 de junio del 2013 el municipio cuenta con una población total de 155,185 habitantes. El departamento de Escuintla es uno de los más importantes a nivel nacional, presenta una tasa de crecimiento alta, además de ser un punto importante de paso entre la costa pacífica del sur y la capital de Guatemala, y es prácticamente ruta obligatoria para acceder a las mismas.

Se puede acceder a dicha ciudad por la CA 9, desde la ciudad de Guatemala, por la RN 14 desde la ciudad de Antigua Guatemala, por la CA-2, desde el área Sureste del país, de Taxisco, Chiquimulilla; o por la misma CA-2 pero desde la zona Suroeste, de Mazatenango, Santa Lucía Cotzumalguapa. Actualmente se cuenta con la Autopista al Puerto Quetzal, la cual recorre la periferia de la ciudad, que crea otro acceso a esta ciudad desde la capital.

**3.3.18.2.2** Hidrografía: Escuintla es un municipio que cuenta con una gran cantidad de ríos que lo hacen de tierra fértil y productiva; en total son 55 los ríos que lo bañan, entre los cuales se mencionan los más importantes que son: Achiguate, Guacalate, Michatoya y Escalante. Así también, recorren su territorio varios riachuelos como el Aceituno, Guachipilín, Puente de Palo, Rivera San Diego, Tulito, Varas Altas, Verde, etc.; además están también las quebradas Buena Vista, El Micón, El Miquito, y Las Cañas; y las lagunas El Zapote y Encantada que son atractivos naturales.

**3.3.18.2.3** Economía y comercio: La economía del municipio de Escuintla se basa en la producción agrícola de caña de azúcar, algodón, café, cacao, maíz y hule. Así mismo, cuenta con grandes haciendas que se dedican a la crianza de ganado vacuno. Entre su producción industrial, se pueden contar con trapiches e ingenios azucareros, así como con la fábrica de papel y también con fábricas para la elaboración del dulce de panela. Este municipio carece de artesanías populares. Su carácter comercial viene resaltado por ser un notable nudo de comunicaciones, en el que converge el ferrocarril de Guatemala a San José y la carretera que une la capital del país con la frontera mexicana.

El municipio de Escuintla se ha convertido, en los últimos años, en uno de los más importantes pasos o puentes económicos de Guatemala. La ciudad de Escuintla es considerada actualmente como una de las principales de la República.

### 3.3.18.3. Masagua.

**3.3.18.3.1** Ubicación geográfica y descripción territorial: El municipio de Masagua, se encuentra situado en la parte Central del departamento de Escuintla, en la Región V o Región Central. Se localiza en la latitud  $14^{\circ} 12' 05''$  y en la longitud  $90^{\circ} 51' 34''$ . Limita al Norte con el municipio de Escuintla (Escuintla); al Sur con el municipio de San José (Escuintla); al Este con los municipios de Guanagazapa é Iztapa (Escuintla); y al Oeste con el municipio de La Democracia (Escuintla). Cuenta con una extensión territorial de 448 kilómetros cuadrados y se encuentra a una altura de 100 metros sobre el nivel del mar, por lo que generalmente su clima es cálido. Se encuentra a una distancia de 15 kilómetros de la cabecera departamental de Escuintla.

**Figura No. 157.** Ubicación del municipio de Masagua en el departamento de Escuintla.



*Fuente: Culturapeteneraymasde la cadena internacional de Wordpress.*

Con base en a la estimación de población por municipio el Instituto Nacional de Estadística (INE) en su predicción 2008-2020 señala que para el 30 de junio del 2013 el municipio cuenta con una población total de 46,033 habitantes.

Masagua es atravesado por la carretera departamental de Escuintla y por la autopista que va de Escuintla al Puerto Quetzal. Así mismo cuenta con caminos vecinales, veredas y roderas que lo comunican con otros municipios y poblados rurales.

Otra vía de comunicación con que cuenta Masagua es la vía férrea, por medio de la cual se encuentran las estaciones del ferrocarril: Cádiz, La Máquina, Las Mercedes, Masagua, Naranjo, San Juan Mixtán, Obero, Santa Luisa y Santa María.

**3.3.18.3.2** Hidrografía: Existen varias afluentes que bañan el municipio de Masagua, entre estas podemos contar con 4 lagunas; 20 ríos, entre los más importantes se pueden mencionar el Achiguate, el Guacalate, el Escalante y el Naranjo; 13 quebradas; el riachuelo Placetas; y 11 zanjones, entre los cuales están: El Pájaro, La Morita y Las Malicias.

**3.3.18.3.3** Economía y comercio: La economía es diversa en este municipio ya que se practica la agricultura y la actividad pecuaria. Cada uno de ellos representa una gran cantidad de dinero por año ya que producen grandes cantidades de elementos que son vendidos tanto en el municipio como en el resto del departamento.

En agricultura, la mayor producción que realiza el municipio es la caña de azúcar ya que las grandes cosechas y la industrialización de azúcar hacen que el municipio obtenga una gran cantidad de dinero por año. También se cosechan granos básicos como maíz, frijol, arroz y maicillo.

Para la actividad pecuaria se producen grandes cantidades gracias a la ganadería y producen productos como los lácteos, también aves de corral como las gallinas, pollos, etc.

No cuenta con la elaboración de productos artesanales, por ser un municipio eminentemente agrícola.

### **3.3.19. Infraestructura afectada por el Río Guacalate.**

**3.3.19.1. Infraestructura vial:** En la actualidad el buen uso de un tramo carretero desempeña un papel muy importante en el desarrollo de una población, por lo que se vuelve obligatorio buscar mecanismos de acceso para la comunicación de nuestro país que están en un crecimiento continuo.

Los parámetros de diseño para puentes y carreteras en Guatemala se realizan utilizando la metodología de la Dirección General de Caminos (D.G.C.), ajustándose a las especificaciones del libro azul; su objetivo principal es que las vías de comunicación sean transitables en toda época del año.

El mantenimiento de los mismos se debe realizar bajo la metodología del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda Unidad Ejecutora de Conservación Vial (COVIAL).

Como ya se ha explicado anteriormente, esta zona, en especial el centro de escuintla, es un área de comercio alto y tráfico de todo tipo. Además de ser un paso prácticamente obligatorio, para quien se dirige de la ciudad de Guatemala al Puerto, o viceversa, es también una zona donde se manejan muchos tipos de cultivo, entre los que predomina la Caña de Azúcar.

Debido a esto es de suma importancia mantener las vías de comunicación en buenas condiciones para que el tráfico se conduzca adecuadamente a cada uno de sus destinos de forma rápida y segura. Por estas carreteras se trasladan productos que van desde cultivos, viajeros o turistas hasta contenedores desembarcados en puerto provenientes del extranjero.

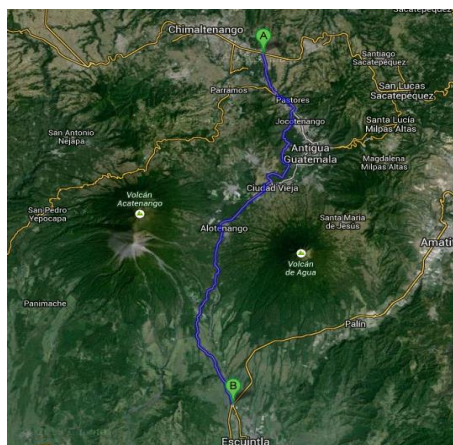
Las rutas de interés son:

- RN14 (Ruta Nacional Catorce).
- CA02 (Carretera Centroamericana Dos).

#### **RN14 (Ruta Nacional Catorce).**

Es la carretera de acceso de Antigua Guatemala a Escuintla zona noroeste. La RN-14 que viene de Antigua Guatemala, y que actualmente se encuentra en buenas condiciones, aunque no está completamente señalizada.

**Figura No. 158. Ubicación de la carretera RN-14 en el departamento de Chimaltenango, Sacatepéquez y Escuintla**



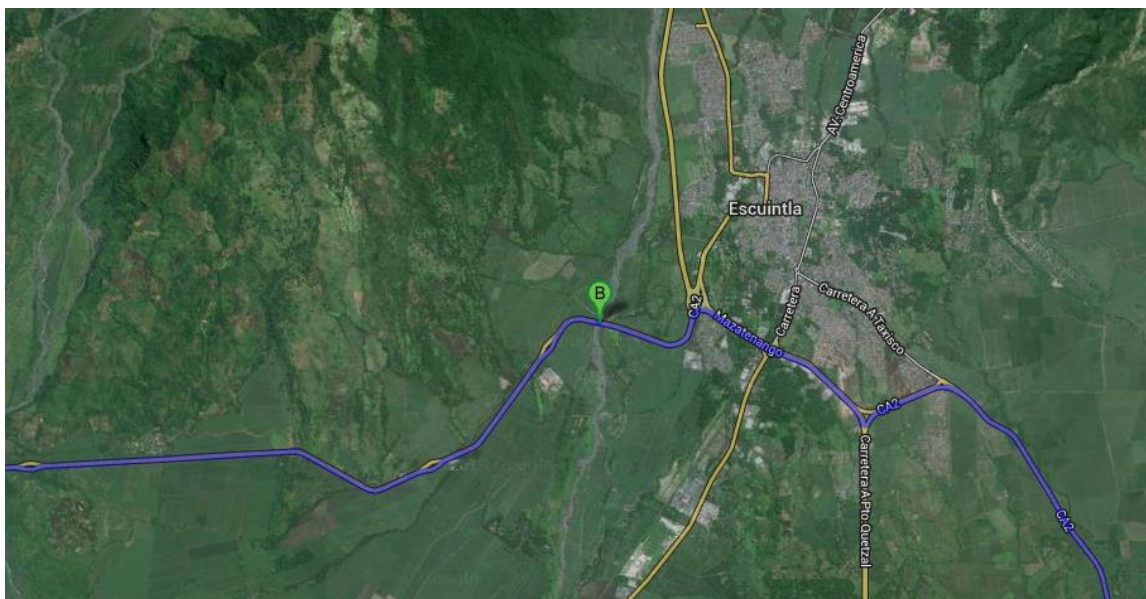
*Fuente: Elaboración propia*

La RN-14 se hace cada vez más importante debido al crecimiento poblacional, el desarrollo económico, social y cultural. Ésta sirve para interconectar la ruta de comercio entre Antigua Guatemala, Escuintla y Chimaltenango.

Ésta ruta se ve afectada por las crecidas del Río Guacalate en invierno debido al material que acarrea desde las faldas de los volcanes. Las primeras lluvias son las que tienden a causar más daños.

La CA-2, que es la carretera que conduce a Taxisco, Chiquimulilla, y la salida al área sur este del país. Esta carretera se encuentra actualmente en buen estado, aunque no transita por ella demasiado tráfico pesado. El otro lado de la CA-2, que conduce a Santa Lucía Cotzumalguapa, Mazatenango, y toda la zona Sur oeste del país, donde también existe una gran afluencia de tráfico pesado. Esta ruta tiende a ser más vulnerable debido a que está ubicada en la parte baja de la cuenca del Río Guacalate. En esta zona la velocidad del flujo es mayor y el terreno tiene a ser plano, lo que lo hace vulnerable a inundaciones.

**Figura No. 159. Ubicación de la Carretera CA-02 en el departamento de Escuintla**



*Fuente: Elaboración propia*

**3.3.19.2. Infraestructura industrial:** La infraestructura industrial de este sector está conformada básicamente por ingenios, fábricas de papel y fábricas para la elaboración del dulce de panela. Sin embargo las que se ven mayormente afectadas por el Río Guacalate el Ingenio Concepción, el Ingenio Santa Ana y una Pequeña Hidroeléctrica.

En la Costa Sur se pueden observar a las orillas de la mayoría de carreteras las grandes plantaciones de caña. El azúcar constituye una gran parte de las exportaciones del país.

Según Ingenios de Guatemala; el país es el tercer exportador más grande en América Latina y el sexto en importancia a nivel mundial.

El Ingenio Santa Ana es el que más sobresale de los mencionados anteriormente ya que se encuentra entre los principales diez ingenios de Guatemala.

**3.3.20. Problemas del área por crecidas del río Guacalate:** En la cuenca del Río Achiguate – Guacalate, se ha verificado la ocurrencia de inundaciones, erupciones volcánicas, deslizamientos, sismos Todos son eventos que amenazan las distintas actividades del hombre, y las actividades socioeconómicas del país.

En la Tabla 67, se muestran algunas funciones de daño ante inundaciones utilizada en el diseño del Proyecto de Control de Inundaciones: los ríos Achiguate y Pantaleón, realizado por la Agencia Japonesa de Cooperación Internacional (JICA), por sus siglas en inglés, en 1985 (32).

**Tabla No.67. Funciones de daños para inundaciones con acumulación de sedimentos**

Porcentaje de daño sobre bienes sumergidos, incluyendo sedimentos								
Bienes	Altura de inundación en metros							
	0.125m	0.375m	0.625m	0.875m	1.125m	1.375m	1.625m	2.500m
Casa	0.117	0.227	0.288	0.339	0.387	0.438	0.512	0.659
Bienes de la casa	0.075	0.173	0.250	0.322	0.393	0.460	0.560	0.749
Caña de azúcar	0.650	0.900	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Continuación de tabla No. 67								
Bienes	Altura de inundación en metros							
Pastos	0.500	0.750	0.900	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Maíz	0.650	0.900	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Algodón	0.600	0.900	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Banano	0.150	0.400	0.600	0.750	0.900	1.000	1.000	1.000
Árboles frutales	0.100	0.150	0.250	0.300	0.400	0.450	0.600	0.750
Café	0.300	0.600	0.750	0.900	1.000	1.000	1.000	1.000
Hortalizas	0.800	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

*Fuente: (JICA, 1985)*

La tabla debe interpretarse de la siguiente forma: si una unidad de área de Café es afectada por una altura de inundación de 0.375 metros, se puede esperar una pérdida del 100% mientras que si se tratara de Caña de azúcar, se esperaría una pérdida del 90%. Esta función de daño se realizó tomando en cuenta dos variables que caracterizan la amenaza, la altura de inundación y la deposición de sedimentos. La variable que define la vulnerabilidad es el tipo de cultivo.

**3.3.20.1. Poblados:** La cuenca del río Achiguate – Guacalate es un espacio geográfico en donde conviven población y recursos naturales. Bajo las condiciones actuales, dicha interacción supone la degradación de los recursos naturales, pero también la ocurrencia de desastres, o más concretamente grandes pérdidas económicas y de vidas humanas. La causa fundamental de estos desequilibrios, radica en que la población realiza sus actividades en espacios geográficos con características naturales no apropiadas para las mismas.

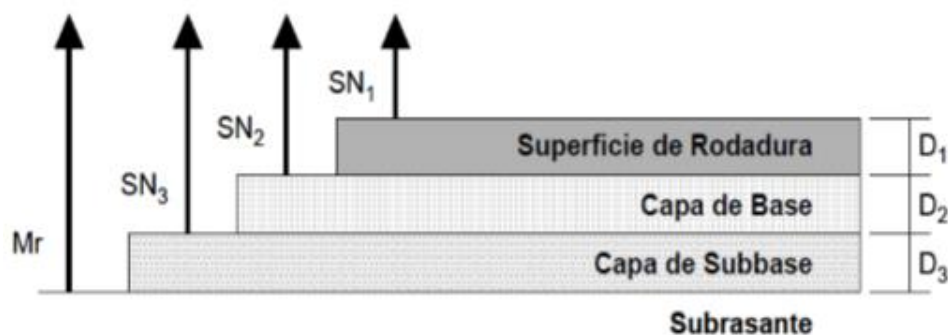
Tanto los procesos físicos, como los recursos naturales y la población, conviven en un espacio geográfico, dentro del cual se da una interacción dinámica expresada como la utilización de los recursos naturales para satisfacer las necesidades de la población. Proceso que en la mayoría de los casos provoca la degradación y agotamiento de los recursos naturales, pero en distinta magnitud dado que en dicho espacio existen condiciones variables que determinan la facilidad con que los recursos se degraden. Por otro lado, dentro de este espacio geográfico también se presentan una serie de eventos, que amenazan las actividades del hombre ya asentadas o aquellas que pudieran asentarse en la misma zona afectada por los eventos.

**3.3.20.2. Infraestructura vial:** La infraestructura vial se ve afectada en la ocurrencia de las crecidas extraordinarias del Río Guacalate. Como el ocurrido tras el paso de la Tormenta Tropical Stan en 2005. En esta crecida, el tirante del Río Guacalate pasó sobre los puentes de las carreteras RN-14 y la CA-02.

**3.3.20.2.1 Carreteras:** Tanto la RN-14 como la CA-02 son carreteras de pavimento flexible. El pavimento flexible, debido a la consistencia de la superficie de rodadura, distribuye las cargas de manera puntual.

Los pavimentos flexibles están conformados estructuralmente por capas de materiales granulares compactados y una superficie de rodadura, construida normalmente a base de concreto asfáltico, la cual forma parte de la estructura de pavimento.

**Figura No. 160. Capas de la estructura del pavimento.**



*FUENTE: Guía para diseño de pavimentos, método AASHTO.*

La superficie de rodadura flexible, al tener menos rigidez se deforma más y se producen mayores tensiones en la sub-rasante. Los pavimentos flexibles son menos costosos que los rígidos en el proceso de construcción, sin embargo requieren de mayor mantenimiento en su vida útil.

Para el caso de las carreteras el problema principal en una inundación es la obstrucción de las vías, debido a que las mismas quedan deshabilitadas, causando grandes pérdidas económicas en el comercio del país.

Asimismo se producen daños en la carpeta de rodadura por infiltración a la capa base y subbase, lo que usualmente genera la aparición de baches.

El daño es aún mayor cuando la carretera es destruida por derrumbes o desprendimientos del terreno. Este último sucede cuando el río pasa cerca de un borde desprotegido, al lado de la carretera.

**3.3.20.2.2** Puentes: Para lograr que las carreteras sean óptimas, sin interrupción requieren el uso de puentes. Para este caso la mayoría de los puentes son de concreto reforzado. Este tipo de puentes generalmente se emplean para luces relativamente cortas.

Las principales características de los puentes de concreto reforzado son: durabilidad, mínimo mantenimiento y aspecto. El concreto es un material estructural que se obtiene por medio de la mezcla proporcionada de cemento, agregados gruesos y finos en diversos tamaños y agua. La resistencia del concreto reforzado a la compresión es increíblemente buena, no así a la tensión, por lo que para ello debe contener varillas de acero, o algún otro tipo de refuerzo que, en conjunto resistan las fuerzas combinadas.

Para comprender el daño de las inundaciones sobre los puentes hay que entender la estructura y los tirantes de río para los que fueron diseñados.

### ***3.3.20.3. Estructura de un puente:***

De acuerdo con el OpenCourseWare de la Universidad de Salamanca la estructura de un puente se divide en dos partes fundamentales:

- **Subestructura.**

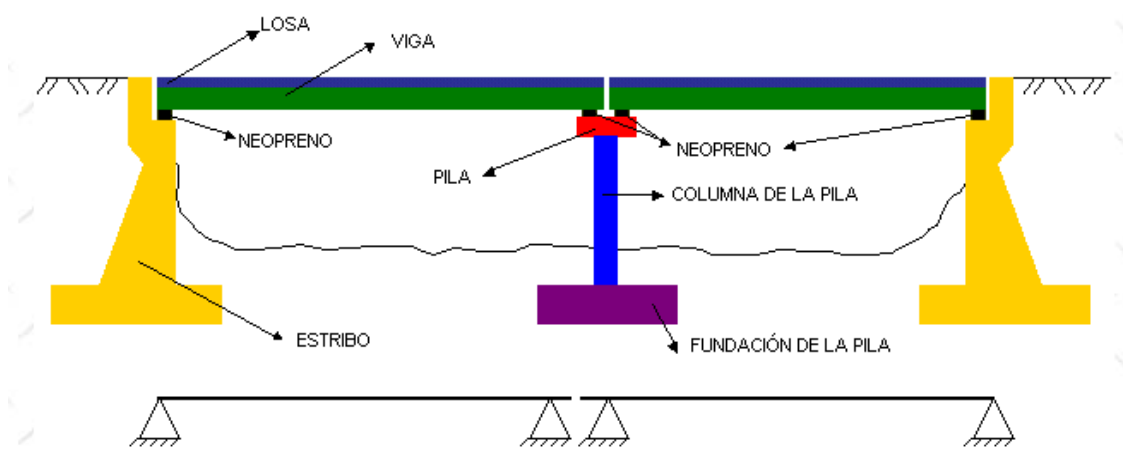
La subestructura es la parte del puente que está conformada por todos los elementos que soportarán las cargas del puente, como por ejemplo: las pilas, estribos y cimientos.

- Las pilas. Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar la carga permanentemente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales (viento, riadas, etc.).
- Los estribos situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A veces son reemplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor. Deben resistir todo tipo de esfuerzos por lo que se suelen construir en hormigón armado y tener formas diversas.
- Los cimientos o apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas

- **Superestructura.**

La superestructura está compuesta por el piso de la estructura, losa, barandas, y todos los elementos que soportarán el tráfico que circulará por el puente.

**Figura No. 162. Estructura de un puente.**



*Fuente: OpenCourseWare de la Universidad de Salamanca.*

Estructuralmente, el puente funciona de manera que el piso recibe la carga viva que pasa sobre el puente y la transmite a las vigas principales que están apoyadas en los estribos y pilas; éstos a su vez reciben la carga muerta por peso propio de los elementos del puente, transmiten la carga total a los cimientos, los cuales transmiten finalmente la carga al suelo.

Para diseñar la altura del puente sobre un río se deben analizar las crecidas del mismo. La crecida de un río puede dividirse en tres tipos:

- Creciente normal: es aquella que se mantiene en el río y fluctúa poco
- Creciente máxima: Son las crecientes pico de cada año que usualmente se registran en época de invierno.
- Creciente extraordinaria: Son las crecidas que se presentan en la ocurrencia de fenómenos naturales excepcionales.

Según la Tesis titulada *Diseño de Puentes de la USAC*, presentada por el Ingeniero Ernesto Guzmán en 1997; el diseño de un puente se realiza con base a la crecida máxima, intentándolo proteger de las crecientes máximas extraordinarias, y colocando la superestructura, generalmente, de uno a dos metros sobre la crecida máxima.

En la ocurrencia de crecidas extraordinarias, si el tirante llega o pasa la altura de la superestructura, el puente ya no es apto para ser transitado. La superestructura no se diseña para soportar la carga lateral de un río. Cuando la superestructura es afectada por una crecida de un río en algunas ocasiones la ésta se daña o destruye, y en casos más severos puede ser arrastrada por la corriente del río.

**3.3.20.4. Infraestructura industrial:** En esta área, la infraestructura industrial se ve afectada cuando se ven comprometidas las tomas de agua de las mismas. Cada Ingenio e hidroeléctrica tiene una toma de agua con una entrada máxima de agua. Cuando el nivel sobrepasa la entrada máxima, se deben cerrar las compuertas o regular la entrada de la misma. De lo contrario el río puede dañar o destruir por completo la toma de agua.

Para los Ingenios las mayores pérdidas se concentran en los daños por la caña de azúcar sumergida. De acuerdo con la Tabla No. 67, el 65% de la caña de azúcar se ha hachado a perder con una inundación de 0.125 metros, y se considera pérdida total después de los 0.625 metros

### **3.3.21. Sistemas de sensores de Nivel.**

**3.3.21.1. ¿Qué es y para qué sirve?** Un sensor de nivel, como su nombre lo indica, es un instrumento que sirve para medir el nivel o tirante de un río. Este es especialmente útil en la ocurrencia de crecidas e inundaciones. Y su principal uso es en sistemas de alerta temprana ante inundaciones. Con un sensor medidor de caudal se puede establecer el comportamiento de un río y los ciclos de crecidas si se almacenan los datos de los niveles registrados por el mismo.

**3.3.21.2. Historia:** Según la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres – CONRED, la idea de monitorear la profundidad del agua mediante un instrumento de medición empezó en 1997 como parte del proyecto de implementación de un Sistema de Alerta Temprana en la cuenca del Río Coyolate, en los departamentos de Chimaltenango, Sacatepéquez y Escuintla, en Guatemala.

El bajo costo ha sido desde el inicio un criterio fundamental en el desarrollo de este instrumento, ya que de esta forma podrían ser reemplazados con facilidad en caso de daños, pérdida, vandalismo, etc.

**3.3.21.3. Identificación de los tramos de río a monitorear:** Para identificar los tramos de río a monitorear se debe identificar cuales son las poblaciones a las que se le emitirá la alerta sobre la crecida o inundación. Luego se debe definir el tiempo de anticipación con el que se debe alertar a las poblaciones, considerándose desde el momento que se mide el nivel del río hasta el momento que la población evacue las áreas afectadas.

De acuerdo con la CONRED, como referencia se pueden considerar tiempos de anticipación entre 0.5 a 2.0 horas, como mínimo. Si se desea definirlo con mayor precisión, deben considerarse los siguientes elementos:

- Tiempo en el que se transmiten los datos al ente encargado de hacer el pronóstico.
- Tiempo que se requiere para recolectar los datos necesarios para el análisis, realizarlo e interpretar los resultados.
- Tiempo que se requiere para transmitir la información y las recomendaciones pertinentes a un contacto en la comunidad de interés.
- Tiempo que se requiere para que esta información se disemine en la comunidad.
- Tiempo que requiere la comunidad para tomar la decisión de evacuar.
- Tiempo que requiere la comunidad para poner en resguardo sus pertenencias más importantes.
- Tiempo que requiere la comunidad para salir de la zona de amenaza.

Al estimar o asumir la velocidad de la onda de crecida, se puede calcular a que distancia deben localizarse los sitios de monitoreo. En la Tabla 68 se presentan las distancias calculadas a partir de una velocidad de la onda de crecida de 3 m/s, que equivalen a 10.8 Km/hora.

**Tabla No.68. Distancias a la zona de monitoreo para diferentes tiempos de anticipación.**

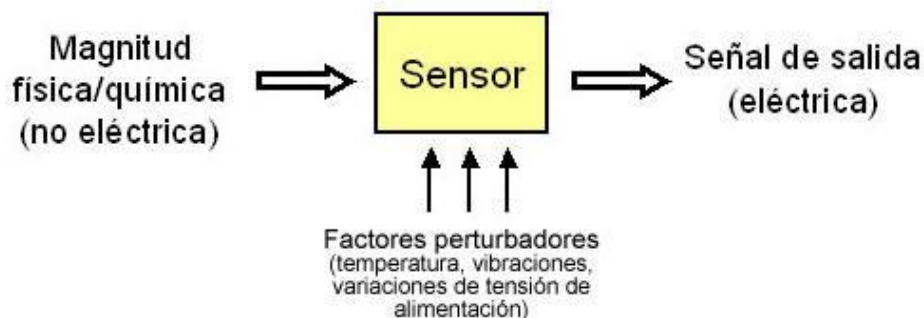
<b>VELOCIDAD ONDA CRECIDA</b>	<b>3 m/s = 10.8 Km/hora</b>			
<b>TIEMPO DE ANTICIPACIÓN</b>	0:30	1:00	1:30	2:00
<b>DISTANCIAS</b>	5.4 km	10.8 km	16.2 km	21.6 km

**Fuente: Sensor de nivel de río: manual para su fabricación, instalación y operación. CONRED, Noviembre 2010.**

Una vez definido lo anterior, se analiza la hidrografía del área sobre un mapa, fotografía aérea o imagen de satélite, identificando el río (o ríos) que afectan a las poblaciones de interés y los afluentes que aportan un caudal significativo a éste. Para luego, identificar los tramos en donde deben ubicarse los sitios de monitoreo (y los Sensores). Esto último se hace midiendo la distancia desde la población que se desea alertar hasta alcanzar un punto a la distancia definida, que permite lograr el tiempo de anticipación deseada.

### 3.3.22. ¿Qué es un sensor?

**Figura No. 162. Funcionamiento general de un sensor.**



*Fuente: Aficionados a la mecánica. Dani meganeboy.*

Un sensor es un dispositivo el cual está diseñado de tal manera que recibe información de una magnitud física o química y la transforma normalmente en impulsos eléctricos manipulables y cuantificables que son captados por componentes electrónicos dedicados al control de dichas señales. Estas señales electrónicas pueden ser analizadas ya sea por operadores lógicos o bien por humanos.

Dentro de la señal que sale del sensor no interesa solo la corriente o el voltaje que lleva, sino también interesa conocer otros parámetros como la amplitud de la corriente, la amplitud del voltaje, la frecuencia, el período de la señal, o bien la fase de dicha señal.

Generalmente las salidas de los sensores no son aptas para su lectura directa y tampoco para que su señal eléctrica sea procesada a niveles TTL, por lo que regularmente se utilizan circuitos de acondicionamiento, entre los más utilizados se tiene el puente Wheatstone, amplificadores de voltaje y filtros de señales electrónicas para lograr adaptar la señal a niveles fácilmente interpretados por los circuitos de control.

Un sensor es un tipo de transductor, pero regularmente los sensores son confundidos con los transductores, por su parecido en cuanto a funcionamiento y las pocas diferencias que existen entre ellos. Se puede decir que todo sensor es un transductor pero no todo

transductor es un sensor. Existen dos principales diferencias que son:

- Un sensor siempre se encuentra en contacto con la variable física por lo que se dice que aprovecha una de sus propiedades con el fin de acondicionar la señal que está midiendo para que sea interpretada por otro dispositivo.
- Los transductores transforman un tipo de energía en otra por sí mismos, generando dicha energía ellos mismos. Mientras que los sensores detectan un rango de magnitudes físicas que luego son convertidas en señales eléctricas para posteriormente ser procesadas en circuitos de control.

Los sensores tienen una amplia gama de aplicaciones, siendo las más importantes en automatización, industria automotriz, industria aeroespacial, industria de manufactura, medicina, robótica, domótica, entre otras.

Para el análisis electrónico de la señal medida por el sensor, muchas veces se utiliza un conversor de analógico a digital, ya que los sensores entregan como variable de salida una señal analógica que es necesario convertirla a digital para que pueda ser procesada por la circuitería de control para luego ser desplegada de una forma amigable para el humano (interfaz HMI).

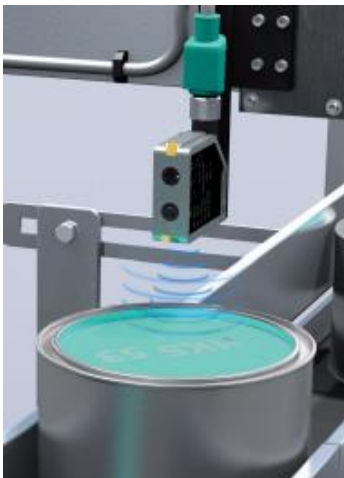
Las principales características a considerar para elegir un sensor son:

- **Rango de medida:** Es el dominio en la magnitud medida en el cual el sensor puede ser aplicado.
- **Precisión:** Es el error máximo esperado en una medida.
- **Offset:** Es el valor de la salida cuando no existe un valor de magnitud en la variable de entrada.
- **Sensibilidad:** Es el porcentaje en que una variación en la variable de entrada es reflejada en la salida.
- **Resolución:** Es la variación mínima que puede tener la magnitud de la variable de entrada para que sea reflejada en la salida.
- **Rapidez de respuesta:** Es el tiempo que se tarda el sensor en tener una respuesta ante un cambio en la magnitud de la variable de entrada.
- **Deriva:** Son otras variables aparte de la variable de entrada, que influyen en la salida del sensor.

- **Repetitividad:** Es el error que se espera obtener al repetir varias veces la misma medida.

a. *Sensores ultrasónicos.*

**Figura No. 163. Sensor Ultrasónico.**



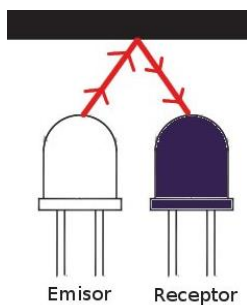
*Fuente: Sigma Imecsa.*

Los sensores ultrasónicos son empleados para medir proximidad sin estar en contacto directo con el objeto.

Su funcionamiento se basa en la acción de emitir un sonido y medir el tiempo en el que la señal tardó en regresar, cuando el sonido es reflejado por el objeto con el que choca, el sensor lo recibe de vuelta convirtiéndolo en una señal eléctrica. El funcionamiento se limita a que la onda del sonido que emiten solo puede viajar en el aire, pueden detectar cualquier objeto.

**3.3.22.1. Sensores Infrarrojo.**

**Figura No. 164. Sensor infrarrojo.**

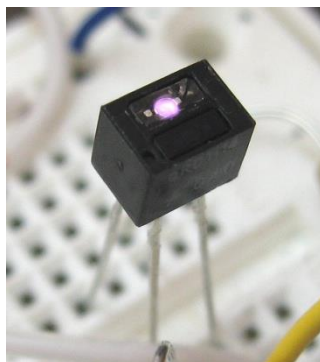


*Fuente: Ingenio Sólido.*

Este tipo de sensores son electrónicos-mecánicos-químicos ya que son capaces de medir la radiación electromagnética infrarroja de los cuerpos. Los seres humanos no podemos detectar la radiación de los cuerpos, pero este tipo de sensores sí pueden hacerlo.

1.) Sensor infrarrojo QRD1114.

**Figura No. 165 .      Sensor infrarrojo QRD1114.**

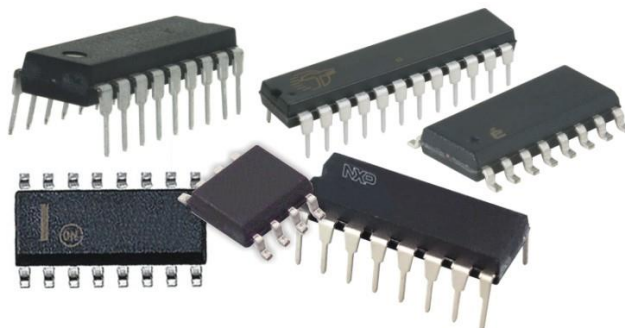


*Fuente: Flickrriver.*

El sensor QRD1114 es un sensor de reflexión, básicamente es un diodo emisor de infrarrojos y un fototransistor NPN. La radiación en el eje del emisor y la respuesta en el eje del detector son perpendiculares a la superficie del empaquetado. El fototransistor responde a la radiación emitida por el diodo sólo cuando un objeto reflectivo o superficie se encuentra en el campo de visión del detector.

### 3.3.23. Circuitos integrados.

**Figura No. 166.      Chips**

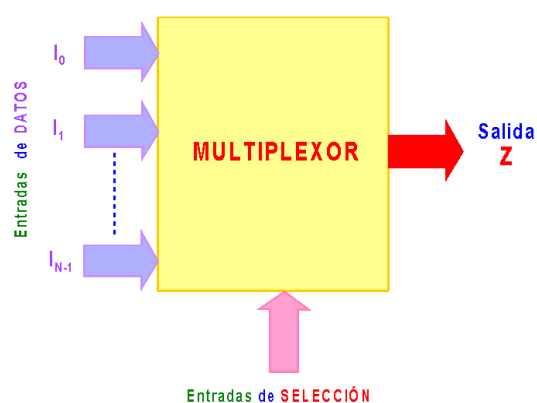


*Fuente: Mundo digital.*

Los circuitos integrados inventados por el ingeniero alemán Werner Jacobi de la empresa Siemens AG, son conocidos popularmente como chip, es una pastilla hecha de un material semiconductor, sobre ellos se fabrican circuitos electrónicos y se protegen por un encapsulado generalmente de plástico o cerámica. Todos los sistemas electrónicos, de informática, transporte, internet, comunicaciones, todos dependen de circuitos integrados. Dependiendo de la función que desempeñen se pueden clasificar como analógicos (amplificadores, osciladores, etc.) o digitales (compuertas lógicas, microprocesadores, microcontroladores, etc.).

### 3.3.23.1. Multiplexores.

**Figura No. 167. Diagrama básico de un multiplexor.**

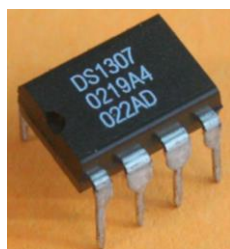


*Fuente: Azul2.*

Los multiplexores son circuitos combinatoriales en el que se tienen varias entradas y una única salida, las diferentes entradas pueden ser seleccionadas por las entradas de control, solo se puede seleccionar una a la vez para que su contenido se transmita hacia la salida.

### 3.3.23.2. RTC (Real Time Clock)

**Figura No. 168. RTC (Real Time Clock) DS1307.**



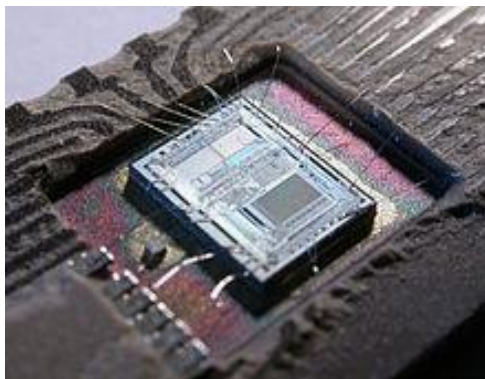
*Fuente: Solo Picaxe.*

Los RTC (Real Time Clock) son relojes en tiempo real, el cual está implementado en un circuito integrado que mantiene la hora actual, estos relojes son bastante utilizados en electrónica de control donde se necesita llevar un registro de la hora o fecha. Consumen poca energía y son precisos.

Los RTC utilizan un oscilador de cristal que tiene una frecuencia de 32.768 kHz. se utiliza esta frecuencia ya que es la misma que utilizan los relojes de cuarzo, siendo esta frecuencia exactamente  $2^{15}$  ciclos por segundo..

### 3.3.23.3. *Microcontroladores.*

**Figura No. 169. Estructura interna de un microcontrolador.**



*Fuente: Wikipedia.*

Los microcontroladores son circuitos integrados programables capaces de ejecutar una serie de pasos guardados en su memoria. Un microcontrolador contiene en su interior varios bloques funcionales, algunos tienen más que otros, pero todos tienen 3 bloques funcionales principales al igual que una computadora, que son: Unidad central de procesamiento, memoria y periféricos de entrada o salida. Existen diferentes tipos de microcontroladores que pueden trabajar a frecuencias de reloj bajas en el orden de los kilohertz y otros a frecuencias altas en el orden de megahertz.

Los microcontroladores tienen la capacidad de mantener su funcionamiento mientras esperan a que ocurra un evento como el pulso de un botón o cualquier otra interrupción, durante esta espera reduce su consumo energético logrando así una alta efectividad en aplicaciones donde la duración de la batería es un factor importante a considerar.

Las interrupciones son subrutinas generadas por dispositivos físicos, las interrupciones pueden ocurrir en cualquier momento de la ejecución de un programa, en este proceso el controlador guarda el estado en el que se encuentra el procesador en una pila de memoria y ejecuta un manejador de interrupciones el cual se encarga de atender al periférico que generó la interrupción, al finalizar una instrucción especial indica el fin de la subrutina restableciendo el estado anterior del procesador y continua el curso del programa que estaba ejecutando antes de la interrupción.

Se recomienda que las rutinas de las interrupciones deben ser lo mas sencillas posibles para que el sistema tenga un alto rendimiento, ya que normalmente cuando una interrupción es atendida, todas las demás quedan en espera.

Los microcontroladores están diseñados especialmente para reducir el costo económico y energético de cualquier sistema, es por ello que la unidad central de procesamiento, el tamaño de la memoria y el número de periféricos dependerán de la aplicación en la que se desea utilizar un microcontrolador.

Un microcontrolador utiliza pocos circuitos integrados externos de apoyo además de poseer internamente memoria y periféricos de entrada o salida, ésta es la principal diferencia con un microprocesador. Un microprocesador utiliza a otros chips para realizar sus tareas, es por ello que se le debe agregar módulos de memoria y puertos de entrada y salida.

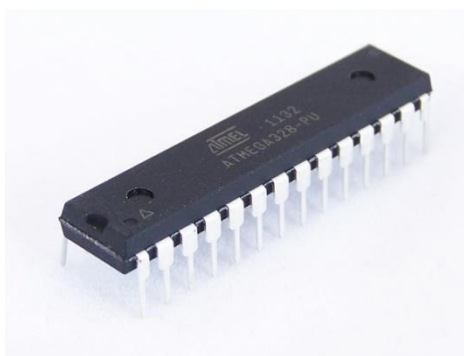
Los microcontroladores contienen registros, que son espacios reducidos de memoria de donde se toman los datos para realizar varias operaciones coordinadas por el procesador. También poseen una unidad de control que es de las partes mas importantes dentro de un microcontrolador ya que en ella se realiza la lógica necesaria para la decodificación y ejecución de las instrucciones, control de registros, ALU, buses, entre otras cosas.

La Unidad Aritmética Lógica (ALU, por sus siglas en inglés) son circuitos destinados a la realización de la operaciones lógicas y matemáticas, es una unidad independiente, es en la ALU donde se realizan las sumas, restas y operaciones lógicas de algebra booleana.

Los buses son el medio de comunicación utilizado por los diferentes componentes del procesador para el intercambio de información entre ellos, los tres tipos de buses existentes son: de dirección, de datos y de control. Los buses de dirección son utilizados para seleccionar al dispositivo con el que se va a trabajar o bien para seleccionar el dato a escribir o leer, el bus de datos es por donde viajará la información, y los buses de control son los encargados de gestionar los procesos de lectura y escritura así como el control de los dispositivos del sistema.

#### 3.3.23.3.1 Microcontrolador ATMEGA328.

**Figura No. 170. Microcontrolador ATMEGA328.**



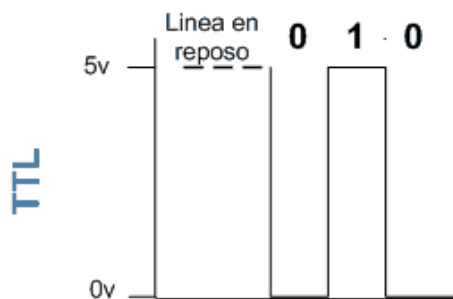
*Fuente: Mercado Libre.*

El microcontrolador ATMEGA328 es fabricado por la empresa Atmel, es un microcontrolador de alto rendimiento, de 8 bits de arquitectura RISC con una memoria flash de 32KB, tiene una EEPROM de 1KB, RAM de 2KB y 23 líneas de propósito general de entrada y salida, 32 registros de trabajo, 3 temporizadores, interrupciones internas y externas, comunicación serial USART, un puerto serial SPI, 6 canales de convertidor análogo a digital con 10 bits de resolución. El dispositivo funciona entre 1.8 hasta 5.5V. Trabaja con una frecuencia de hasta 20MHz como máximo.

**3.3.24. Tecnología:** La tecnología recopila información de todos los conocimientos tanto técnicos como científicos, para diseñar, crear bienes y servicios para satisfacer las necesidades esenciales de los deseos del ser humano. El medio ambiente es uno de los más afectados por este crecimiento desmesurado que tiene la tecnología. Aunque la tecnología también puede ser utilizada para mantener el medio ambiente estable. La tecnología cada vez gana mas terreno en el mercado de la industria, la automatización, modernización o muchas veces popularidad.

### 3.3.24.1. Tecnología TTL.

**Figura No. 171. Niveles lógicos en tecnología TTL.**



*Fuente: Linux Droids Blog*

**Figura No. 172. Rango de niveles lógicos en tecnología TTL.**



*Fuente: Electrónica Unicrom.*

TTL (transistor-transistor logic) es una tecnología para la construcción de circuitos electrónicos digitales, las entradas y salidas de los componentes fabricados con esta tecnología son transistores bipolares. La característica distintiva es el nivel de tensión que utiliza que es de 5V.

Los niveles lógicos están definidos por rangos, de 0 a 0.4V. para un cero lógico o estado bajo, y de 2.4 a 5V. para un uno lógico o estado alto. Otra de las características principales es la velocidad de transmisión entre los estados lógicos aunque esto repercute en un aumento en su consumo energético. Esta tecnología se ha adoptado por circuitería de microprocesadores, memorias RAM, memorias ROM, entre otros.

**3.3.24.2. Tecnología GSM:** GSM es una tecnología digital inalámbrica de segunda generación que presta servicios de voz de alta calidad, también presta servicios de datos conmutados por circuitos en una amplia gama de bandas de espectro. Es un sistema de comunicación basado en el uso de células digitales que se desarrolla para crear un sistema para móviles único que sirva de estándar para todo el mundo y compatible con los servicios existentes y futuros sobre una red digital de servicios integrados.

Con la tecnología GSM no es el teléfono el que contiene los datos, sino es una tarjeta inteligente denominada SIM Card, que se encuentra inserta en el aparato. La suscripción está en la tarjeta, no en el teléfono celular.

#### **3.3.24.2.1** Módulo GSM Siemens TC35i.

**Figura No. 173. Módulo GSM Siemens TC35i.**



*Fuente: SainSmart.*

El módulo GSM Siemens TC35i es un módulo GSM basado en el estándar de los comandos AT, es fácilmente configurable para un sistema de transferencia inalámbrica de datos basado en GSM.

Se puede controlar a través de una comunicación serial ya sea con el protocolo RS232 o a niveles TTL. Es comúnmente utilizado para envío y recepción de mensajes de texto SMS y llamadas telefónicas. Se alimenta con 12 VDC y trabaja en las frecuencias de 900 y 1800 MHz.

**3.3.25. Red SMS (Short Messages Service):** SMS (Short Messages Service) es una red digital que permite a los usuarios de teléfonos celulares enviar y recibir mensajes de texto. Estos mensajes de texto pueden ser enviados desde varios dispositivos, ya sea desde un teléfono celular, un modem o incluso desde una dirección IP. Cada mensaje de texto tiene una longitud máxima de 160 caracteres, los cuales pueden ser palabras, números o bien una combinación alfanumérica. No contienen imágenes ni gráficos.

Los servicios de datos son los más utilizados en las redes móviles celulares y se ponen de manifiesto en servicios como el de mensajes de texto SMS (Short Messages Service), estos mensajes contiene información pequeña y es por ello que resultan eficientes en aplicaciones donde no se desea transmitir una gran cantidad de información, otra de las ventajas que tiene es su costo, el cual no es elevado.

La telefonía celular permite la comunicación en tiempo real, ya sea por medio de voz o datos, esto es posible debido a la velocidad con que se transmite la información entre las redes existentes.

**3.3.26. Comandos AT:** AT (Attention Command) son instrucciones codificadas que conforman un lenguaje de comunicación entre el hombre y un terminal modem. Estos comandos son cadenas de caracteres ASCII que comienzas con AT y terminan con un retorno de carro (ASCII 13). El Modem al momento de recibir uno de estos comandos lo procesa y luego emite su respuesta dependiendo de cómo ha sido configurado el modem. Los comandos AT son utilizados para ajustar propiedades avanzadas del teléfono y módems inalámbricos.

En el caso de un teléfono celular se puede configurar para una conexión inalámbrica, a través de infrarrojos o por medio del cable. También se puede solicitar información sobre la configuración actual o estado operativo del teléfono o modem. Se puede probar la disponibilidad del teléfono o modem.

### 3.3.27. Memorias.

**Figura No. 174. Algunos tipos de memorias.**



*Fuente: Cooking Ideas.*

En el mundo de la informática, se le conoce como memoria a los dispositivos de almacenamiento. Estos dispositivos son capaces de retener o almacenar información, ya sea de forma permanente o no.

#### 3.3.27.1. Memoria SD.

**Figura No. 175. Tarjeta de memoria SD.**



*Fuente: Canal Rural.*

Las tarjetas de memoria SD fueron inventadas por Panasonic, para ser utilizadas en dispositivos móviles, como PDA, teléfonos celulares, cámaras fotográficas, etc. Existen dos grupos funcionales en este tipo de memorias, que son las que funcionan a velocidad normal y las de alta velocidad, la velocidad de transferencia de datos va a depender de las necesidades del dispositivo, existen algunas cámaras que funcionan muy bien con memorias de velocidad normal, pero existen otras que necesitan de las memorias de alta velocidad.

**3.3.28. Interfaz HMI:** Human-Machine Interface es la parte de toda maquina dedicada a la interacción entre la maquina y el humano, en la cual se utilizan otros dispositivos para facilitar la tarea, tales como teclados, pantallas, interruptores, entre otros.

Existen diferentes variantes de interfaces, dependiendo de la complejidad de los sistemas, normalmente la interfaz hombre-máquina es computarizada, actualmente se utilizan las interfaces de forma gráfica, de este modo se facilita la operación de la máquina.

### **3.3.29. Antecedentes.**

La temática de la reducción de riesgos a desastres ha cobrado relevancia dentro del contexto del desarrollo nacional, producto fundamentalmente de los dos últimos desastres que Guatemala ha sufrido; el ocurrido tras el paso del Huracán Mitch en 1998 y más recientemente, el ocurrido tras el paso de la Tormenta Tropical Stan en 2005.

Actualmente, existe claridad sobre el impacto que los desastres tienen en el desarrollo de un país, así como sobre las causas de los mismos.

Tanto el municipio de Alotenango, Sacatepéquez como el de Masagua, Escuintla, se encuentran a las orillas de cauce del río, en áreas naturales de inundación.

Si bien ambos poblados se habían visto afectados con anterioridad por inundaciones, la vulnerabilidad de los mismos se ha agravado por causas antrópicas; esto es, por las alteraciones al medio ambiente hechas por el hombre.

El caso más reciente de crecidas extraordinarias se manifestó durante las fuertes lluvias de la tormenta Stan. Estas lluvias produjeron caudales extraordinarios, los cuales transportaron una gran cantidad de sedimentos, troncos de árboles, residuos orgánicos y una gran cantidad de residuos sólidos, como plásticos. Todos estos residuos ocasionaron la obstrucción de dos puentes, ocasionando desbordes de la corriente, los cuales afectaron a las viviendas y pertenencias de los habitantes que se encuentran en áreas de inundación.

Varias instituciones del gobierno han realizado estudios de vulnerabilidad y manejo de la cuenca alta del río Guacalate. Sin embargo, en la actualidad, la cuenca carece de un sistema de prevención de inundaciones. Dichos sistemas requieren de instrumentos de medición que pueden ser convencionales o electrónicos. Personal que los opere, y algún medio de comunicación, para reportar a los sitios de interés los valores registrados.

El Sistema de Aleria Temprana – SAT surgió como una propuesta de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres – CONRED, en 1997, para monitorear la profundidad del agua en la cuenca del río Coyolate en los departamentos de Chimaltenango, Sacatepéquez y Escuintla, en Guatemala.

### **3.3.30. Delimitación e impacto del tema.**

Este trabajo pretende la producción de un único prototipo, el cual será propiedad de la Universidad del Valle de Guatemala, el cual indicará la profundidad del agua con respecto a un fondo en una sección establecida. Este tipo de sensor no sustituye las estaciones de monitoreo hidrológico, sin embargo tiene una gran similitud. La similitud es que sigue exactamente los mismos principios de funcionamiento de cualquier otra estación hidrológica al ser un medio para medir la profundidad del agua; en ese sentido es exactamente igual a cualquier otra estación. Pero no reemplaza a una estación tradicional porque tiene poca exactitud. Esto se debe a que el Sensor no presenta una escala continua, sino más bien intervalos discretos. Esta diferencia para fines de alerta ante eventos extremos no es significativa, pero si lo es para la cuantificación precisa de la cantidad de agua que escurre por un río.

Para comprobar el funcionamiento del prototipo se realizarán pruebas en el laboratorio de hidráulica de la Universidad del Valle de Guatemala, donde se calibrará el sistema de medición. Una vez comprobado el correcto funcionamiento de todo el prototipo unificado, se llevarán a cabo las pruebas de campo en el río Guacalate en el departamento de Escuintla en el puente Guacalate ubicado en la CA-02 km 62.5.

Debido a factores de distancia y tiempo, las pruebas solo se realizarán en un punto del río Guacalate. Restringiendo de esta manera el rango de resultados y posibilidades de complementar un mejor análisis de la variación de niveles de un río o varíos. El sistema debe ser capaz de almacenar las lecturas que realiza. Con dicha información se puede iniciar una base de datos, la cual serviría de base para determinar el comportamiento del río y los ciclos de crecidas.

### 3.3.31. Descripción del área de estudio.

**3.3.31.1. Localización:** La cuenca del río Achiguate está ubicada entre:

Las latitudes:

- 13° 54' 43.4" N
- 14° 39' 40.6" N

Las longitudes:

- 90° 55' 03.0" O
- 91° 00' 33.2" O

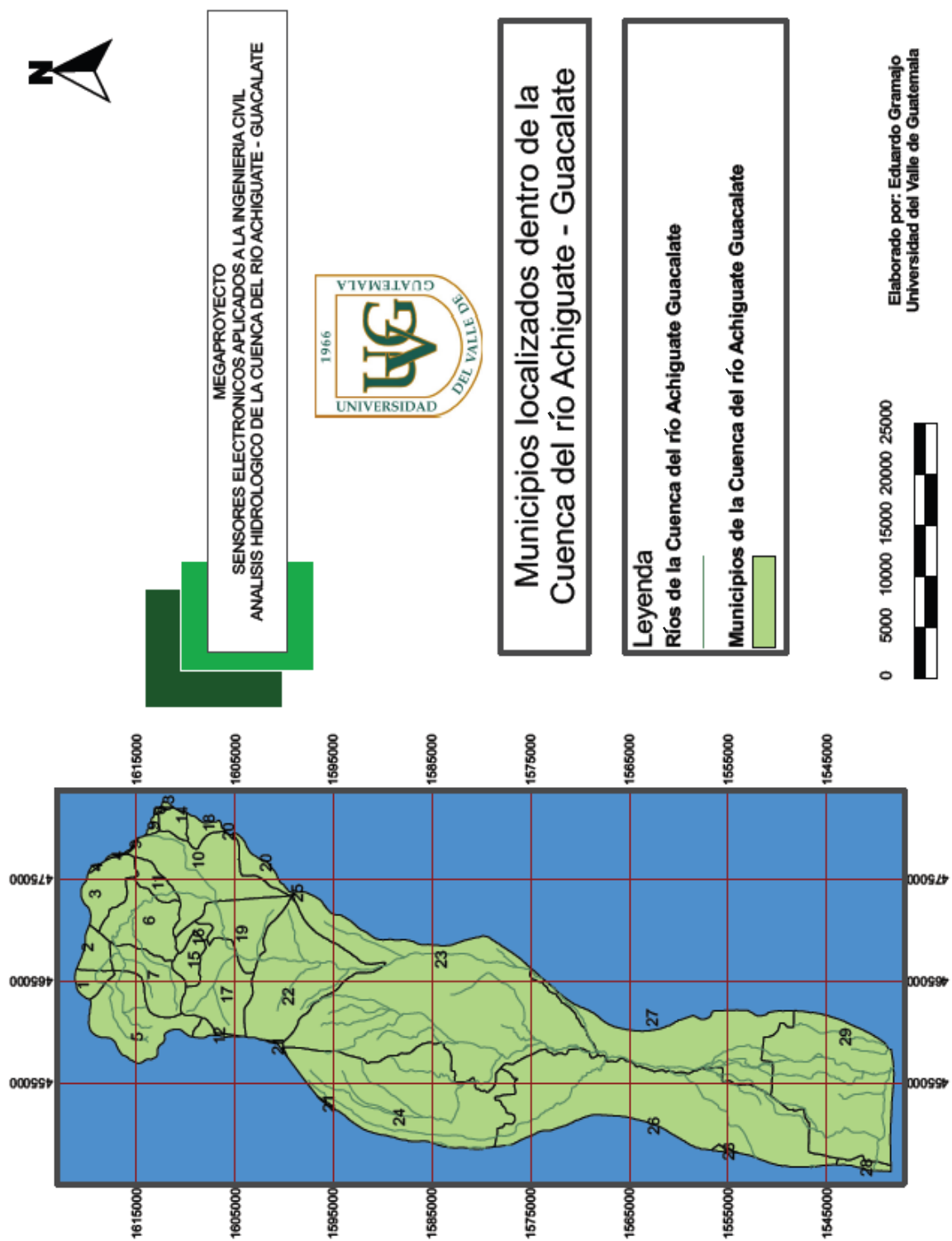
La cuenca del río Achiguate forma parte de la vertiente del pacífico, se encuentra en los departamentos de Chimaltenango, Sacatepéquez, Escuintla y Guatemala, los cuales forman parte de la Región V y Región I.

**Tabla No.69.** Municipios y departamentos dentro de la Cuenca del río Achiguate.

Chimaltenango	Sacatepéquez	Escuintla	Guatemala
<b>1. Chimaltenango</b>	10. Antigua Guatemala	25. Palin	13. Villa Nueva
<b>12. Acatenango</b>	22. Alotenango	23. Escuintla	
<b>5. San Andrés Itzapa</b>	3. Sumpango	29. San José	
<b>2. El Tejar</b>	9. San Bartolomé Milpas Altas	28. La Gomera	
<b>7. Parramos</b>	6. Pastores	27. Masagua	
<b>21. Yepocapa</b>	11. Jocotenango	26. La Democracia	
	18. Magdalena Milpas Altas	24. Siquinala	
	17. San Miguel Dueñas		
	16. San Antonio Aguas Calientes		
	14. Santa Lucía Milpas Altas		
	8. San Lucas Sacatepéquez		
	4. Santiago Sacatepéquez		
	20. Santa María de Jesús		
	15. Santa Catarina Barahona		
	19. Ciudad Vieja		

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

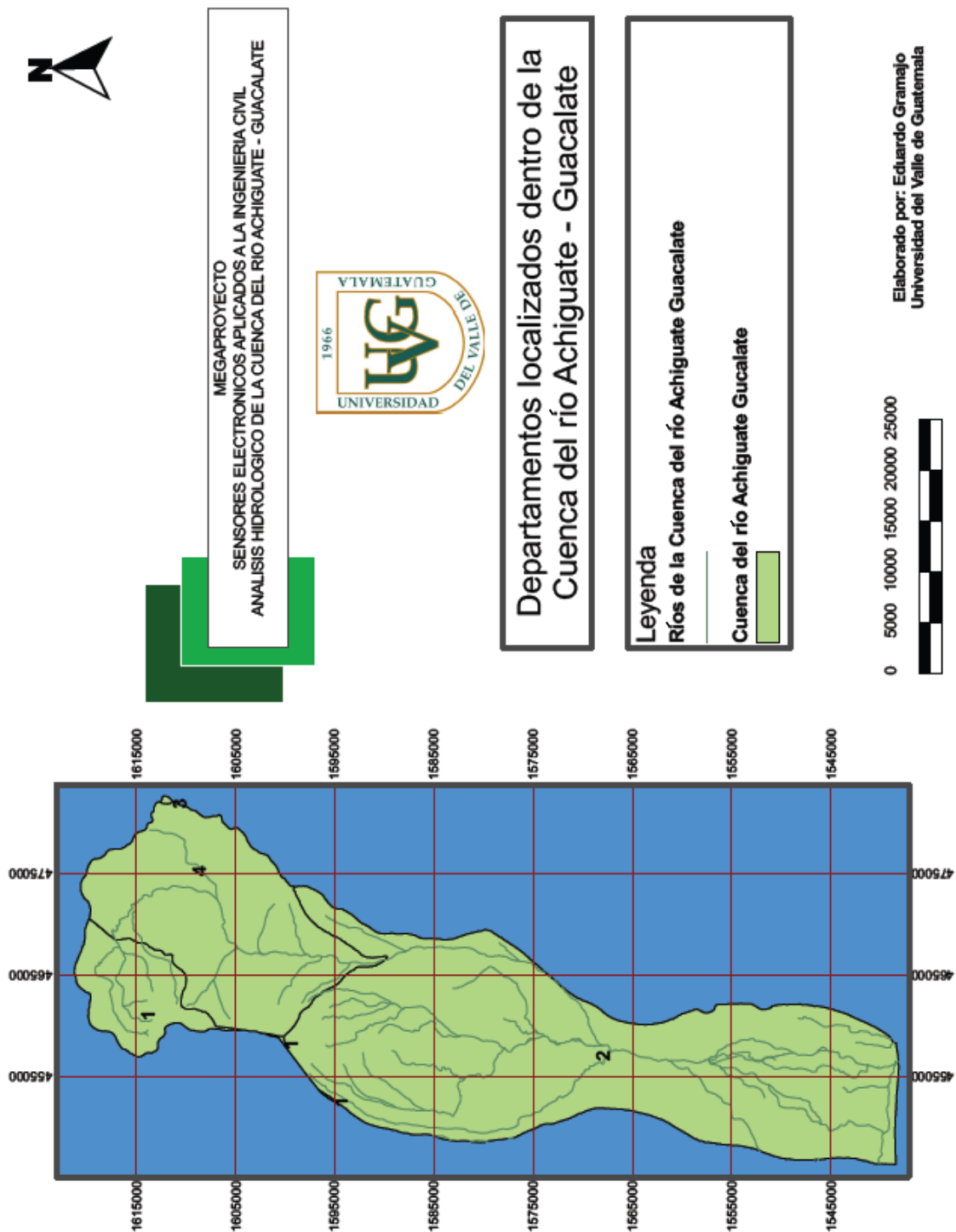
Figura No. 176. Municipios localizados dentro de la Cuenca del río Achiguate.



Fuente: SEGEPLAN, 2011

Figura No. 177.

### Departamentos localizados dentro de la Cuenca del río Achiguate.



Fuente: SEGEPLAN, 2011

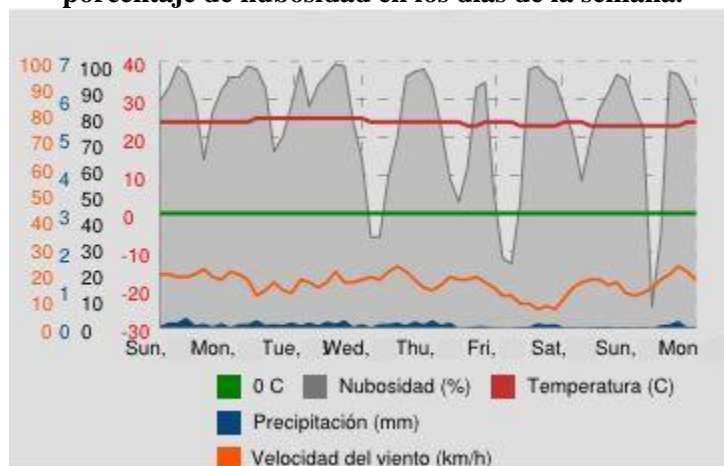
**3.3.31.2. Clima:** La medición del clima en los municipios ubicados dentro del departamento de Chimaltenango, Sacatepéquez, Escuintla y Guatemala son verificados mediante distintas estaciones meteorológicas, estas nos permiten verificar la temperatura media, los días de lluvia y la cantidad de lluvia sobre la cuenca del río Achiguate el clima dentro de la cuenca es considerado como cálido - tropical ya que cuenta con una temperatura media anual de 23.1 °C, con una variación promedio de 6.1 °C en las distintas áreas de toda la cuenca. La distribución diaria de la temperatura alcanza los valores máximos entre las 12:00 y las 15:00 horas y los valores mínimos entre las 19:00 y las 07:00 horas. La cantidad de días de lluvia ronda entre los 75 y 148 días, con una lluvia media de entre 978 y 3,718 mm, la velocidad del viento promedio es de 4.6km/h dirigiéndose hacia el sur.

**Tabla No.70. Datos sobre la temperatura media, días de lluvia y cantidad de lluvia en las distintas estaciones meteorológicas dentro de la cuenca del río Achiguate<sup>[31]</sup>**

Estación	Municipio	Departamento	Temperatura media (Celcios)	Días de Lluvia (días)	Lluvia (mm)	Lluvia Max (mm)
<b>Puerto San José</b>	San José	Escuintla	27.5	102.5	1732.3	3152.3
<b>Escuintla</b>	Escuintla	Escuintla	27.0	136.7	2821.0	4180.2
<b>Sabana Grande</b>	Escuintla	Escuintla	24.6	147.9	3186.6	5137.2
<b>Alameda ICTA</b>	Chimaltenango	Chimaltenango	15.4	74.6	978.0	1684.8
<b>Camantulul</b>	Santa Lucia Cotzumalguapa	Escuintla	25.8	170.0	3718.3	5170.0
<b>Suiza Contenta</b>	San Lucas Sacatepéquez	Sacatepéquez	18.2	85.7	1109.3	1753.7
<b>Promedio</b>			23.1	119.6	2257.6	3513.0

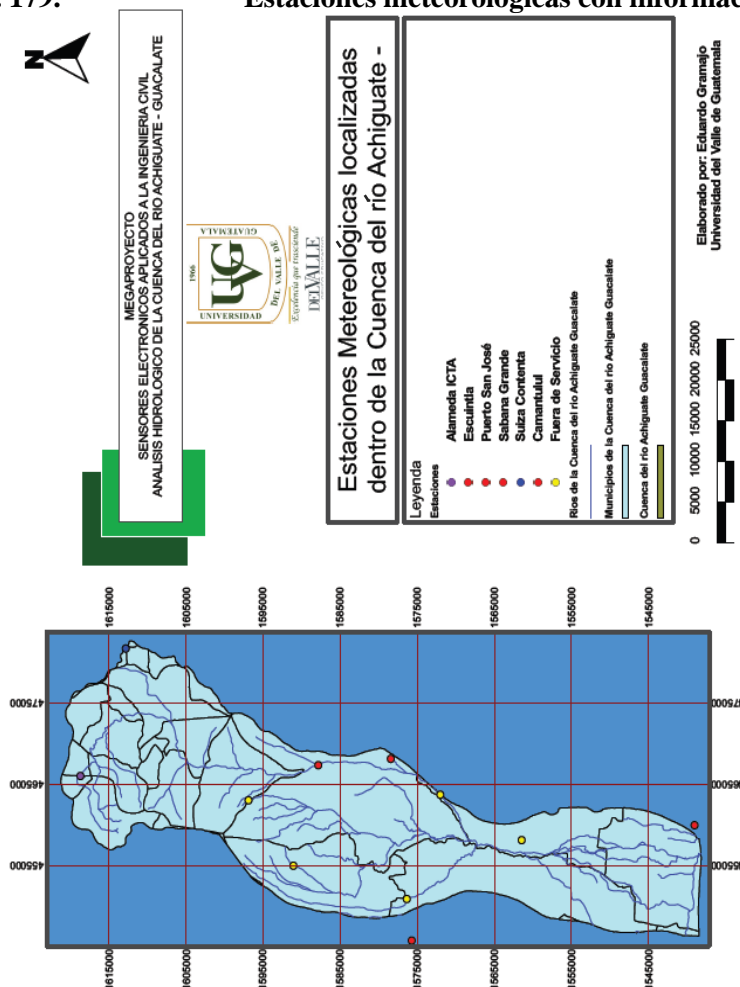
*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

Figura No. 178. Variación de la temperatura, velocidad del tiempo, precipitación, porcentaje de nubosidad en los días de la semana.



Fuente: Claxton, 1986

Figura No. 179. Estaciones meteorológicas con información climática.



Fuente: INSIVUMEH, 2011

**3.3.31.3. Fisiografía:** La cuenca Achiguate – Guacalate, está ubicada dentro de dos regiones fisiográficas:

**3.3.31.3.1** Las tierras altas volcánicas. En esta región, varias cuencas han sido llenadas parcialmente o cubiertas con pómez cuaternaria, lo que proporciona un paisaje muy contrastante con las áreas volcánicas escabrosas que las rodean (MAGA, 2001).

**3.3.31.3.2** Subregión zona montañosa y planicie central. Esta región fisiográfica, se encuentra en los departamentos de Sololá, Chimaltenango, Guatemala y al norte de Santa Rosa, Jutiapa y parte de Jalapa. Es un relieve muy quebrado con alturas entre los 500 y 2,500 msnm. Este cuenta con drenajes del tipo dendrítico, subdendrítico, paralelo, subparalelo, trellis y trenzado. Es un área volcánica, se observan rocas volcánicas, andesitas y basaltos, flujos ríolíticos, materiales aluviales, sedimentos fluvio-lacustres, lahares y ceniza volcánica. La edad de los materiales corresponde al Plioceno, Pleistoceno, Cuaternario Antiguo, Cuaternario (MAGA, 2001).

#### **3.3.31.3.2.1 Montañas volcánicas del centro del país.**

**Ubicación y localización:** Se encuentra desde Chichicastenango hasta Mataquescuintla.

**Morfografía:** Es un área que se extiende de Noroeste a Sureste. Se caracteriza por tener valles con laderas de pendientes fuertes y en ocasiones totalmente inclinadas. Las colinas con forma cónica presentes en el área nos informan la existencia de conos volcánicos antiguos con alturas mayores de los 2,500 msnm. Dentro de ésta unidad, se encuentran las calderas de Atitlán, Amatitlán, Ayarza.

**Tipo de roca:** Son de tipo volcánico, como andesitas y basaltos en su mayoría, se encuentran también flujos ríolíticos, piroclásticos, aglomerados, tobas e ignimbritas.

**Morfocronología:** La edad de esta unidad comprende desde finales del Terciario hasta principios del Cuaternario.

### 3.3.31.3.2.2 Valle tectónico de Chimaltenango.

**Ubicación y localización:** Se encuentra desde Chimaltenango, El Tejar y Parramos hasta San Luis las Carretas en Pastores, Sacatepéquez.

**Morfografía:** Las superficies son planas, con pendientes menores al 4%. Las elevaciones se encuentran dentro del rango de 1700 msnm a 1780 msnm. Dentro de esta se encuentra los ríos: Itzapa, Negro, Parramos y Nuevo San Luis que son afluentes del río Guacalate.

**Tipo de roca:** Está compuesta de tephras interestratificadas con diamictones pomáceos y sedimentos fluvio-lacustres.

**Morfocronología:** La edad de esta unidad comprende del Pleistoceno al Holoceno; del período Cuaternario.

### 3.3.31.3.2.3 Abanico aluvial de Antigua Guatemala

**Ubicación y localización:** Se encuentra desde Pastores hasta San Miguel Dueñas, pasando por Antigua Guatemala y Ciudad Vieja en el Departamento de Sacatepéquez.

**Morfografía:** Se ha formado por los ríos Guacalate y río Pensativo. La pendiente es mínima menor al 4%, tiene una altura de 1530 msnm, tiene su salida a través del río Guacalate.

**Tipo de roca:** Está compuesta por materiales aluviales debido a restos de rocas volcánicas, también presenta piroclastos compuestos de pómez.

**Morfocronología:** La edad se considera del Cuaternario.

### 3.3.31.3.2.4 Volcanes de Acatenango y Fuego.

**Ubicación y localización:** Se encuentra entre Sacatepéquez, Chimaltenango y Escuintla.

**Morfografía:** Se encuentran los conos volcánicos de Acatenango y de Fuego, ambos presentan cráteres de forma alargada. El nivel más bajo es de 600 msnm, y el más alto es de 3,976 msnm. Contiene laderas con todo tipo de porcentaje de pendiente.

**Tipo de roca:** En estos conos volcánicos se encuentra todo tipo de rocas, como lavas, aglomerados, cenizas volcánicas, flujos piroclásticos, aunque principalmente andesitas.

**Morfocronología:** La edad de esta unidad es del período Cuaternario.

#### **3.3.31.3.2.5 Volcán de Agua.**

**Ubicación y localización:** Se encuentra entre Ciudad Vieja en Sacatepéquez y Escuintla.

**Morfografía:** El cono del volcán de Agua es el más perfecto del país. Las alturas se encuentran entre los 600 a los 3,760 msnm. Está compuesto por laderas de todo tipo porcentajes de pendientes. Contiene un pequeño cono que se localiza al Este de Santa María de Jesús y otros dos al Noroeste de Palín. Su drenaje está limitado principalmente por los ríos Guacalate al Oeste y río Michatoya al Sureste.

**Tipo de roca:** Se encuentra todo tipo de rocas volcánicas, brechas, lavas, tobas, aglomerados, ignimbritas, cenizas y lahares.

**Morfocronología:** La edad es del Pleistoceno reciente, del período Cuaternario.

**3.3.31.3.2.6 La llanura costera del pacífico.** Se han depositado grandes cantidades de materiales que han formado una planicie de poca curvatura y de alrededor de unos cincuenta kilómetros de ancho a en toda la costa del pacífico. Las elevaciones que se presentan son menores de 500 msnm. Son comunes las áreas sujetas a inundación, particularmente en el oeste. Las playas de arena negra con áreas de pantano de mangle y algunos esteros son las características de la región (MAGA, 2001).

**3.3.31.3.2.7 Planicie aluvial costera (Madre Vieja - María Linda).** Se encuentra al sur de los departamentos de Escuintla y Santa Rosa. Su relieve es plano y ondulado. Contiene elevaciones desde 0 a 500 msnm. Contiene grandes bloques de lava, materiales laháricos y fluviales, además arenas finas compuestas de andesita y basalto del cuaternario (MAGA, 2001).

**3.3.31.3.2.8 Abanico aluvial de los ríos  
Coyolate – Acomé – Achiguate.**

**Ubicación y localización:** Se encuentra en los poblados de Siquinalá, La Democracia, La Gomera y Obero dentro del Departamento de Escuintla. Se ubica a lo largo de los ríos Coyolate, Acomé y Achiguate, hasta el Océano Pacífico.

**Morfografía:** Tiene un relieve relativamente plano con una pendiente menor al 3%. La unidad se divide en: la parte alta, la parte media y la parte baja. La parte alta esta situado al norte, con una elevación de 1,000 msnm. En la parte media el abanico está constituido por varios ríos: Pantaleón, Agüero, Cabeza de Toro, Acomé, Coloiate, Achiguate y Ceniza.

**Tipo de roca:** En la parte alta y media, abundan grandes bloques de lava. En la parte baja, se encuentran arenas más finas y de composición andesítica y basáltica.

**Morfocronología:** La edad de la unidad es de fines del Pleistoceno y actual, del período Cuaternario.

**3.3.31.3.2.9 Planicie aluvial de los ríos Achiguate – Michatoya.**

**Ubicación y localización:** Se localiza en el Departamento de Escuintla, desde Masagua hasta el río Michatoya.

**Morfografía:** Cuenta con una pendiente menor al 3%.

**Tipo de roca:** Contiene fracciones volcánicas principalmente andesíticas y basálticas.

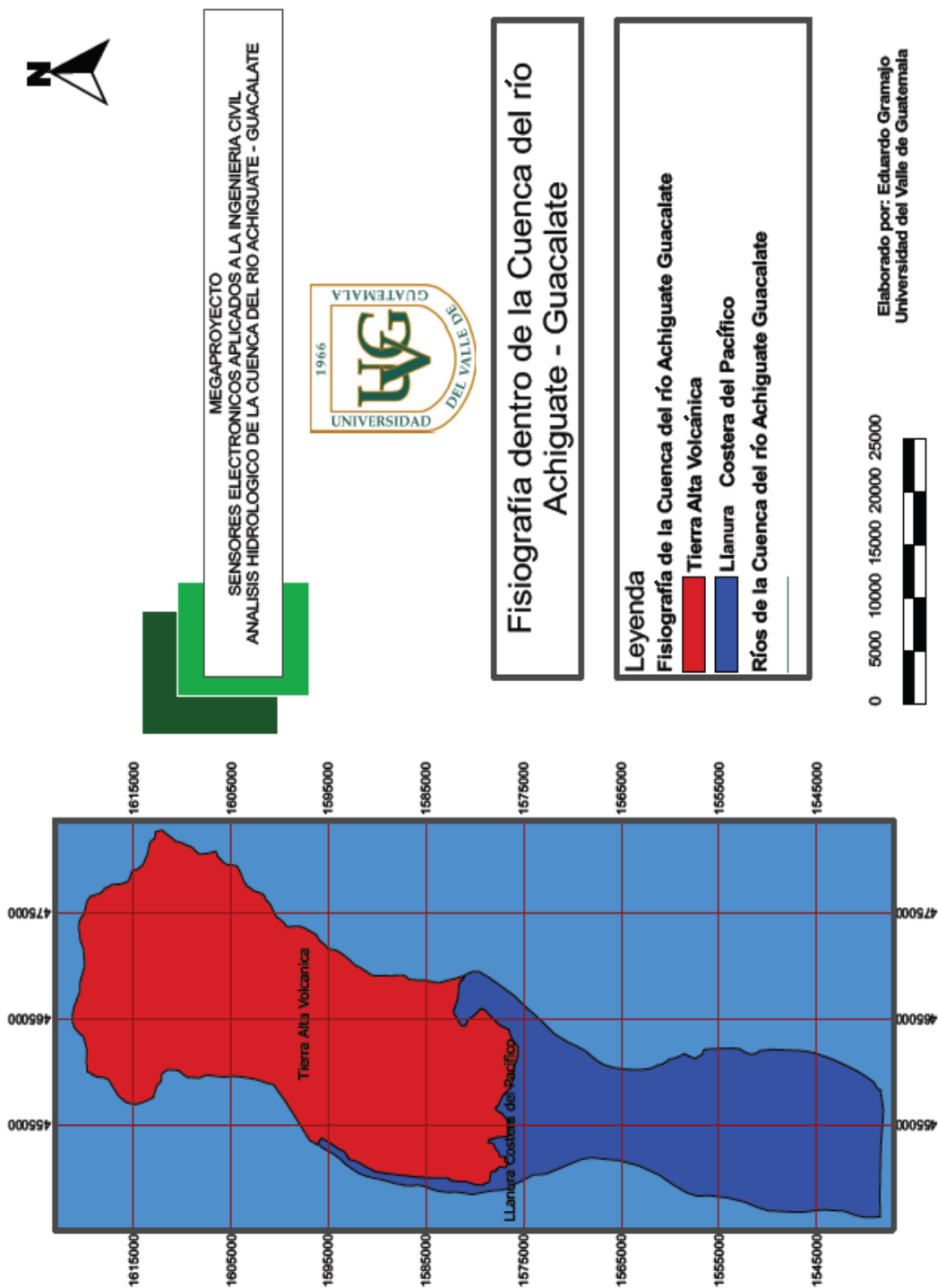
**Morfocronología:** La edad de la unidad se remonta al período Cuaternario.

**Tabla No.71.** Resumen general de la Fisiografía de la Cuenca del río Achiguate

<b>Tierras Altas Volcánicas</b>	<b>Llanura Costera del Pacifico</b>
<b>Montañas volcánicas del centro del país.</b>	Abanico aluvial de los ríos Coyolate-Acome-Achiguate (parte alta)
<b>Valle tectónico de Chimaltenango</b>	Abanico aluvial de los ríos Coyolate-Acome-Achiguate (parte media)
<b>Abanico aluvial de Antigua Guatemala</b>	Abanico aluvial de los ríos Coyolate-Acome-Achiguate (parte baja)
<b>Volcanes de Acatenango y Fuego</b>	Planicie aluvial de los ríos Achiguate-Michatoya
<b>Volcán de Agua</b>	Zona de marisma del litoral del pacifico

*Fuente: MAGA, 2001*

Figura No. 180 Fisiografía de la cuenca del río Achiguate.

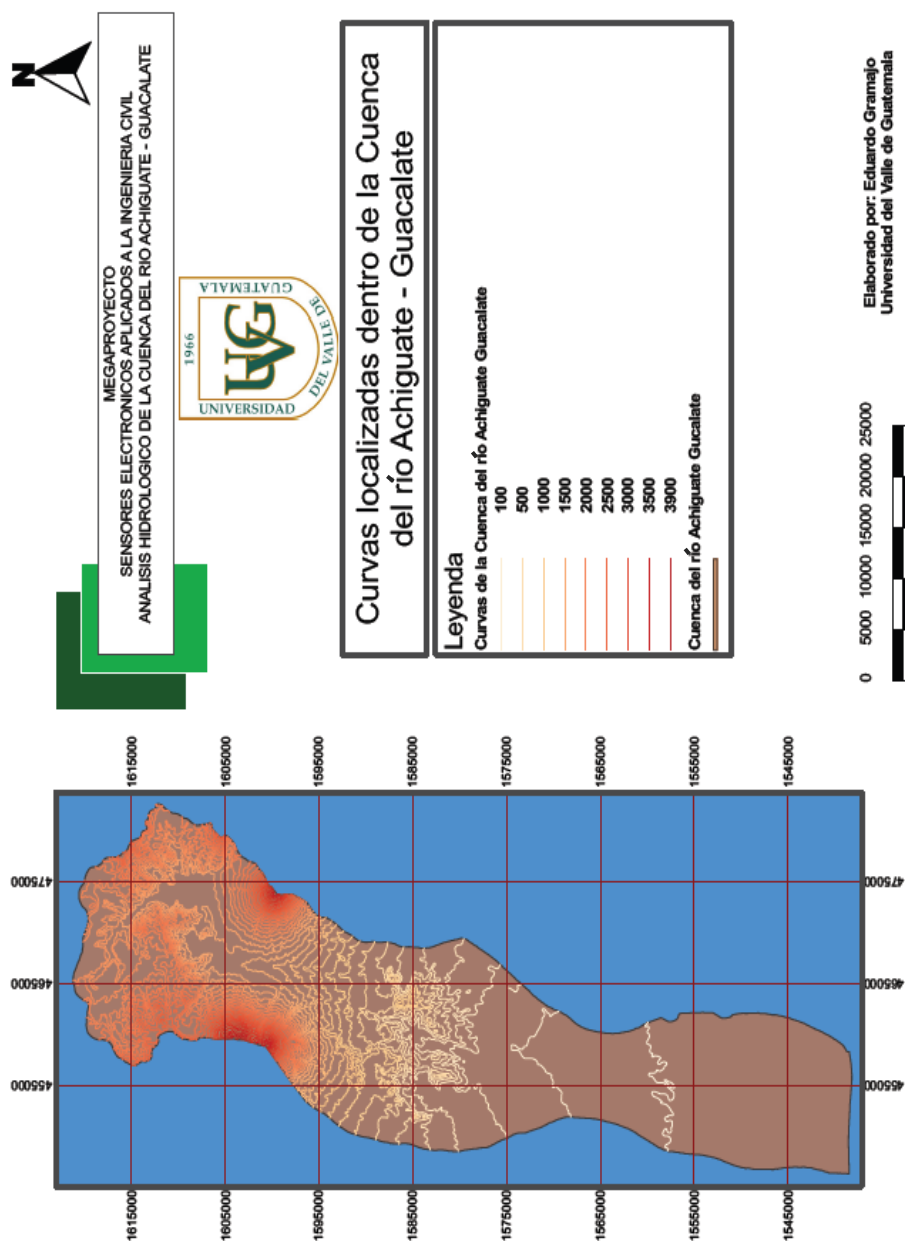


Fuente: MAGA, 2001

**3.3.31.4. Topografía.** El área de la cuenca del río Achiguate, tiene una elevación máxima de 3,976 msnm que se encuentra localizada en el cono del volcán de Acatenango y la elevación mínima es del área de la planicie aluvial costera la cual es de 0 msnm. Las pendientes presentadas rondan desde las menores al 3% hasta las totalmente inclinadas y con pendientes variables en sus laderas.

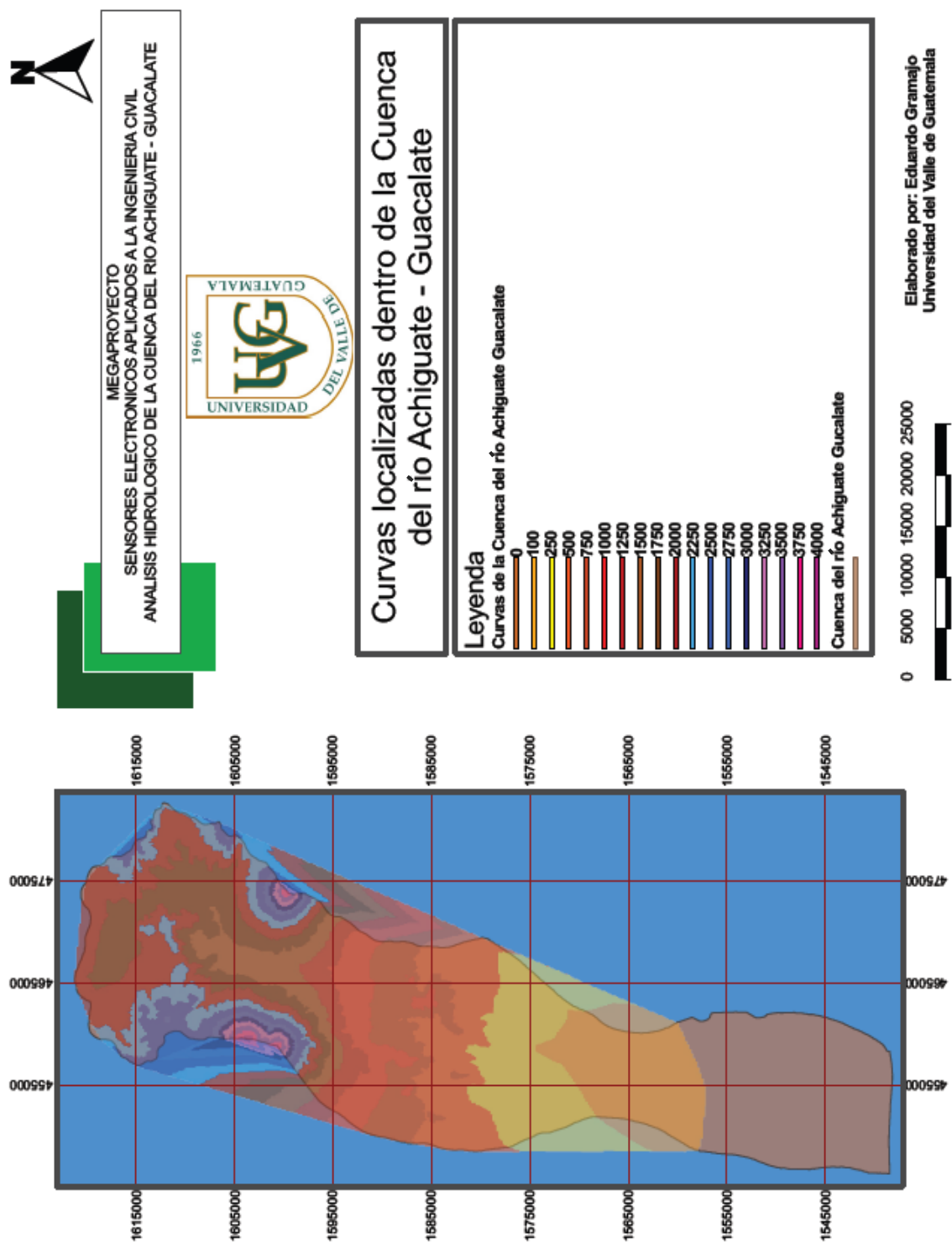
**Figura No. 181 Curvas de nivel de la cuenca del río Achiguate.**

*Fuente: IGN, 2008*



*Fuente: IGN, 2008*

Figura No. 182. Interpolación de curvas de nivel de la cuenca del río Achiguate.



Fuente: IGN, 2008

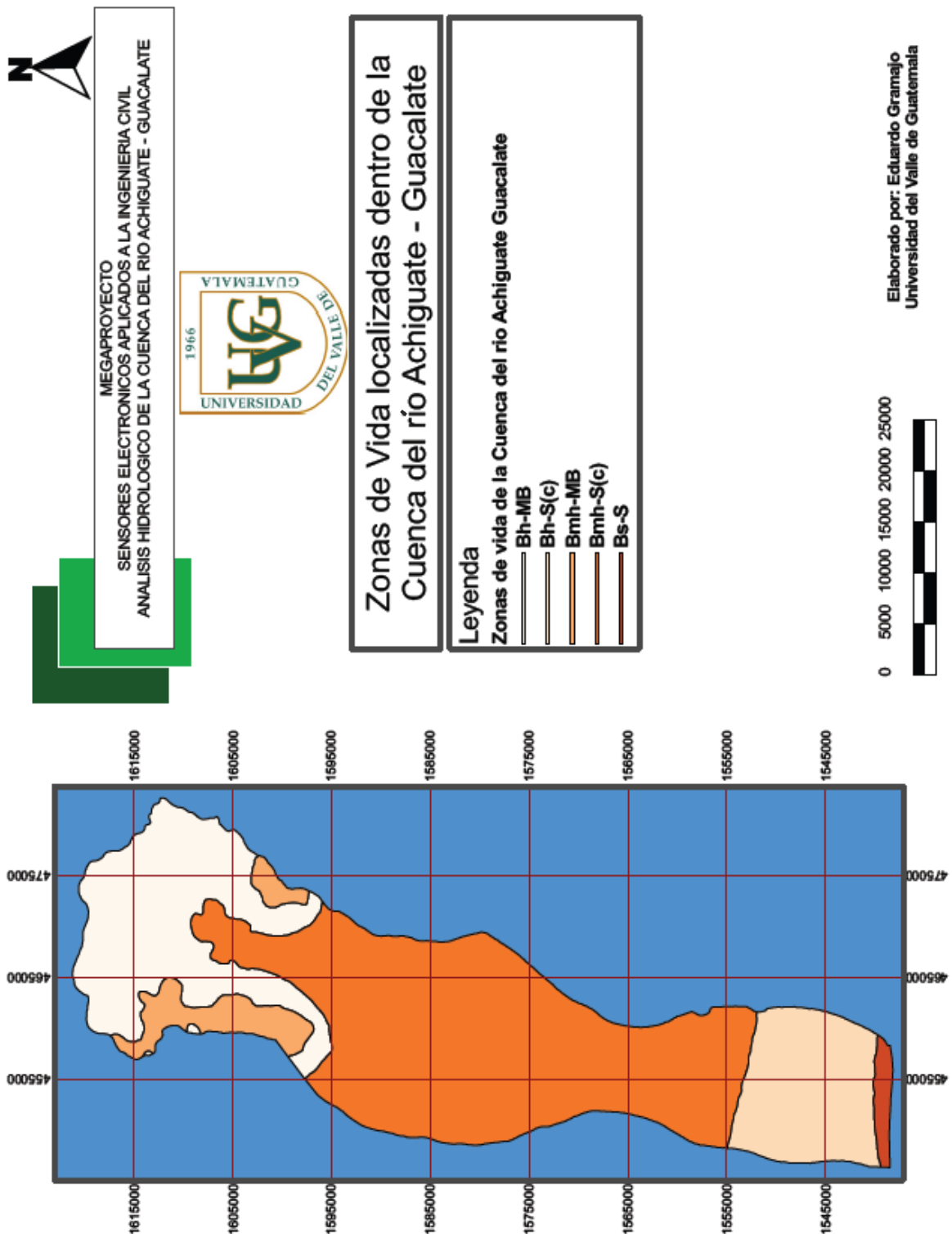
**3.3.31.5. Zonas de Vida.** Dentro de la cuenca del río Achiguate se encuentran distintas condiciones ambientales, así como una diversidad de cultivos que se realizan dentro de la cuenca. Se pueden encontrar cinco zonas de vida, que se dividen según la Tabla No. 72.

**Tabla No.72. Zonas de vida dentro de la cuenca del río Achiguate.**

<b>Símbolo</b>	<b>Zona de vida</b>	<b>Área Km2</b>	<b>% del Área</b>	<b>Ubicación</b>
<b>Bh-MB</b>	Bosque húmedo Montano Bajo Subtropical	367.94	28.5%	Montañas de Milpas Altas, cerros el Soco y Chimachoy, valles de Chimaltenango - El Tejar, Itzapa, Parramos y Antigua, y alrededor de la pendiente volcánica reciente.
<b>Bmh-MB</b>	Bosque muy húmedo Montano Bajo Subtropical	55.51	4.3%	Cimas de los edificios volcánicos
<b>Bmh-S(c)</b>	Bosque muy húmedo Subtropical (cálido)	710.05	55.0%	Desde el valle aluvial del Guacalate en Alotenango, faldas sur de los edificios volcánicos y llanura aluvial hasta una latitud de 14 grados 3 minutos aproximadamente
<b>Bh-S(c)</b>	Bosque húmedo Subtropical (cálido)	127.81	9.9%	Entre los paralelos 14 gradados 3 minutos y 13 grados 57 minutos aproximadamente
<b>Bs-S</b>	Bosque seco Subtropical	29.69	2.3%	Pequeña franja desde los 13 grados 57 minutos hasta la línea costera

*Fuente: INAB, 2011*

Tabla No. 183. Zonas de vida dentro de la cuenca del río Achiguate.

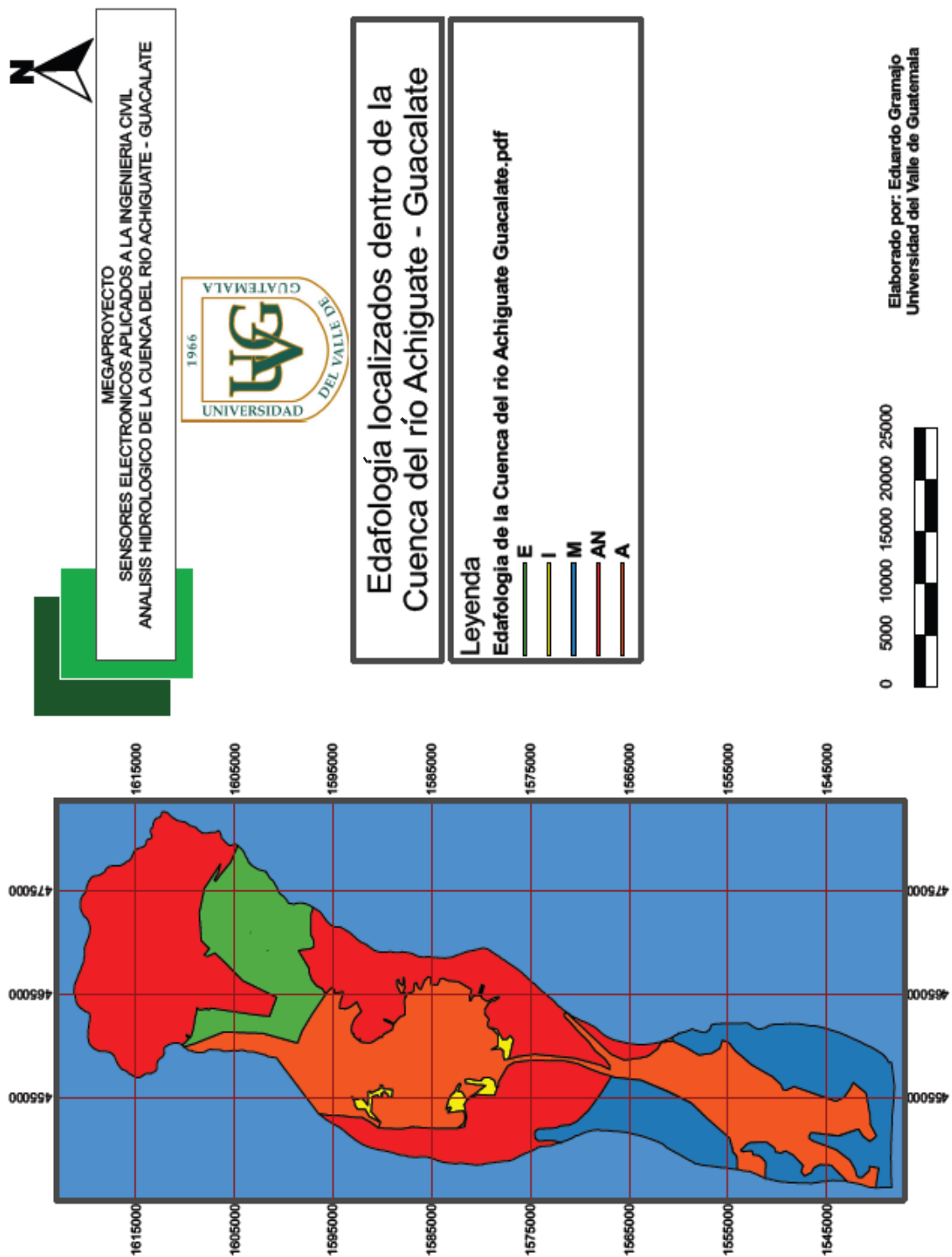


Fuente: INAB, 2011

**3.3.31.6. Edafología.** La topografía variable y el clima de la cuenca, además de los procesos de erosión y de deposición, han originado una alta diversidad de suelos en la cuenca. La mayoría cuenta con características de suelos medianamente desarrollados, originados a partir de materiales volcánicos (MAGA, 2001). La división de los suelos dentro de la cuenca del río Achiguate según su Taxonomía son las siguientes:

- E-(Entisoles): Tipo de suelo que no muestra ningún avance definido de perfiles, la mayoría es básicamente su material inicial inalterado.
- I-(Inceptisoles): Suelos poco desarrollados que no cuentan con horizontes subsuperficiales aunque si presentan un horizonte superficial.
- AN-(Andisoles): Son suelos de origen volcánico de color oscuro y muy poroso. Se forman mediante cenizas y otros materiales volcánicos. Tienen altos valores en contenido de materia orgánica, alrededor de un 20%, además tienen una gran capacidad de retención de agua y mucha capacidad de cambio.
- M-(Molisoles): Suelo de praderas en climas templados; con un horizonte superficial blando, rico en materia orgánica, espeso y oscuro. Se forman en áreas semiáridas a semihúmedas, típicamente bajo una cobertura de pasturas
- A-(Alfisolos): Son suelos minerales, con un porcentaje de saturación de bases de medio a alto. Son suelos formados en superficies suficientemente jóvenes como para mantener reservas de minerales primarios.

Figura No. 184. Edafología de la Cuenca del río Achiguate



Fuente: MAGA, 2001.

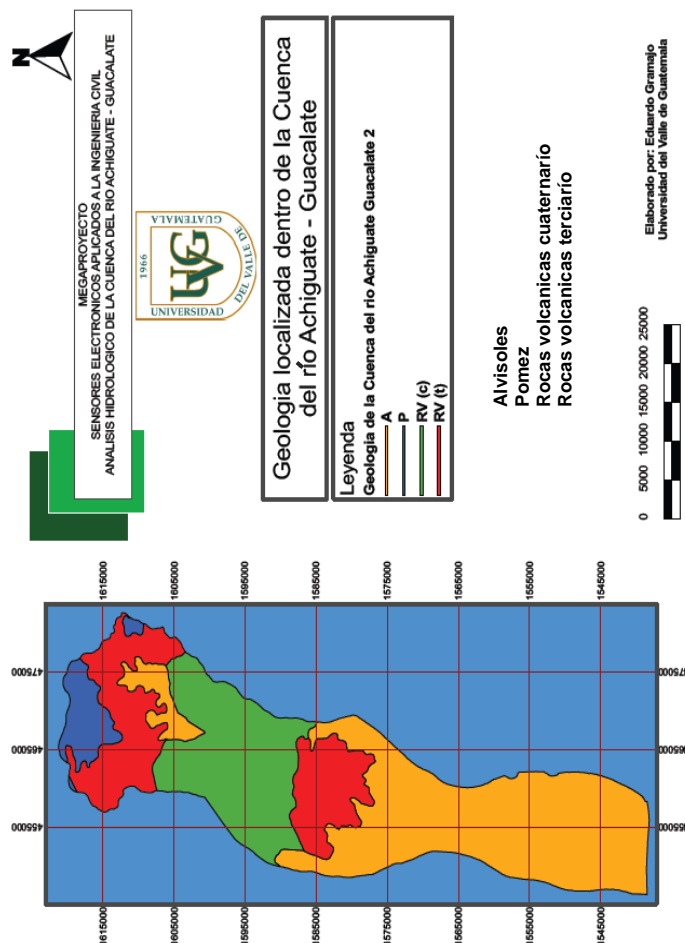
3.3.31.7. **Geología.** Se encuentra constituida en su gran mayoría por rocas y sedimentos de origen volcánico, como se puede observar en la siguiente tabla.

**Tabla No.73. Geología de la cuenca del río Achiguate.**

Símbolo	Material	Área Km2	% del Área
P	Pómez de origen diverso.	423.58	32.81%
RV (t)	Rocas volcánicas sin dividir predominante terciario	70.62	5.46%
RV (q)	Rocas volcánicas del cuaternario	414.15	32.08%
A	Aluviones del cuaternario	382.65	29.64%

*Fuente: MAGA, 2001*

**Figura No. 185. Geología de la Cuenca del río Achiguate.**



*Fuente: MAGA, 2001*

**3.3.31.8. Agricultura.** Es el conjunto de técnicas y conocimientos para cultivar la tierra y la parte del **sector primario** que se dedica a ello, es una actividad de gran importancia estratégica como base fundamental para el desarrollo autosuficiente y riqueza de las naciones. Las actividades predominantes en la cuenca del río Achiguate son:

**Tabla No.74. Uso del suelo en la cuenca del río Achiguate.**

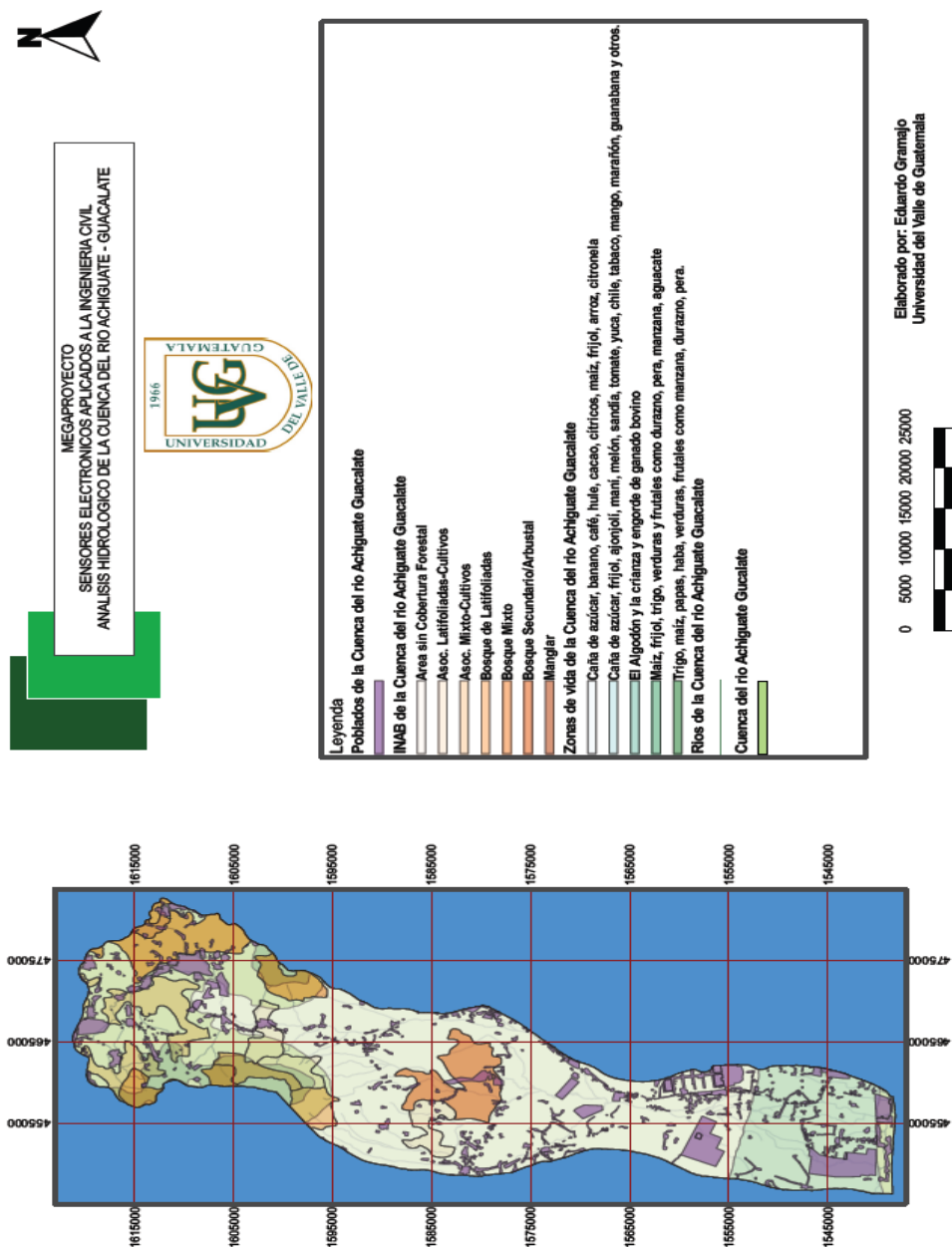
Uso del suelo	Hectáreas	%
Caña de azúcar	412.51	31.95%
Granos básicos	194.85	15.09%
Café	144.80	11.22%
Arbustos – matorrales	137.25	10.63%
Bosque latifoliado	118.68	9.19%
Pastos cultivados	84.11	6.52%
Bosque mixto	44.61	3.46%
Centros poblados	37.44	2.90%
Hortaliza	30.32	2.35%
Pastos naturales	25.70	1.99%
Hule	19.58	1.52%
Arena y/o material piroclástico	14.91	1.15%
Río	8.69	0.67%
Plantación conífera	3.34	0.26%
Manglar	2.30	0.18%
Vivero	1.95	0.15%
Agroindustria	1.91	0.15%
Playa y/o arena	1.57	0.12%
Aguacate	1.52	0.12%
Frutales deciduos	1.11	0.09%
Cítricos	0.87	0.07%
Complejo industrial	0.76	0.06%
Otros frutales	0.25	0.02%
Mango	0.07	0.01%

Continuación Tabla 74. Uso del suelo en la cuenca del río Achiguate.

Uso del suelo	Hectáreas	%
Bosque conífero	0.06	0.00%
Minas descubiertas	0.04	0.00%

Fuente: MAGA, 2001

Figura No. 186. Uso del suelo en la cuenca del río Achiguate.



Fuente: INAB, 2008

**3.3.31.9. Población.** La población que se presenta dentro de la cuenca del río Achiguate se logra presentar en el cuadro siguiente dividiéndose en 29 Municipios localizados dentro de 4 Departamentos de la Republica de Guatemala.

**Tabla No.75. Población por municipios dentro de la cuenca del río Achiguate.**

No	Departamento	Municipio	Población No. Habitantes Censo 2002	Proyección Población No. Habitantes Censo 2010	Superficie Km2	% del Terreno	Densidad hab/km2	Proyección Densidad hab/km2
1	Chimaltenango	Chimaltenango	74,077	114,440	49	1.31%	1512	2336
2	Chimaltenango	El Tejar	13,823	22,068	46	1.23%	301	480
3	Sacatepéquez	Sumpango	27,999	35,938	51	1.36%	549	705
4	Sacatepéquez	Santiago Sacatepéquez	22,038	28,167	40	1.07%	551	704
5	Chimaltenango	San Andrés Itzapa	21,151	30,430	68	1.82%	311	448
6	Sacatepéquez	Pastores	11,682	14,481	39	1.04%	300	371
7	Chimaltenango	Parramos	9,537	14,572	29	0.77%	329	502
8	Sacatepéquez	San Lucas Sacatepéquez	18,394	23,997	23	0.61%	800	1043
9	Sacatepéquez	San Bartolomé Milpas Altas	5,291	7,996	8	0.21%	661	1000
10	Sacatepéquez	Antigua Guatemala	41,097	44,786	69	1.84%	596	649
11	Sacatepéquez	Jocotenango	18,562	20,357	10	0.27%	1856	2036
12	Chimaltenango	Acatenango	18,336	21,814	131	3.50%	140	167
13	Guatemala	Villa Nueva	355,901	501,395	89	2.38%	3999	5634
14	Sacatepéquez	Santa Lucia Milpas Altas	10,126	14,138	9	0.24%	1125	1571
15	Sacatepéquez	Santa Catarina Barahona	2,957	3,393	11	0.29%	269	308
16	Sacatepéquez	San Antonio Aguas Calientes	8,632	9,965	5	0.13%	1726	1993
17	Sacatepéquez	San Miguel Dueñas	8,966	10,905	45	1.20%	199	242
18	Sacatepéquez	Magdalena Milpas Altas	8,331	10,436	15	0.40%	555	696
19	Sacatepéquez	Ciudad Vieja	25,696	34,147	36	0.96%	714	949
20	Sacatepéquez	Santa María de Jesús	14,460	16,308	61	1.63%	237	267
21	Chimaltenango	Yepocapa	23,509	30,521	205	5.48%	115	149

**Continuación Tabla No. 75. Población por municipios dentro de la cuenca del río Achiguate.**

No	Departamento	Municipio	Población No. Habitantes Censo 2002	Proyección Población No. Habitantes Censo 2010	Superficie Km2	% del Terreno	Densidad hab/km2	Proyección Densidad hab/km2
22	Sacatepéquez	Alotenango	15,848	25,107	90	2.41%	176	279
23	Escuintla	Escuintla	119,897	147,617	547	14.62%	219	270
24	Escuintla	Siquinala	14,793	21,567	184	4.92%	80	117
25	Escuintla	Palin	36,756	56,519	111	2.97%	331	509
26	Escuintla	La Democracia	18,363	24,226	291	7.78%	63	83
27	Escuintla	Masagua	32,245	42,745	474	12.67%	68	90
28	Escuintla	La Gomera	47,971	58,273	786	21.00%	61	74
29	Escuintla	San José	41,804	50,250	220	5.88%	190	228
<b>Total</b>			1,068,242	1,436,558	3,742			

*Fuente: INE, 2012*

**3.3.31.10. Medios de comunicación terrestres y aéreos.** Dentro de la cuenca del río Achiguate se encuentra una gran cantidad de redes viales importantes para el desenvolvimiento normal del tránsito como para el comercio, ya que se encuentra la CA2 la cual viene desde la frontera con México, la CA9 la cual nos conecta con el principal puerto del país, la CA1 la cual es una ruta de salida de la capital y la comunica con los departamentos del noroccidente y las rutas nacionales 1, 2, 3, 5, 6, 7, 11, 14. Se encuentran 25 puentes ubicados dentro de los tramos CA2, CA9 y las rutas nacionales 10 y 14.

**Tabla No.76. Puentes localizados dentro de la cuenca del río Achiguate y las características de cada uno de ellos.**

Código	Red Vial	Tramo de Ubicación	Nombre	Km	Estructura	Longitud	Altura	Ancho de rodadura
N14-1	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	Aposentos	55.789	Mampostería	6.55	3.2	5
N14-2	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	Parramos	58.409	Concreto	4.6	4.75	7.15
N14-3	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	El Naranjo	75.567	Concreto	3	2.05	11.2
NA10- 1	Nacional 10	CA-1 Occidente (San Lucas Sacatepéquez) Antigua	Pensativo	39.472	Concreto	6.5	0.71	9.95
NA10- 2	Nacional 10	CA-1 Occidente (San Lucas Sacatepéquez) Antigua	Colombia	44.218	Concreto	4.9	1.9	8.6
NA10- 3	Nacional 10	CA-1 Occidente (San Lucas Sacatepéquez) Antigua	El Naranjo	45.28	Concreto	16	2.3	9.7
NA10- 4	Nacional 10	CA-1 Occidente (San Lucas Sacatepéquez) Antigua	Ciudad Vieja	46.707	Concreto	8.6	3.9	7
NA10- 5	Nacional 10	CA-1 Occidente (San Lucas Sacatepéquez) Antigua	Shumuslate	51.195	Concreto	2.55	2	4.78
NA10- 6	Nacional 10	CA-1 Occidente (San Lucas Sacatepéquez) Antigua	S/N	51.994	Concreto	5	3.5	7.6

**Continuación Tabla No.76. Puentes localizados dentro de la cuenca del río  
Achiguate y las características de cada uno de ellos.**

<b>Código</b>	<b>Red Vial</b>	<b>Tramo de Ubicación</b>	<b>Nombre</b>	<b>Km</b>	<b>Estructura</b>	<b>Longitud</b>	<b>Altura</b>	<b>Ancho de rodadura</b>
<b>N14-5</b>	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	Alotenango	83.234	Concreto	3.5	3.4	8.9
<b>N14-6</b>	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	El Arco	84.157	Mampostería	5.6	3	2.9
<b>N14-7</b>	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	Río Guacalate	101.997	Madera y Hierro	20	4.8	3.6
<b>N14-8</b>	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	Coyol	102.48	Hierro y Concreto	6.1	3.7	7.5
<b>N14-9</b>	Nacional 14	CA-1 Occidente (Chimaltenango) -Antigua Guatemala-CA- 2 Occidente (Escuintla)	S/N	109.863	Piedra- Ladrillo- Cemento	6.8	4.4	3.6
<b>CA2- W-11</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Colojate	85.71	Concreto Lámina Corrugado	25.1	2	8
<b>CA2- W-10</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Obispo	84.395	Losa y Concreto	13.5	4.4	8
<b>CA2- W-9</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen	Mázate	83.672	Losa y Concreto	6.5	2.2	8.6

**Continuación Tabla No.76. Puentes localizados dentro de la cuenca del río  
Achiguate y las características de cada uno de ellos.**

<b>Código</b>	<b>Red Vial</b>	<b>Tramo de Ubicación</b>	<b>Nombre</b>	<b>Km</b>	<b>Estructura</b>	<b>Longitud</b>	<b>Altura</b>	<b>Ancho de rodadura</b>
<b>CA2- W-2</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Cusmajate	59.356	Concreto y Losa	14.5	5.3	8
<b>CA2- W-3</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Tulito	59.767	Concreto y Losa	14.5	5.1	8.5
<b>CA2- W-4</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Guacalate	63.072	Concreto y Losa	131.4	8.3	7.5
<b>CA9- S-20</b>	CA-9 Sur	Guatemala- Escuintla-Iztapa	Paso a Desnivel CA-9 Sur "A" El Trébol"	60.8	Concreto	30	5.7	8.1
<b>CA2- W-5</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Provincias	66.097	Concreto y Losa	21.2	5.6	8
<b>CA2- W-8</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Achiguate	74.136	Losa y Concreto	161	9	7.35
<b>CA2- W-7</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Acetituno	71.029	Concreto y Losa	16.1	6	8
<b>CA2- W-6</b>	CA-2 Occidente	Escuintla-El Carmen (Frontera México)	Chilar	67.856	Concreto y Losa	20	4.7	8

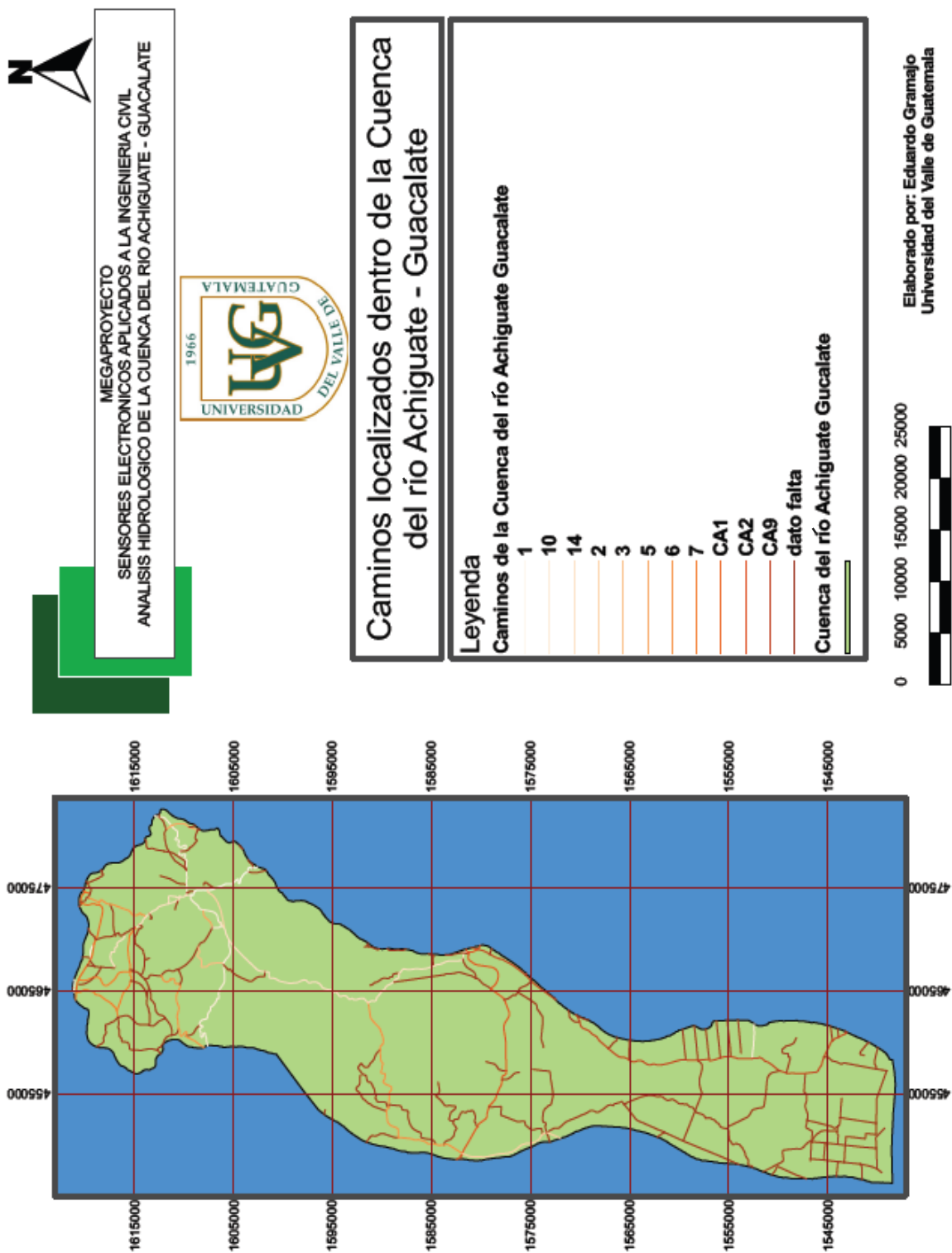
*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.77. Aeropuertos localizados dentro de la cuenca del río Achiguate, y las características de cada uno de ellos.**

Área (km2)	Nombre	Propietario	Municipio	Uso	Terreno
1.1602	San Diego	Fraterno Vila	Escuintla	Administración	Gramas
0.1889	La Cantoria	Cervecería Centroamericana	Siquinalá	Administración	Gramas
0.0302	Rancho María	Francisco B.	Escuintla	Administración	Gramas
0.0328	Concur	Jesús W. De Delgado	La Democracia	Administración	Gramas
0.0488	Fuente de Oro	Ernesto Rodríguez	La Democracia	Administración	Gramas
0.0215	La Fe	Técnica Ganadera Maegli	Tiquisate	Fumigación	Gramas
0.0022	Cádiz	Francisco Barillas	Masagua	Administración	Gramas
0.0050	La Selva	Manuel A. Montenegro	La Gomera	Fumigación	Gramas
0.0030	San José Las Flores	J. Estanislao Marcucci	Masagua	Administración	Tierra
0.0038	Vargas	Herederero Jorge Umaña	La Democracia	Administración	Gramas
0.0041	Santa Gerampia	Héctor Valle	Masagua	Fumigación	Gramas
0.0016	Botón Blanco	Irene Mogoya de Arriaza	Obero	Administración	Gramas
0.0034	San Jorge II	Jorge Recinos	Masagua	Fumigación	Gramas
0.0036	La Rosita	Raúl Pivaral	La Democracia	Administración	Gramas

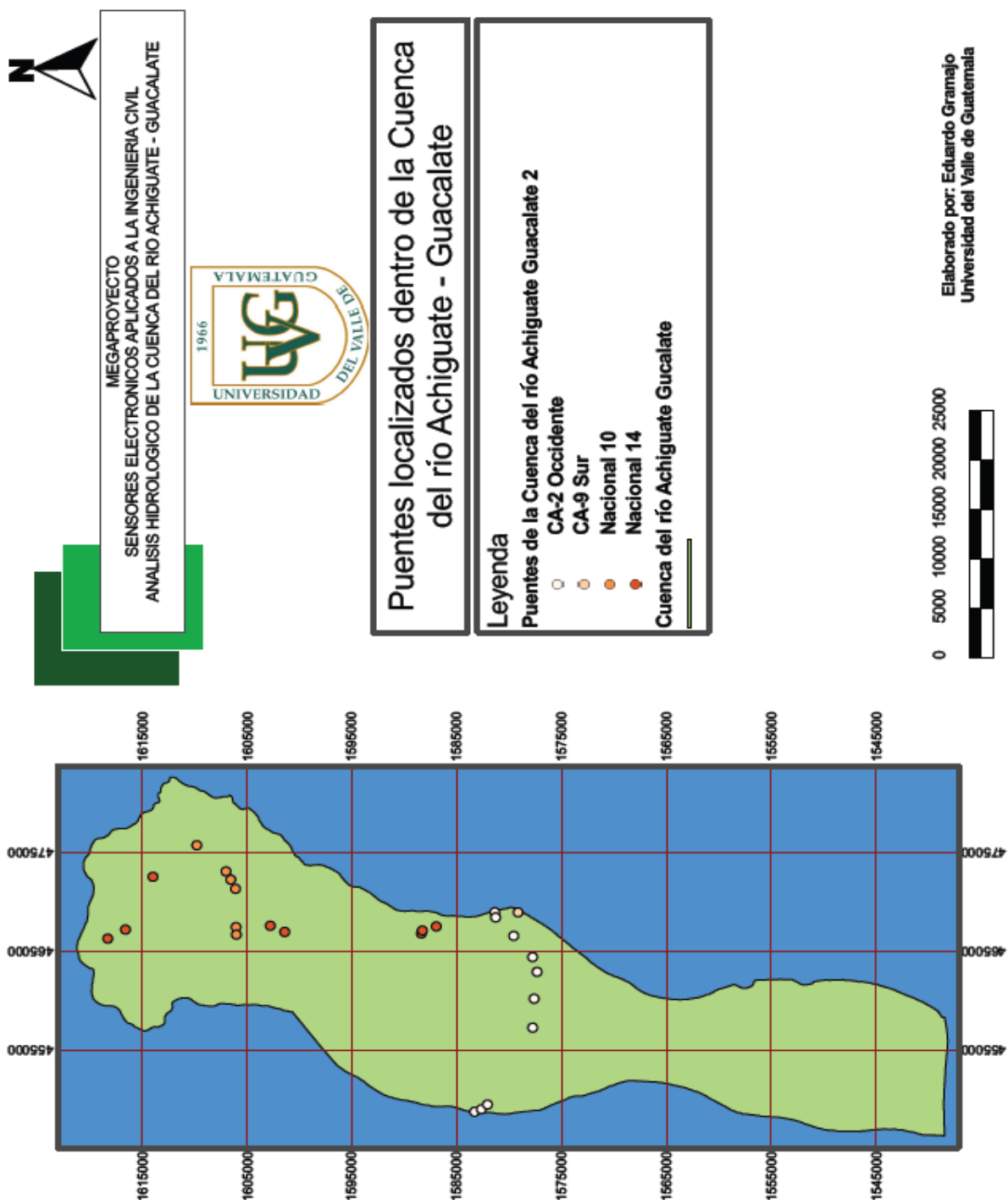
*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

Figura No. 187. Caminos localizados dentro de la cuenca del río Achiguate.



Fuente: SEGEPLAN, 2011

Figura No. 188. Puentes localizados dentro de la cuenca del río Achiguate.



Fuente: SEGEPLAN, 2011

### **3.3.32. Zonificación y estudio hidrológico de la cuenca del río Achiguate.**

Se aplicaron los siguientes procedimientos para determinar tanto el estudio hidrológico como la zonificación de la cuenca en estudio:

- Enunciación e identificación de las amenazas en la cuenca.
- Definición de usos múltiples dentro de la cuenca
- Cálculos hidrológicos de la cuenca, precipitación media y máxima, caudales máximos, volumen y nivel de escorrentía.
- Determinación práctica de valores de velocidad de flujo y caudal

**3.3.32.1. Enunciación e identificación de las amenazas en la cuenca.** Se pueden determinar varios tipos de amenazas que se presentan en las cuencas pero no todas ocurren en un solo ambiente ni son lo suficientemente sobresalientes. Se seleccionaron las amenazas que se pudiesen presentar en un área indefinida, mediante la consulta y previa investigación en fuentes bibliográficas de los criterios esenciales de cada una de estas.

Se seleccionaron cuáles de las anteriores amenazas tenían posibilidad de poderse presentar dentro de una cuenca hidrológica, por medio de indicadores de riesgos, factores de probabilidad, criterios de amenazas y registro histórico.

Se procedió a analizar las amenazas seleccionadas y a definir cada una de ellas por medio de los parámetros establecidos. Las fuentes de donde se obtuvieron los datos fueron. Reportes y definiciones de amenazas <sup>[25], [3]</sup>. Deslizamientos y flujos de escombros <sup>[29], [27], [28]</sup>. (Van Dine, 1985). Determinación y reporte sobre inundaciones <sup>[32], [14]</sup> y los reportes en general <sup>[61]</sup>.

Luego de identificadas y definidas cada una de las amenazas, se analizaron y determinaron como sería la presencia de las mismas en el área de estudio. Debido a esto se determinó su factibilidad y se analizó si se cumplían para la incorporación en la zonificación.

Para las amenazas seleccionadas para la zonificación se determinó la probabilidad de ocurrencia mediante los estudios o estimándola por medio de la relación entre la frecuencia y la magnitud de los mismos en ciertos períodos de estudio.

Se realizó todo el estudio y análisis de las amenazas dentro de la cuenca del río Achiguate – Guacalate y a todo lo que se encuentre dentro del mismo, se plantearon las principales amenazas a analizar dentro de este trabajo que se pueden presentar, las cuales son;

- Deslizamientos o flujos de materiales: debido a que cuenta con pendientes pronunciadas y que tiene cambios bruscos de pendiente dentro de la cuenca
- Inundaciones: ya que cuenta con ríos

Para determinar el período de ocurrencia por área, se realizó un estudio histórico mediante fuentes de datos de hechos ocurridos dentro de la cuenca del río Achiguate – Guacalate <sup>[72], [73], [74]</sup>.

**Tabla No.78. Datos históricos sobre las amenazas presentes en la cuenca del río Achiguate.** <sup>[7], [9], [12]</sup>

Departamento	Evento	Cantidad
<b>Chimaltenango</b>	Inundación	8
<b>Escuintla</b>	Deslizamientos	1
	Inundación	85
<b>Sacatepéquez</b>	Deslizamientos	23
	Inundación	37
<b>Guatemala</b>	Deslizamientos	110
	Inundación	120
<b>Total</b>		<b>384</b>

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

Se puede observar que las amenazas fueron creciendo con respecto a los siglos históricos, ya que tanto la información recolectada en siglos pasados era muy vaga y debido a que la población en cada uno de los departamentos aumento en estos lugares. Se puede observar de igual manera que en el siglo XX ocurrió el terremoto de 1976, produciendo un aumento en los deslizamientos.

**3.3.32.1.1 Amenaza por deslizamiento.** Se investigaron sobre los deslizamientos históricos y posibles en la cuenca del río Achiguate. Se logró recopilar información mediante las fuentes (13, 62, 63, 64, 65, 66), estos nos exponen tanto los deslizamientos históricos como las áreas con posible amenaza para la cuenca en estudio.

Se determinó el período de retorno para cada uno de estos deslizamientos, y se compararon los resultados históricos con los estudios posteriores.

Se relacionó la información mediante los datos proporcionados de los deslizamientos con la pendiente del terreno. Para esto se realizaron mapas mediante Quantum GIS de todos los deslizamientos históricos encontrados con relación al mapa base de la cuenca en estudio.

Posteriormente se definió la relación entre la pendiente y la ocurrencia de deslizamientos mediante las curvas de nivel del área y secciones transversales en relación a la máxima pendiente para los puntos de deslizamiento para el área de laderas o barrancos. Mediante estos datos se calcularon los promedios de sucesos agrupados por pendientes en intervalos de cinco grados, así como los sucesos por unidad de área y por pendiente.

En adición a lo anterior a esto se determinó la probabilidad de ocurrencia de los deslizamientos mediante la aceleración pico del suelo:

$$\text{Log } a = -0.5 + 0.33I,$$

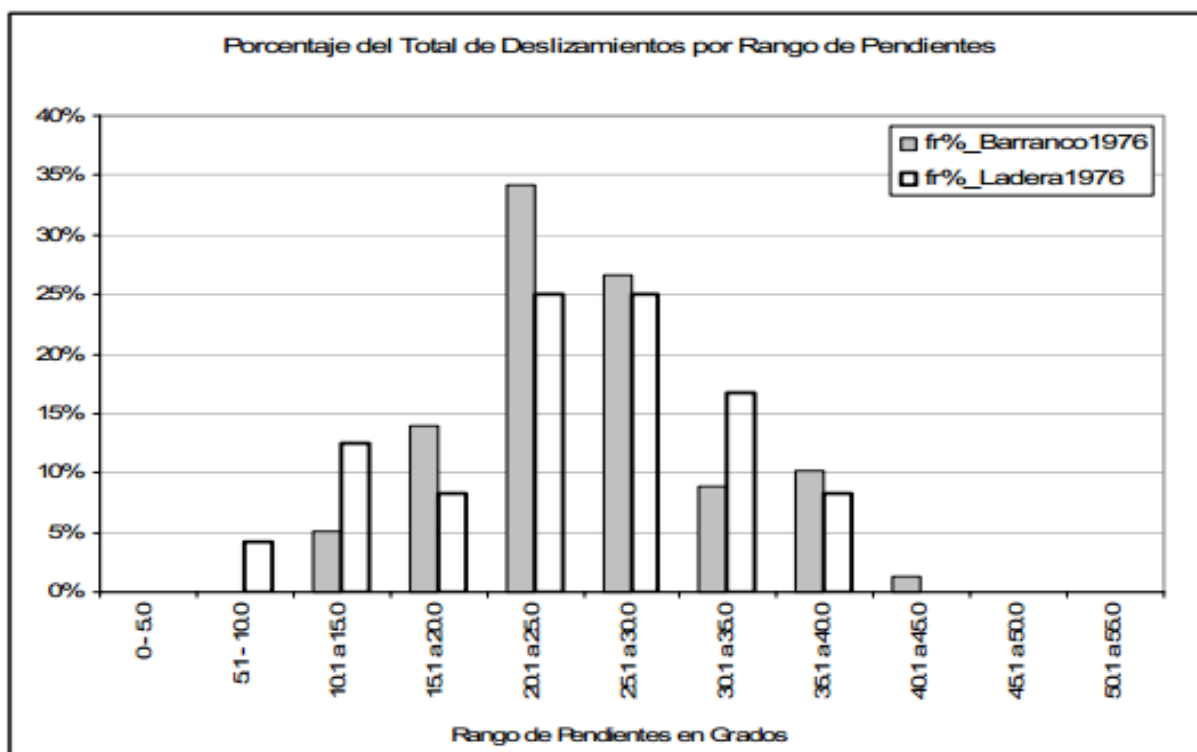
Donde:

- $a$  = aceleración pico del suelo.
- $I$  = intensidad del sismo.

Con el período de retorno, se determinó la probabilidad de ocurrencia mediante el área de cada uno de los deslizamientos y el área total de cada una de las dos unidades. Se combino la información y se obtuvo la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos en ambas unidades de estudio.

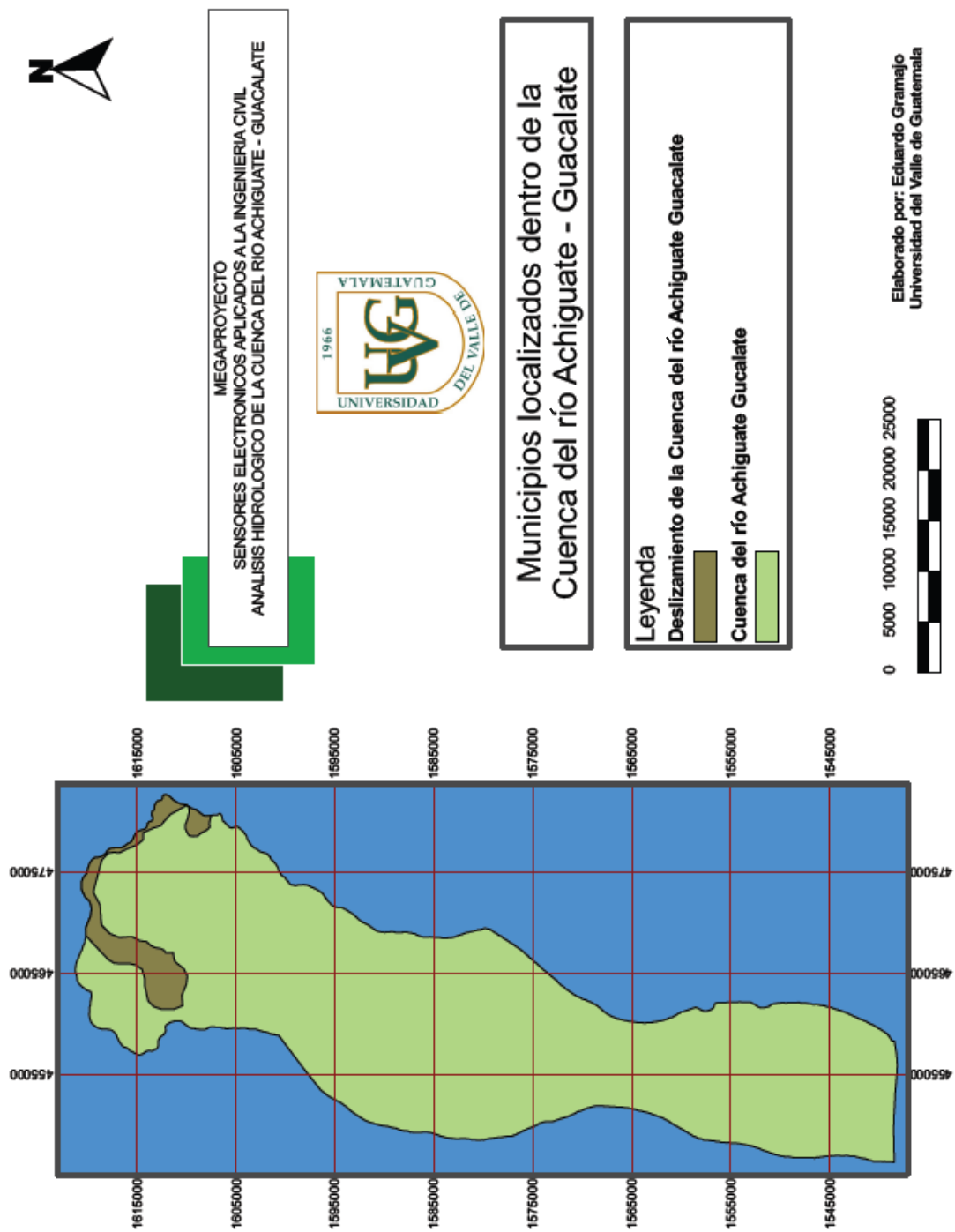
Se pueden observar los deslizamientos ocurridos en el terremoto de 1976 mediante el mapeo realizado en la Figura No. 189.

**Figura No. 189.** Deslizamientos por área y pendiente en la cuenca del río Achiguate. <sup>[25]</sup>



*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

Figura No. 190. Deslizamiento localizado dentro de la cuenca del río Achiguate. [24], [25], [26]



Fuente: SEGEPLAN, 2011

Se determinó mediante este procedimiento que la amplificación del movimiento sísmico fue un factor que afectó la concentración de los deslizamientos en estas áreas. La zona en donde se presentar los mismos esta compuesta por barrancos o laderas de montañas, se observó que el área de barrancos es 12 veces más susceptible a estos efectos ya que en un área total de 13.03 km<sup>2</sup> solamente 1 km<sup>2</sup> fue afectado y en las áreas de laderas de 44.51 km<sup>2</sup>, solamente 0.37 km<sup>2</sup> fueron afectados dando así un 7.67% y un 0.83% de presencia de deslizamientos respectivamente.

**Tabla No.79. Relación de modelos de amenaza sísmica y aceleración para determinación de amenazas de deslizamiento sobre la cuenca del río Achiguate.**

<b>Período de retorno para una amenaza Sísmica</b>	<b>Gutenberg - Richter = 0.30 g</b>	<b>Ambraseys = 0.54 g</b>
<b>975 años - 0.6 g</b>	<	<
<b>500 años - 0.45 g</b>	<	>
<b>500 años - 0.43 g</b>	<	>
<b>475 años - 0.43 g</b>	<	>
<b>100 años - 0.28 g</b>	>	>
<b>72 años - 0.20 g</b>	>	>

*Fuente: Elaboración Propia*

Debido a la tabla anterior se considera la relación en la que cumplen ambos modelos tanto el de Gutenberg, como el de Ambraseys, la cual contiene un período de retorno de 100 años y 0.28 g. Mediante esto se consideraron los sismos como la única causa de los deslizamientos y que únicamente sismos iguales a este podían causar este fenómeno. Por esto se calculó la vulnerabilidad de una vivienda ante deslizamientos y se encontró que las áreas afectadas son el 7.67% para los barrancos y 0.83% para las laderas, se encontró así que las viviendas presentan una probabilidad anual del 0.000767 y de 0.000083 respectivamente, de ser destruida por un deslizamiento.

**Tabla No.80. Población y viviendas dentro del área de probabilidad de deslizamiento en la cuenca del río Achiguate.**

<b>Área (km2)</b>	<b>Departamento</b>	<b>Municipio</b>	<b>Nombre</b>	<b>Población (hab)</b>
<b>0.0116</b>	Chimaltenango	Parramos	La Conquista	25
<b>1.0189</b>	Sacatepéquez	Sumpango	Amanda Mercedes	40
<b>0.0136</b>	Chimaltenango	Parramos	Parramos Viejo	0
<b>0.0425</b>	Sacatepéquez	Sumpango	El Refugio	0
<b>0.0158</b>	Chimaltenango	Parramos	Pueblo Viejo	6
<b>3.4551</b>	Sacatepéquez	Santa Lucia	Carberts o Maurita	5,292
		Milpas Altas		
<b>1.7108</b>	Sacatepéquez	Sumpango	Sumpango	13,905
<b>0.1096</b>	Chimaltenango	Parramos	Chitaburuy	70
<b>0.0085</b>	Sacatepéquez	Santa Lucia	Matilandia	7
		Milpas Altas		
<b>0.0121</b>	Sacatepéquez	Santa Lucia	Buena Vista	0
		Milpas Altas		
<b>0.1126</b>	Sacatepéquez	Sumpango	Solares Del Trigal	11
<b>0.0112</b>	Chimaltenango	Parramos	Chitabruy	256
<b>0.2589</b>	Sacatepéquez	Sumpango	Chipoton	926
<b>0.0960</b>	Chimaltenango	Parramos	Vista Hermosa	36
<b>0.2323</b>	Chimaltenango	Parramos	Paraxaj	119
<b>1.0273</b>	Chimaltenango	El Tejar	Pinares Del Tejar	6,093
<b>0.0961</b>	Chimaltenango	Parramos	Papilof	10
<b>0.4969</b>	Chimaltenango	El Tejar	San Miguel Morazan	1,545
<b>0.0289</b>	Chimaltenango	Parramos	Chicorona	6
<b>0.0192</b>	Chimaltenango	Parramos	El Carmen	13
<b>0.2891</b>	Sacatepéquez	Magdalena Milpas	San Miguel Milpas	1,079
		Altas	Altas	
<b>0.0179</b>	Chimaltenango	San Andres Itzapa	Panaj	0
<b>0.3480</b>	Sacatepéquez	Magdalena Milpas	Magdalena Milpas	3,845
		Altas	Altas	
<b>0.9002</b>	Chimaltenango	Parramos	Parramos	4,913

**Continuación Tabla No. 80. Población y viviendas dentro del área de probabilidad de deslizamiento en la cuenca del río Achiguate.**

<b>Área (km2)</b>	<b>Departamento</b>	<b>Municipio</b>	<b>Nombre</b>	<b>Población (hab)</b>
<b>0.0820</b>	Sacatepequez	Antigua Guatemala	La Cumbre	71
<b>0.0979</b>	Sacatepequez	Magdalena Milpas Altas	Mirasol	77
<b>0.0091</b>	Chimaltenango	Parramos	Bella Vista	0
<b>0.0172</b>	Chimaltenango	Parramos	El Tesoro	4
<b>0.0103</b>	Chimaltenango	Parramos	La Cumbre	3
<b>0.0236</b>	Chimaltenango	Parramos	San Lorenzo	0
<b>0.0149</b>	Chimaltenango	Parramos	El Bosque	7
<b>0.2168</b>	Chimaltenango	San Itzapa	Cajagualten	594
<b>0.0343</b>	Chimaltenango	Parramos	Vista Hermosa	0
<b>0.0174</b>	Chimaltenango	Parramos	La Ilusion	7
<b>0.0132</b>	Chimaltenango	Parramos	Dorita	0
<b>0.0979</b>	Chimaltenango	Parramos	Chirijuyup	176
<b>0.0410</b>	Chimaltenango	Parramos	San Bernabe	97
<b>1.0687</b>	Chimaltenango	Parramos	Parrojas	0
<b>0.0109</b>	Chimaltenango	Parramos	Joya Del Aguacate	9
<b>Población total</b>				<b>39,242</b>
<b>Habitantes promedio por familia</b>				<b>5.38</b>
<b>Viviendas dentro de la cuenca del río Achiguate</b>				<b>7,294</b>

*Fuente: INE, 2008*

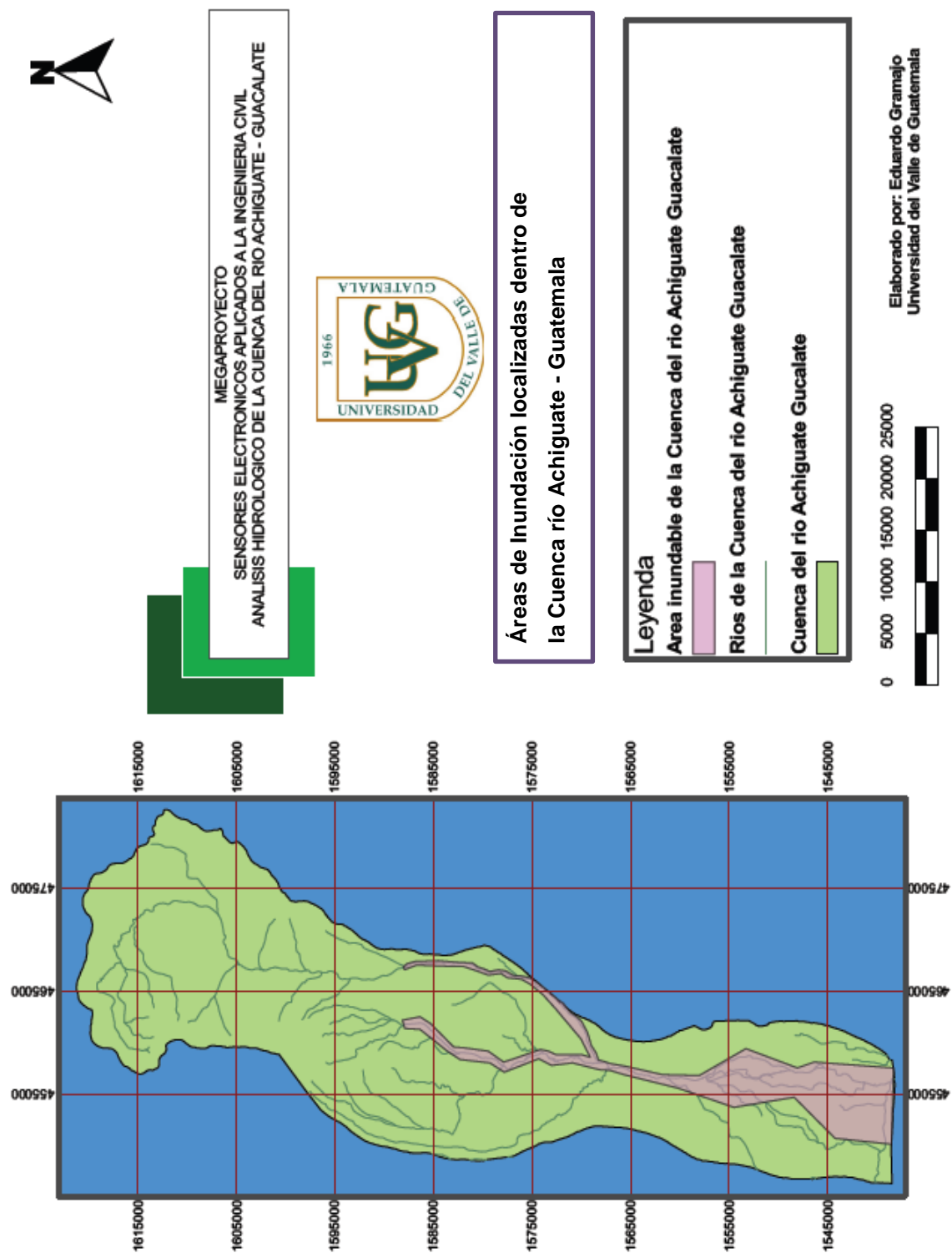
1) ***Amenaza por inundaciones.*** Se inició el análisis mediante una investigación mediante algunas fuentes (13, 67, 68, 69), las cuales expresan las características y amenazas de las inundaciones presentables dentro de la cuenca del río Achiguaté. Mediante estos datos logramos determinar y mapear las amenazas y el período de retorno de cada una de ellas.

Se delimitaron los criterios para la definición de las zonas con posibilidad de inundación las cuales son:

- Muy alta: Se presenta en planicies de inundación, planicie del valle, canales abandonados, pantanos, cauce elevado, ríos de invierno y terreno descubiertos
- Alta: Se puede observar en valles poco profundos, depresiones y diques naturales
- Baja: Se da en barras de arena y terrenos elevados
- Muy baja: Se presenta en dunas, colinas, montañas y volcanes

Mediante la clasificación anterior, la información geológica y las curvas de nivel al igual que información sobre JICA, 1985 se realizó un mapeo del área probable de inundación, que lograría afectar la cuenca en estudio.

Figura No. 191. Áreas de inundación localizadas dentro de la cuenca del río Achiguate



Fuente: JICA, 1985

Para finalizar estos análisis de amenazas se logró determinar el fenómeno de mayor influencia tanto por el área a la cual afecta como por la probabilidad de ocurrencia en un período de tiempo, es así como se determina que las Inundaciones son uno de los mayores factores a analizar dentro de las mismas. Se presenta un resumen de los resultados a continuación.

**Tabla No.81. Amenaza y probabilidad de ocurrencia dentro del área de la cuenca del río Achiguate.**

<b>Amenaza</b>	<b>Probabilidad</b>	<b>Área de influencia km2</b>	<b>Personas afectadas</b>
Deslizamiento en Barrancos	0.000767	13.03	36
Deslizamiento en Laderas	0.000083	44.51	6
Inundación	0.0333	150.613	288

*Fuente: Propia*

**3.3.32.2. Definición de usos múltiples dentro de la cuenca.** Se logró establecer mediante toda la información recopilada anteriormente e información investigada, por medio de las fuentes <sup>[70], [71]</sup>. las cuales expresan la categoría y clasificación de la tierra y la cantidad de densidad poblacional separada en actividades de producción, habitación o prestación de servicio, la correcta utilización del suelo dentro de la cuenca del río Achiguate.

Posteriormente se delimitaron las áreas generales dentro de la cuenca en usos para producción pudiendo ser agrícola o forestal y para base de infraestructuras variadas.

Se establecieron códigos de usos múltiples en los cuales se presentan variables que pueden modificar el uso en la presencia dos actividades que afectan un área en común sin generalizar de esta manera que pueden permitir el uso para la que es apta el mismo y todas aquellas que generan menos degradación.

**3.3.32.2.1 Capacidad de uso del suelo.** Se utilizaron los datos de uso por medio de las tablas y las divisiones ahí establecidas mediante los criterios de asignación de categoría de capacidad de uso, de acuerdo al INAB.

**Tabla No.82. Capacidad de uso para región de tierras de llanura costera del pacífico.**

<b>Pendiente máxima del terreno (%)</b>					
<b>Profundidad del suelo (cm)</b>	<b>&lt; 4</b>	<b>4-8.</b>	<b>8-16.</b>	<b>16-32.</b>	<b>&gt; 32</b>
<b>&gt; 90</b>	A	A	Am/Aa	Aa/Ss/Ap	F
<b>50-90</b>	A	A/Am	Am/Aa	Ap/F	F
<b>20-50</b>	Am/Aa	Am/Aa	Ss/Ap	Ap/F	F/Fp
<b>&lt; 20</b>	Ss	Ss/Fp	Ss/Fp	F/Fp	Fp

*Fuente: INAB, 2011*

**Tabla No.83. Capacidad de uso para región de tierras volcánicas bocacosta.**

<b>Pendiente máxima del terreno (%)</b>					
<b>Profundidad del suelo (cm)</b>	<b>&lt; 8</b>	<b>8-16.</b>	<b>16-26.</b>	<b>26-36.</b>	<b>&gt; 36</b>
<b>&gt; 90</b>	A	Am/Aa	Am/Aa	Ap/F	F/Fp
<b>50-90</b>	A/Am	Am/Aa	Aa/Ss	Ap/F	F/Fp
<b>20-50</b>	Am/Aa	Ss/Ap	Ss/Ap	F	Fp
<b>&lt; 20</b>	Aa	Ss/F	Fp	Fp	Fp

*Fuente: INAB, 2011*

**Tabla No.84. Capacidad de uso para región de tierras altas volcánicas.**

<b>Pendiente máxima del terreno (%)</b>					
<b>Profundidad del suelo (cm)</b>	<b>&lt; 12</b>	<b>12-26.</b>	<b>26-36.</b>	<b>36-55.</b>	<b>&gt; 55</b>
<b>&gt; 90</b>	A	Am/Aa	Ss/Ap	Ap/F	F/Fp
<b>50-90</b>	A/Am	Am/Aa	Ss/Ap	Ap/F	F/Fp
<b>20-50</b>	Am/Aa	Ss/Ap	Ss/Ap	Ap/F	Fp
<b>&lt; 20</b>	Aa	Ss/F	Ss/Ap	Fp	Fp

*Fuente: INAB, 2011*

Donde:

- (A) Agricultura sin limitaciones
- (Am) Agricultura con mejoras
- (Aa) Agroforestería con cultivos anuales
- (Ss) Sistemas silvopastoriles
- (Ap) Agroforestería con cultivos permanentes
- (F) Tierras forestales para producción
- (Fp) Tierras forestales de protección

Se empezó mediante la definición de cada uno de los tipos de usos posibles a aplicar en la cuenca del río Achiguate:

- (A) Agricultura sin limitaciones

Es una agricultura anual la cual tiene alta rentabilidad, no brinda mucha cobertura vegetal y son temporales.

- (Am) Agricultura con mejoras

Es igual a la anterior únicamente que los costos de inversión son mayores y la rentabilidad por ende disminuye.

- (Aa) Agroforestería con cultivos anuales

Es anual e incluye arboles frutales y forestales, no requiere de mucha inversión, dan una cobertura vegetal media y son permanentes.

- (Ss) Sistemas silvopastoriles

Están presentes los pastos, brindan mucha cobertura vegetal y son casi permanentes.

- (Ap) Agroforestería con cultivos permanentes

Son permanentes y dan cobertura vegetal como los arboles.

- (F) Tierras forestales para producción

Se presenta un único tipo de vegetación el 50% es permanente, están sujetas a la tala.

- (Fp) Tierras forestales de protección

Se tiene una gran variedad de vegetación y un 50% permanente y no están sujetas a la tala.

Mediante esta información y con ayuda de las tablas de definición de uso del suelo por medio de las regiones fisiográficas, pendientes, profundidades, se inicio la clasificación de los mismos. Al encontrar todos las variables.

**Tabla No.85. Área de influencia por categoría de uso de suelo dentro del área de la cuenca del río Achiguate.**

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Área (km2)</b>	<b>% del Área</b>
<b>A</b>	Agricultura sin limitaciones	216.61	17%
<b>Am</b>	Agricultura con mejoras	552.3555	43%
<b>Aa</b>	Agroforestería con cultivos anuales	64.983	5%
<b>Ss</b>	Sistemas silvopastoriles	10.8305	1%
<b>Ap</b>	Agroforestería con cultivos anuales	216.61	17%
<b>F</b>	Tierras forestales para producción	10.8305	1%
<b>Fp</b>	Tierras forestales de protección	10.8305	1%
<b>Vivienda</b>	Vivienda	207.95	16%
		1291	100%

*Fuente: INAB, 2011*

**3.3.32.2.2 Probabilidad de ocurrencia de amenazas.** Se puede encontrar la variable mediante la determinación de una magnitud socialmente aceptable o por medio de un factor que reduce los costos del riesgo. Para determinar los costos mínimos para cada uno de los riesgos se tienen que determinar el daño posible en cada uno de los tipos de uso del suelo, con relación a la amenaza que se presente y su probabilidad de ocurrencia. Para este trabajo se utilizó la fórmula del costo anual de daños esperados, que se expresa así:

$$C_T = \sum \left[ \frac{D_{(X_{i-1})} + D_{(X_i)}}{2} \right] [P_{(X \geq X_{i-1})} - P_{(X \geq X_i)}]$$

Donde:

- $C_T$  = Costo anual de daños esperados.
- $D(X_i - 1)$  = Daño para el evento  $X_i - 1$ .
- $D(X_i)$  = Daño para el evento  $X_i$ .
- $P(X \geq X_i - 1)$  Probabilidad que el evento  $X$  iguale o exceda a  $X_i - 1$ .
- $P(X \geq X_i)$  = Probabilidad que el evento  $X$  iguale o exceda a  $X_i$ .

Se asumió que los costos anuales de daños son constantes entre las diferentes magnitudes de eventos. Los costos se determinaron mediante fuentes confiables obteniendo, de esa manera el precio por metro cuadrado para cada tipo de uso de suelo. Para aplicar la fórmula pasada se utilizó la Tabla No. 86 y para determinar los daños creados por cada uso del suelo se utilizó la Tabla No. 87.

**Tabla No.86. Alturas de inundación y probabilidad de ocurrencia.** <sup>[14]</sup>

<b>Altura de Inundación (m)</b>	<b>Serie I (probabilidad de ocurrencia)</b>	<b>Serie II (probabilidad de ocurrencia)</b>	<b>Serie III (probabilidad de ocurrencia)</b>
<b>0</b>	1	1	1
<b>0.125</b>	0.5	0.2	0.05
<b>0.625</b>	0.2	0.1	0.02
<b>1.125</b>	0.1	0.05	0.01

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.87. Funciones de daño a utilizar para cada tipo de suelo.** <sup>[15]</sup>

Uso del suelo	Descripción	Variables
<b>A</b>	Agricultura sin limitaciones	Hortalizas y Maiz
<b>Am</b>	Agricultura con mejoras	Hortalizas y Maiz
<b>Aa</b>	Agroforesteria con cultivos anuales	Café y Maiz
<b>Ss</b>	Sistemas silvopastoriles	Pastos
<b>Ap</b>	Agroforesteria con cultivos anuales	Café y Arboles Frutales
<b>F</b>	Tierras forestales para producción	Arboles Frutales
<b>Vivienda</b>	Tierras forestales de protección Vivienda	Casas

*Fuente: INAB, 2011*

Mediante todos estos datos y fórmulas se calculó el costo anual de daños para los distintos usos de suelo dentro de la cuenca del río Achiguate.

Para determinar la probabilidad de ocurrencia de las amenazas se utilizaron los cálculos de pérdidas esperadas para los distintos usos de la tierra considerando las diferentes alturas de inundación.

**Tabla No.88. Porcentaje de daño por inundación en cada área de suelo dentro del área de la cuenca del río Achiguate.** <sup>[14], [15], [16]</sup>

Uso	Vida útil	% de Daño a 0.125	% de Daño a 0.625	% de Daño a 1.125	% de Daño a 2.5	Costo por m <sup>2</sup> (Q)
<b>A</b>	3	0.43	1.00	1.00	1.00	10
<b>Am</b>	5	0.43	1.00	1.00	1.00	20
<b>Aa</b>	10	0.33	0.96	1.00	1.00	10
<b>Ss</b>	5	0.33	1.00	1.00	1.00	5
<b>Ap</b>	15	0.15	0.56	1.00	1.00	5
<b>F</b>	40	0.07	0.25	0.45	1.00	2
<b>Viviendas</b>	60	0.09	0.31	0.56	1.00	1000
<b>Industrias</b>	40	0.09	0.31	0.56	1.00	1000

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.89. Daño esperado para la agricultura sin limitaciones dentro del área de la cuenca del río Achiguate. <sup>[14]</sup>**

A							
Altura de inundada (m)	% de Daño	Valor (Q)	Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Daño (Q)	Di (Q)	Daño esperado (Q)
0	0	10	1	1	0	0.00	3.32
0.125	0.43	10	2	0.5	4.3	1.08	2.24
0.625	1	10	5	0.2	10	1.66	0.58
1.125	1	10	10	0.1	10	0.58	0.00

Altura de inundada (m)	% de Daño	Valor (Q)	Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Daño (Q)	Di (Q)	Daño esperado (Q)
0	0	10	1	1	0	0.00	2.57
0.125	0.43	10	5	0.2	4.3	1.72	0.85
0.625	1	10	10	0.1	10	0.59	0.26
1.125	1	10	20	0.05	10	0.26	0.00

Altura de inundada (m)	% de Daño	Valor (Q)	Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Daño (Q)	Di (Q)	Daño Esperado (Q)
0	0	10	1	1	0	0.00	2.27
0.125	0.43	10	20	0.05	4.3	2.04	0.23
0.625	1	10	50	0.02	10	0.18	0.05
1.125	1	10	100	0.01	10	0.05	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.90. Daño esperado para la agricultura con mejoras dentro del área de la cuenca del río Achiguate.<sup>[14]</sup>**

<b>Am</b>							
<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	20	1	1	0	0.00	6.64
<b>0.125</b>	0.43	20	2	0.5	8.6	2.15	4.49
<b>0.625</b>	1	20	5	0.2	20	3.32	1.17
<b>1.125</b>	1	20	10	0.1	20	1.17	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	20	1	1	0	0.00	5.14
<b>0.125</b>	0.43	20	5	0.2	8.6	3.44	1.70
<b>0.625</b>	1	20	10	0.1	20	1.17	0.53
<b>1.125</b>	1	20	20	0.05	20	0.53	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	20	1	1	0	0.00	4.55
<b>0.125</b>	0.43	20	20	0.05	8.6	4.09	0.46
<b>0.625</b>	1	20	50	0.02	20	0.36	0.10
<b>1.125</b>	1	20	100	0.01	20	0.10	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.91. Daño esperado para la agroforestería con cultivos anuales dentro del área de la cuenca del río Achiguate.**<sup>[14]</sup>

<b>Aa</b>							
<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	10	1	1	0	0.00	2.97
<b>0.125</b>	0.33	10	2	0.5	3.3	0.83	2.14
<b>0.625</b>	0.96	10	5	0.2	9.6	1.56	0.58
<b>1.125</b>	1	10	10	0.1	10	0.58	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	10	1	1	0	0.00	2.13
<b>0.125</b>	0.33	10	5	0.2	3.3	1.32	0.81
<b>0.625</b>	0.96	10	10	0.1	9.6	0.55	0.26
<b>1.125</b>	1	10	20	0.05	10	0.26	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	10	1	1	0	0.00	1.79
<b>0.125</b>	0.33	10	20	0.05	3.3	1.57	0.22
<b>0.625</b>	0.96	10	50	0.02	9.6	0.17	0.05
<b>1.125</b>	1	10	100	0.01	10	0.05	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.92. Daño esperado para la sistemas silvopastoriles dentro del área de la Cuenca del río Achiguate.<sup>[14]</sup>**

Ss							
Altura de inundada (m)	% de Daño	Valor (Q)	Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Daño (Q)	Di (Q)	Daño esperado (Q)
0	0	5	1	1	0	0.00	1.51
0.125	0.33	5	2	0.5	1.65	0.41	1.10
0.625	1	5	5	0.2	5	0.81	0.29
1.125	1	5	10	0.1	5	0.29	0.00

Altura de inundada (m)	% de Daño	Valor (Q)	Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Daño (Q)	Di (Q)	Daño esperado (Q)
0	0	5	1	1	0	0.00	1.08
0.125	0.33	5	5	0.2	1.65	0.66	0.42
0.625	1	5	10	0.1	5	0.28	0.13
1.125	1	5	20	0.05	5	0.13	0.00

Altura de inundada (m)	% de Daño	Valor (Q)	Período de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Daño (Q)	Di (Q)	Daño esperado (Q)
0	0	5	1	1	0	0.00	0.90
0.125	0.33	5	20	0.05	1.65	0.78	0.11
0.625	1	5	50	0.02	5	0.09	0.03
1.125	1	5	100	0.01	5	0.03	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.93. Daño esperado para la agroforestería con cultivos permanentes dentro del área de la cuenca del río Achiguate.** <sup>[14]</sup>

<b>Ap</b>							
<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	5	1	1	0	0.00	0.91
<b>0.125</b>	0.15	5	2	0.5	0.75	0.19	0.72
<b>0.625</b>	0.56	5	5	0.2	2.8	0.45	0.27
<b>1.125</b>	1	5	10	0.1	5	0.27	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	5	1	1	0	0.00	0.58
<b>0.125</b>	0.15	5	5	0.2	0.75	0.30	0.28
<b>0.625</b>	0.56	5	10	0.1	2.8	0.16	0.13
<b>1.125</b>	1	5	20	0.05	5	0.13	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0	5	1	1	0	0.00	0.43
<b>0.125</b>	0.15	5	20	0.05	0.75	0.36	0.07
<b>0.625</b>	0.56	5	50	0.02	2.8	0.05	0.03
<b>1.125</b>	1	5	100	0.01	5	0.03	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.94. Daño esperado para la tierra forestal para producción dentro del área de la cuenca del río Achiguate.** <sup>[14]</sup>

<b>F</b>							
<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0.07	2	1	1	0.14	0.00	0.43
<b>0.125</b>	0.25	2	2	0.5	0.5	0.16	0.27
<b>0.625</b>	0.45	2	5	0.2	0.9	0.16	0.11
<b>1.125</b>	1	2	10	0.1	2	0.11	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0.07	2	1	1	0.14	0.00	0.37
<b>0.125</b>	0.25	2	5	0.2	0.5	0.26	0.11
<b>0.625</b>	0.45	2	10	0.1	0.9	0.06	0.05
<b>1.125</b>	1	2	20	0.05	2	0.05	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
<b>0</b>	0.07	2	1	1	0.14	0.00	0.33
<b>0.125</b>	0.25	2	20	0.05	0.5	0.30	0.03
<b>0.625</b>	0.45	2	50	0.02	0.9	0.02	0.01
<b>1.125</b>	1	2	100	0.01	2	0.01	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

**Tabla No.95. Daño esperado para las viviendas dentro del área de la cuenca del río Achiguate.** <sup>[14]</sup>

<b>Vivienda</b>							
<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
0	0.09	1000	1	1	90	0.00	253.95
0.125	0.31	1000	2	0.5	310	100.00	153.95
0.625	0.56	1000	5	0.2	560	99.00	54.95
1.125	1	1000	10	0.1	1000	54.95	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
0	0.09	1000	1	1	90	0.00	221.90
0.125	0.31	1000	5	0.2	310	160.00	61.90
0.625	0.56	1000	10	0.1	560	36.00	25.90
1.125	1	1000	20	0.05	1000	25.90	0.00

<b>Altura de inundada (m)</b>	<b>% de Daño</b>	<b>Valor (Q)</b>	<b>Período de retorno</b>	<b>Probabilidad de ocurrencia</b>	<b>Daño (Q)</b>	<b>Di (Q)</b>	<b>Daño esperado (Q)</b>
0	0.09	1000	1	1	90	0.00	206.31
0.125	0.31	1000	20	0.05	310	190.00	16.31
0.625	0.56	1000	50	0.02	560	11.25	5.06
1.125	1	1000	100	0.01	1000	5.06	0.00

*Fuente: SEGEPLAN, 2011*

Mediante esta información se logra encontrar el daño esperado anual por cada metro cuadrado en cada una de las actividades de uso del suelo dentro de la cuenca para los diferentes rangos de período de retorno.

**Tabla No.96. Resumen de costo esperado por reposición por m2 para los distintos usos de suelo dentro del área de la cuenca del río Achiguate.**

Uso	Descripción	Costo Esperado anual (Q)
A	Agricultura sin limitaciones	3
Am	Agricultura con mejoras	5
Aa	Agroforestería con cultivos anuales	2
Ss	Sistemas silvopastoriles	1
Ap	Agroforestería con cultivos anuales	1
F	Tierras forestales para producción	0.4
Vivienda	Tierras forestales de protección	227
	Vivienda	

*Fuente: Propia*

**3.3.32.3. Cálculos hidrológicos de la cuenca, precipitación media y máxima, caudales máximos, volumen y nivel de escorrentía.** Se identificó las características principales de la cuenca, determinando la densidad de drenaje:

$$Dd = L / A \text{ km/km}^2$$

Donde:

- L: longitud total de las corrientes
- A: Área de la cuenca

Luego se identificó la densidad de corriente:

$$Ds = Ns/A$$

Donde:

- Ns: es el número de corrientes perennes e intermitentes
- A: área de la cuenca

Se procedió como siguiente paso a encontrar la longitud del cauce principal, el cual es la distancia entre la desembocadura y el nacimiento. Consiguiente a esto se encontró la forma de una cuenca por medio de la relación entre el área y el perímetro, por dos métodos

- Índice o coeficiente de compacidad (Kc):

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

- Factor de forma (Kf):

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

Finalizado los pasos anteriores se determino la pendiente:

$$S = \frac{D * L}{A}$$

Donde:

- D: diferencia de altura entre cada curva de nivel
- S: Pendiente media de la cuenca
- L: Longitud de las curvas de nivel dentro de la cuenca
- A: Área de la cuenca

Se calculó la evaporación la cual es fundamental cuando la información de las variables climáticas es restringida:

$$ETP = (0.24 + 0.0311T)(0.457T + 8.13)pD$$

Donde:

- T: temperatura media en Celsius
- p: porcentaje del total anual de horas luz
- D: numero de días en el período de cálculo

Se determinó la intensidad de lluvia mediante:

$$i = \frac{A}{(B + t)^n}$$

Donde:

- t: duración en min
- A, B y n: Son parámetros de la cuenca

Se procedieron a realizar los cálculos hidrológicos pertinentes a la cuenca del río Achiguate – Guacalate.

El calculo de caudales máximos de escorrentía se determino mediante varios métodos, cada una con sus pros y contras. Para estos cálculos se obtuvo la precipitación efectiva y precipitación máxima.

La precipitación efectiva se determinó mediante la precipitación media anual y su área, la cual determinamos mediante isoyetas.

Se procedió a obtener el valor del caudal máximo y el volumen de escurrimiento. Mediante dos métodos, el racional y con ayuda de los factores:

El tiempo de concentración se obtuvo y de esta manera el cálculo empírico del caudal se determino.

Principalmente se definió como la cuenca de estudio a la del río Achiguate, se encontró que esta es del tipo Exorreica ya que drena hacia el mar y tiene un área aproximada de 1291 km<sup>2</sup>.

Se determinó la densidad del drenaje mediante la Fórmula No. 15, la longitud total de las corrientes la cual es de 520.7 km y su área total la cual es de 1291 km<sup>2</sup>, obteniendo así un factor de 0.4 km/km<sup>2</sup>, indicándonos que cuenta con un drenaje pobre.

Se verificó posterior a esto la densidad de las corrientes, obteniendo un factor así de 0.09 recalando así el mal drenaje de la misma influyendo de esta manera en factores de amenaza como los presentados anteriormente, por la poca respuesta ante una tormenta y la facilidad de erosión en los suelos.

Se delimitó la longitud del cauce principal la cual es de 76.38 km, y se verificó el factor de compacidad, la cual nos dio un valor de 3.56 el cual nos indica que es alargado en lugar de circular ya que esta alejado de 1. Luego se encontró el factor de forma el cual es de 0.221.

Se procedió luego a encontrar el orden de la corriente la cual se expresa en el siguiente cuadro:

1. Número de orden y cantidad de corrientes.

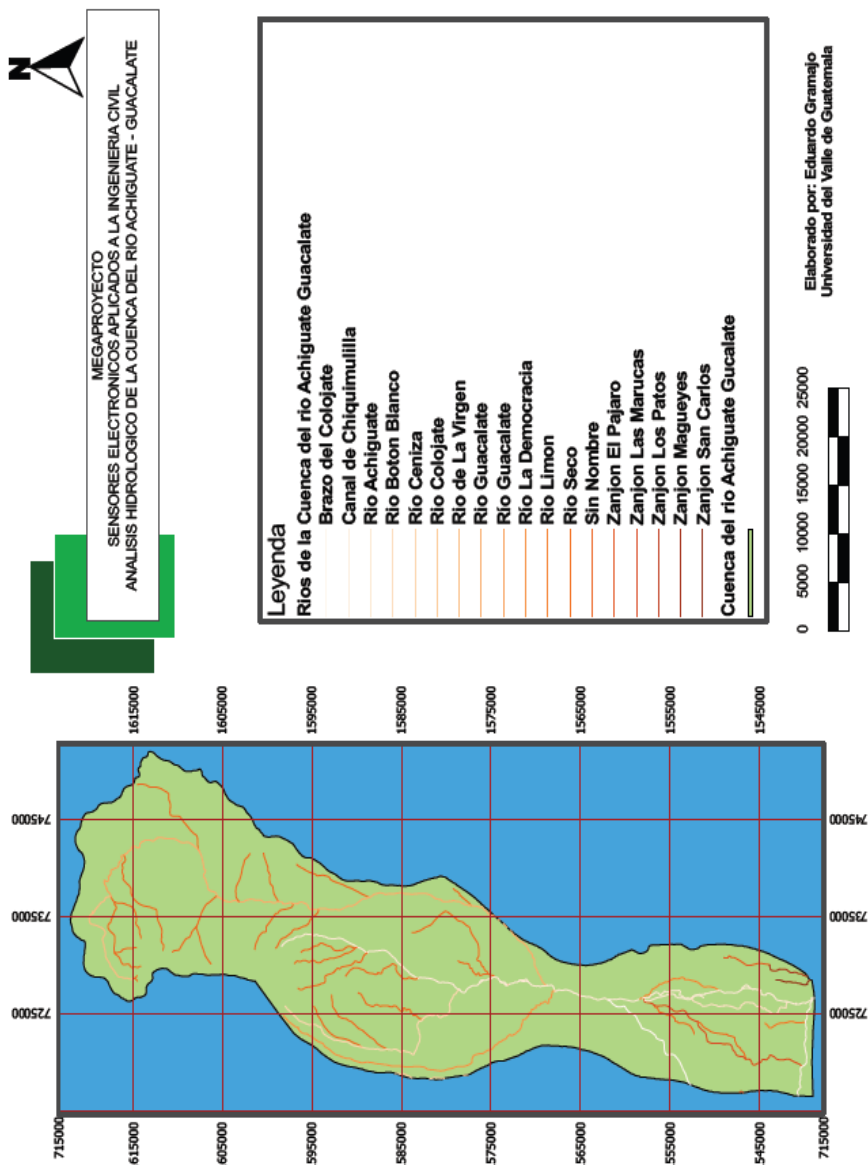
<b>Orden No</b>	<b>Corrientes</b>
<b>1</b>	29
<b>2</b>	7
<b>3</b>	2
<b>4</b>	1

*Fuente: Propia*

Se determina así que la cuenca se encuentra altamente ramificada para un área tan pequeña, brindando así la posibilidad de que presente un fuerte proceso de erosión.

Finalmente esto se determinó la pendiente de la corriente principal con ayuda de las curvas de nivel, encontrando que es de 2.16%.

Figura No. 192. Hidrografía de la cuenca del río Achiguate.



Fuente: INSIVUMEH, 2011

Luego de encontrados los datos anteriores y mediante la información histórica sobre la precipitación, recolectada mediante 6 estaciones, la cual es la cantidad mínima recomendada por el WMO la cual delimita un rango de 250 km<sup>2</sup> por estación dentro de la cuenca, debido a esto se presenta a continuación la información:

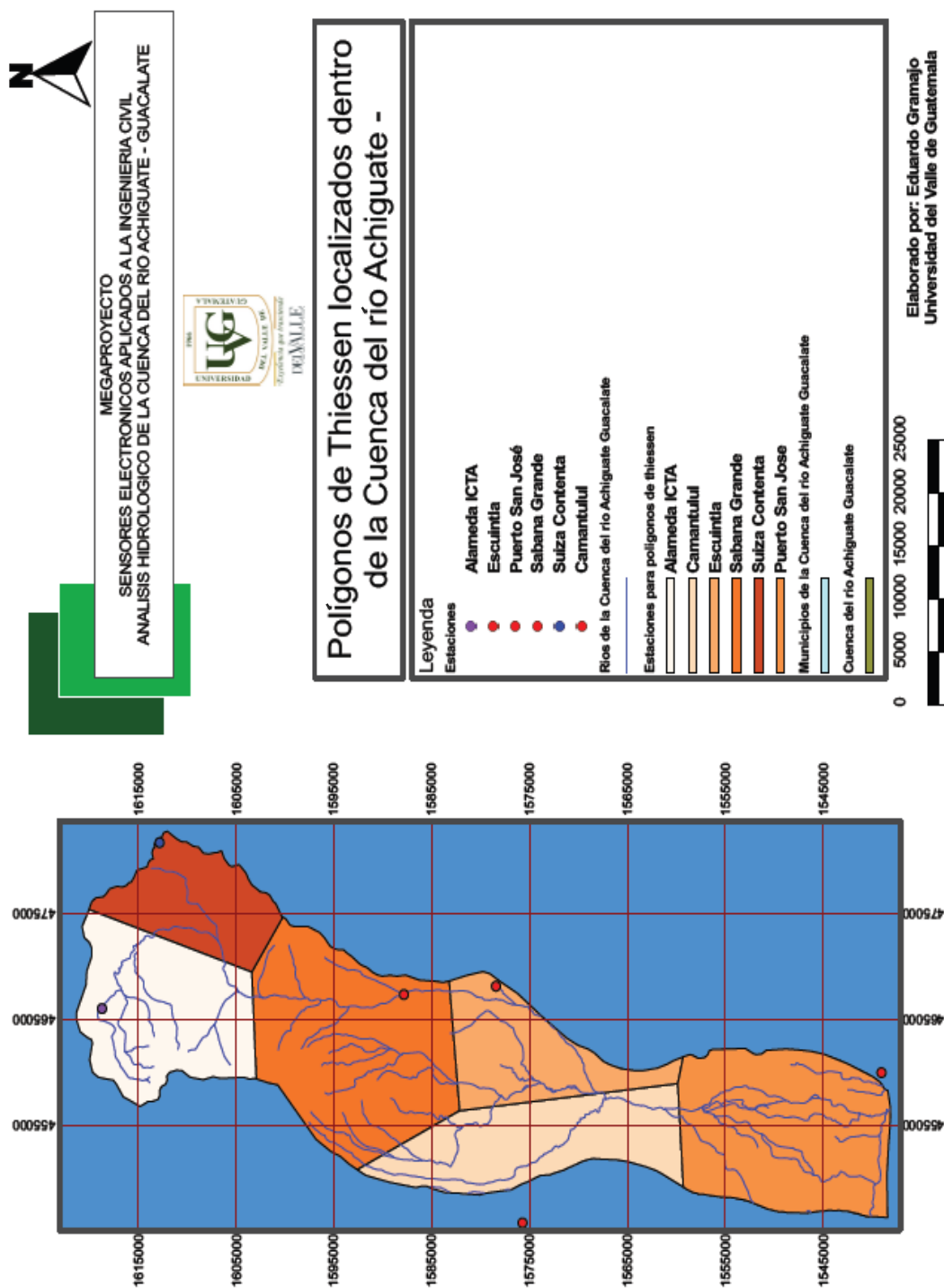
**Tabla No.97. Precipitación recolectada por las estaciones dentro del área de la cuenca del río Achiguate.**

<b>Estación</b>	<b>Días de lluvia anuales (días)</b>	<b>Lluvia anual (mm)</b>
<b>Puerto San José</b>	102.5	1732.3
<b>Escuintla</b>	136.7	2821.0
<b>Sabana Grande</b>	147.9	3186.6
<b>Alameda ICTA</b>	74.6	978.0
<b>Camantulul</b>	170.0	3718.3
<b>Suiza Contenta</b>	85.7	1109.3

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

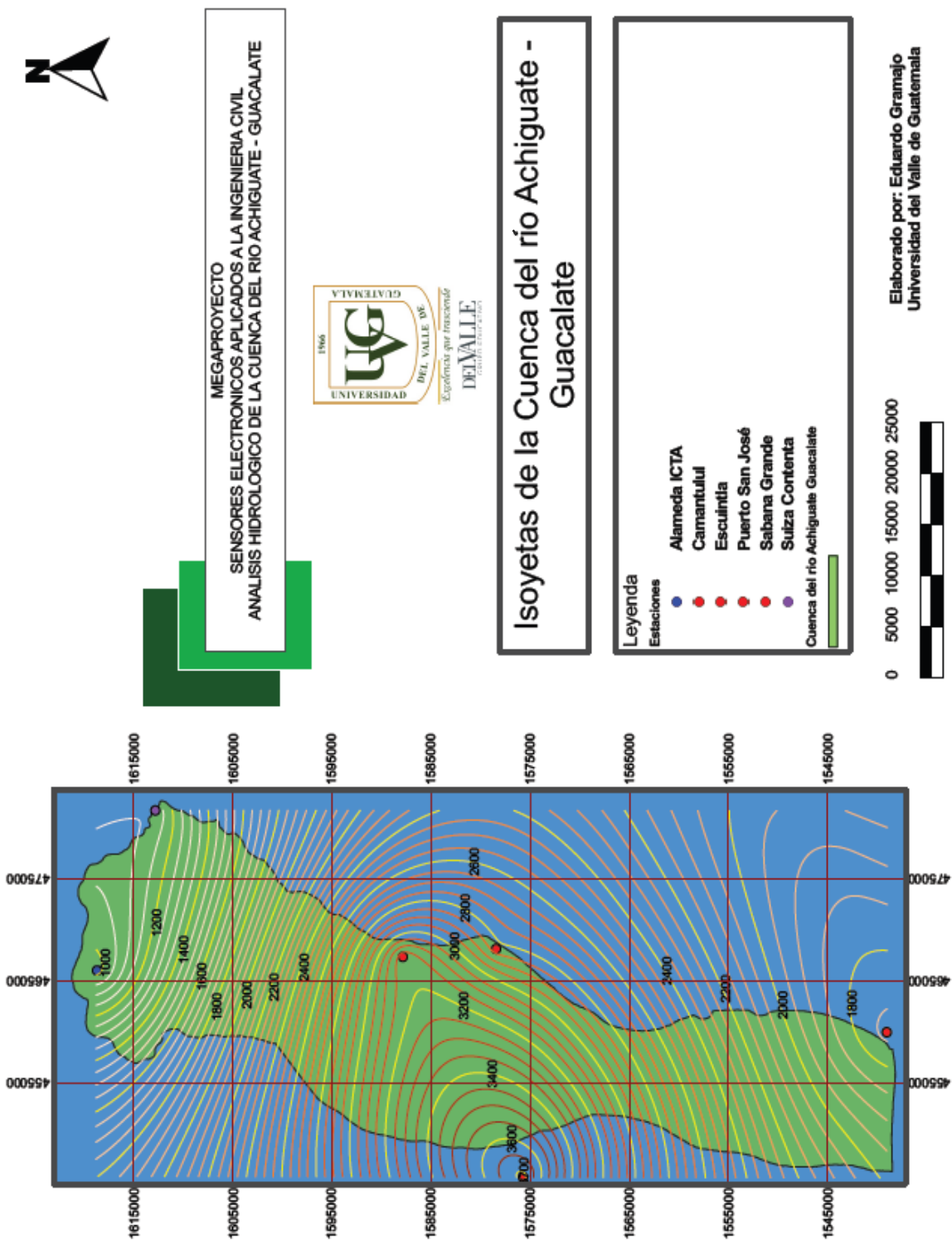
Se verificó que la precipitación otorgando un valor de 2257.58 mm al año. Identificando de primero el área de cada uno de los polígonos de influencia como se puede observar en el mapa siguiente.

**Figura No. 193. Polígonos de Thiessen localizadas dentro de la cuenca del río Achiguate.**



*Fuente: Elaboración Propia*

Figura No. 194. Isoyetas de la cuenca del río Achiguate.



Fuente: Elaboración Propia

**Tabla No.98. Área de influencia de cada estación determinada por medio de polígonos de Thiessen.**

<b>Estación</b>	<b>Área de influencia (km<sup>2</sup>)</b>
<b>Puerto San José</b>	283
<b>Escuintla</b>	143
<b>Sabana Grande</b>	320
<b>Alameda ICTA</b>	219
<b>Camantulul</b>	199
<b>Suiza Contenta</b>	127
<b>Total</b>	1,291

*Fuente: Elaboración Propia*

Mediante el mapeo y el resumen de áreas de cada uno de los polígonos se encontró la precipitación media la cual es de 2329.9 mm al año. Se observó que la precipitación promedio entre estos dos datos es de 2293.74 mm al año, siendo este el valor final a utilizar. Finalizado este calculo se procedió a determinar la precipitación efectiva multiplicada por el factor de 0.8 ya que las dos precipitaciones encontradas son mayores a 75 mm/mes.

Las precipitaciones efectivas encontradas son de: 1806.064 mm al año y 1863.92 mm al año respectivamente obteniendo un promedio final de 1834.992 mm al año.

Se calculó la evaporación planteada en la metodología con la cual se asumió que la cantidad de horas luz al día era de 12.5 horas dando un promedio en un mes de 52.08% el cual por medio de la temperatura y la cantidad de días nos da el valor requerido el cual es de 279.84 mm al año.

**Tabla No.99. Lluvia máxima en 24 h determinada en cada estación localizada dentro de la cuenca del río Achiguate.**

Estación	Lluvia en 24 h (mm) tr = 2	Lluvia en 24 h (mm) tr = 10	Lluvia en 24 h (mm) tr = 15	Lluvia en 24 h (mm) tr = 30
<b>Puerto San José</b>	32.19	42.23	-	118.25
<b>Escuintla</b>	38.1	-	109.88	-
<b>Sabana Grande</b>	38.87	44.98	-	-
<b>Alameda ICTA</b>	41.9	-	-	-
<b>Camantulul</b>	40	-	52	-

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

La precipitación máxima en veinticuatro horas se determino mediante dos métodos el primero por medio de la lluvia diaria de las estaciones, mencionadas anteriormente, esta se multiplico por un factor de 1.13 para convertirlo en máxima de 24 h, este factor lo otorgo el INSIVUMEH, la segunda se encontró gracias a las curvas de lluvia máxima en 24 h para períodos de retorno de 2, 10 y 30 años realizados por el INSIVUMEH.

**Tabla No.100. Lluvia máxima en 24 h determinada mediante dos métodos.**

	Lluvia máxima en 24 h – mm (Método 1)	Lluvia máxima en 24 h - mm (Método 2)
<b>tr = 2</b>	43.18	93.33
<b>tr = 10</b>	49.27	135
<b>tr = 30</b>	133.62	137.5

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

Finalmente todos estos análisis se procedió a calcular el caudal de manera teórica y se encontró analizando por primer punto el tiempo de concentración el cual es de 9.38 horas, luego se encontró el coeficiente de escurrimiento, mediante el porcentaje de uso de la tierra dentro de la cuenca y se presenta en el siguiente cuadro:

**Tabla No.101. Coeficiente de escurrimiento calculado por medio de los porcentajes de uso de la tierra.**

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>% del Área</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento</b>	<b>Coefficiente ponderado</b>
<b>A</b>	Agricultura sin limitaciones	17%	0.4	0.068
<b>Am</b>	Agricultura con mejoras	43%	0.5	0.215
<b>Aa</b>	Agroforestería con cultivos anuales	5%	0.62	0.031
<b>Ss</b>	Sistemas silvopastoriles	1%	0.32	0.0032
<b>Ap</b>	Agroforestería con cultivos anuales	17%	0.65	0.1105
<b>F</b>	Tierras forestales para producción	1%	0.4	0.004
<b>Fp</b>	Tierras forestales de protección	1%	0.3	0.003
<b>Vivienda</b>	Vivienda	16%	0.875	0.14
		100%		0.5747

*Fuente: Elaboración Propia*

Se encontró la intensidad mediante las tablas de factores:

**Tabla No.102. Factores de ajuste para la fórmula de intensidad de lluvia para las estaciones dentro de la cuenca del río Achiguate.**

<b>Tr</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>Puerto San José</b>								
<b>A</b>	3,033	10,863	403,800	145,300	139,600	136,555	127,530	125,200
<b>B</b>	35	60	140	140	140	140	140	140
<b>N</b>	0.87	1.05	1595	1.383	1.374	1.369	1.354	1.349
<b>R2</b>	0.994	0.976	0.964	0.93	0.929	0.928	0.927	0.927

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Continuación Tabla No. 102. Factores de ajuste para la fórmula de intensidad de lluvia para las estaciones dentro de la cuenca del río Achiguate.**

<b>Tr</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>Sabana Grande</b>								
<b>A</b>	4,485	6,145	33,770	31,550	31,330	31,110	30,760	30,070
<b>B</b>	25	30	40	40	40	40	40	40
<b>N</b>	0.973	0.986	1.292	1.273	1.271	1.268	1.264	1.257
<b>R2</b>	0.992	0.993	0.989	0.989	0.989	0.989	0.989	0.989
<b>Alameda ICTA</b>								
<b>A</b>	21,810	105,300	639,800	319,800	311,660	302,850	290,500	283,480
<b>B</b>	35	45	70	65	65	65	65	65
<b>N</b>	1.451	1.701	1.954	1.819	1.812	1.805	1.794	1.787
<b>R2</b>	0.995	0.983	0.987	0.985	0.985	0.985	0.984	0.984
<b>Camantulul</b>								
<b>A</b>	226,260	42,560	27,420	15,540	10,590	10,580	10,300	10,110
<b>B</b>	80	70	65	40	35	35	35	35
<b>N</b>	1.654	1.284	1.187	1.1	1.029	1.028	1.02	1.014
<b>R2</b>	0.96	0.984	0.966	0.987	0.987	0.987	0.987	0.987

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

La intensidad de lluvia para los distintos períodos de retorno es de esta manera la siguiente:

**Tabla No.103. Intensidad de lluvia por período de retorno.** <sup>[13]</sup>

<b>Análisis general</b>	
<b>Período de retorno en (años)</b>	<b>Intensidad de lluvia (mm/h)</b>
<b>2</b>	6.97
<b>10</b>	8.88
<b>20</b>	10.53
<b>25</b>	10.92
<b>30</b>	11.02
<b>50</b>	11.30
<b>100</b>	11.50

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

Por último se calcularon los caudales máximos para cada uno de los tiempos de retorno planteados, se expresan los resultados en la siguiente tabla:

**Tabla No.104. Caudal máximo por período de retorno.** <sup>[13]</sup>

<b>Período de retorno en (años)</b>	<b>Intensidad de lluvia (mm/h)</b>	<b>Ka</b>	<b>Coefficiente de escurrimiento</b>	<b>Área de la cuenca (Km2)</b>	<b>K</b>	<b>Caudal máximo (m3/s)</b>
<b>2</b>	6.97	0.79	0.5747	1291	1.539668617	1754.78
<b>10</b>	8.88	0.79	0.5747	1291	1.539668617	2234.93
<b>20</b>	10.53	0.79	0.5747	1291	1.539668617	2649.84
<b>25</b>	10.92	0.79	0.5747	1291	1.539668617	2747.47
<b>30</b>	11.02	0.79	0.5747	1291	1.539668617	2773.96
<b>50</b>	11.30	0.79	0.5747	1291	1.539668617	2843.43
<b>100</b>	11.50	0.79	0.5747	1291	1.539668617	2895.56

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

Después se calculó el Caudal máximo únicamente que para el área de Alotenango, CA-2 y Masagua ubicados en la Sub Cuenca Guacalate, de la Cuenca del río Achiguatate, se realizó el mismo procedimiento al anterior y se obtuvo así, que el coeficiente de escurrimiento utilizado para los tres puntos es igual al anterior ya que el uso de la tierra es similar, el tiempo de concentración se encontró mediante otra pendiente la cual es de 1.33% para Alotenango, 2.58% para CA-2 y 1.79% para Masagua, un área de 372.65 km<sup>2</sup> para Alotenango, 542.31 km<sup>2</sup> para CA-2 y 621.39 km<sup>2</sup> para Masagua y una longitud del cauce principal de 24.46 km para Alotenango, 52.05 km para la CA-2 y 89.67 km para Masagua, dando como resultado así un tiempo de concentración de 4.98 horas para Alotenango, 6.24 horas para CA-2 y 7.02 horas para Masagua. Luego se procedió a calcular la intensidad con estos datos y se obtuvo los siguientes resultados:

**Tabla No.105. Intensidad de lluvia por período de retorno en Alotenango.** <sup>[13]</sup>

<b>Análisis Alotenango</b>	
<b>Período de retorno en (años)</b>	<b>Intensidad de lluvia (mm/h)</b>
<b>2</b>	10.46
<b>10</b>	12.17
<b>20</b>	12.99
<b>25</b>	13.09
<b>30</b>	13.24
<b>50</b>	13.44
<b>100</b>	13.68

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.106. Intensidad de lluvia por período de retorno en CA-2.**

<b>Análisis CA-2</b>	
<b>Período de retorno en (años)</b>	<b>Intensidad de lluvia (mm/h)</b>
<b>2</b>	8.36
<b>10</b>	9.15
<b>20</b>	9.83
<b>25</b>	9.91
<b>30</b>	10.03
<b>50</b>	10.19
<b>100</b>	10.38

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.107. Intensidad de lluvia por período de retorno en Masagua.** <sup>[13]</sup>

Análisis Masagua	
Período de retorno en (años)	Intensidad de lluvia (mm/h)
2	7.43
10	7.87
20	8.48
25	8.55
30	8.65
50	8.80
100	8.98

Fuente: INSIVUMEH, 2011

Por último se calcularon los caudales máximos para cada uno de los tiempos de retorno planteados, se expresan los resultados en la siguiente tabla:

**Tabla No.108. Caudal máximo por período de retorno en Alotenango.** <sup>[13]</sup>

Período de retorno en (años)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Ka	Coefficiente de escurrimiento	Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> )	K	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
2	10.46	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	695.46
10	12.17	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	808.83
20	12.99	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	863.47
25	13.09	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	870.05
30	13.24	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	879.69
50	13.44	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	893.05
100	13.68	0.83	0.5747	372.647	1.347211531	909.04

Fuente: INSIVUMEH, 2011

**Tabla No.109. Caudal máximo por período de retorno en CA-2.** <sup>[13]</sup>

Período de retorno en (años)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Ka	Coefficiente de escurrimiento	Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> )	K	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
2	8.36	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	837.46
10	9.15	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	916.11
20	9.83	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	984.29
25	9.91	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	992.25
30	10.03	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	1004.00
50	10.19	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	1020.21
100	10.38	0.82	0.5747	542.305	1.413498697	1039.93

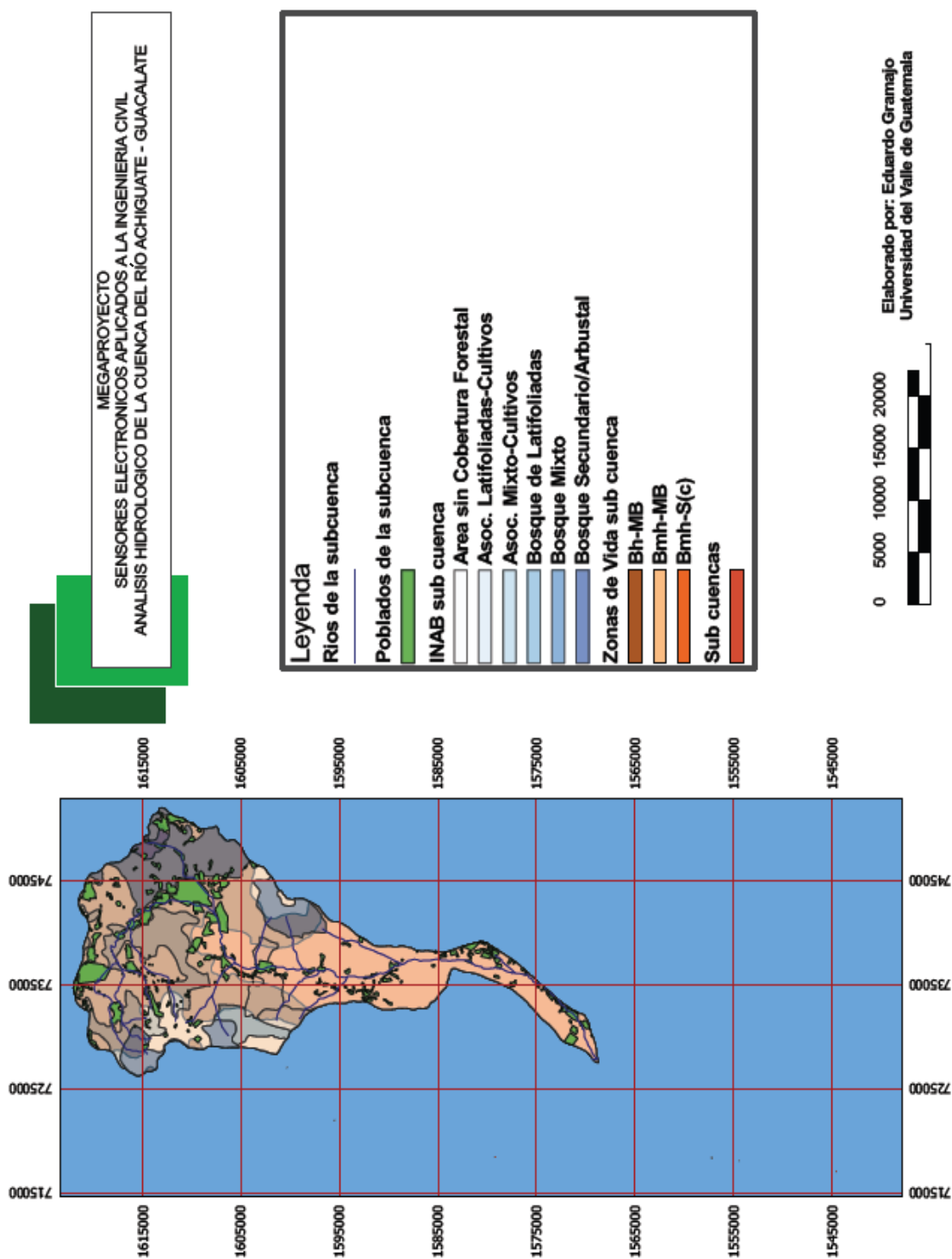
*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.110. Caudal máximo por período de retorno en Masagua.** <sup>[13]</sup>

Período de retorno en (años)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Ka	Coefficiente de escurrimiento	Área de la cuenca (Km <sup>2</sup> )	K	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)
2	7.43	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	870.59
10	7.87	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	921.18
20	8.48	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	992.97
25	8.55	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	1001.22
30	8.65	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	1013.48
50	8.80	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	1030.34
100	8.98	0.81	0.5747	621.387	1.449481393	1051.05

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

Figura No. 195. Población, zonas de vida y usos del suelo para la sub cuenca Guacalate de la cuenca del río Achiguate.



Fuente: MAGA, 2007

**Tabla No.111. Caudal máximo por período de retorno en Alotenango método envolvente.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia envolvente
2	372.647	I	0.08	1.03	1.6	56.97
5	372.647	I	0.08	1.03	2.3	81.894
10	372.647	I	0.08	1.03	2.8	99.698
20	372.647	I	0.08	1.03	3.28	116.789
25	372.647	I	0.08	1.03	3.44	122.486
30	372.647	I	0.08	1.03	3.58	127.47
50	372.647	I	0.08	1.03	3.95	140.645
100	372.647	I	0.08	1.03	4.44	158.092

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.112. Caudal máximo por período de retorno en Alotenango método Gumbel**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia Gumbel
2	372.647	I	0.08	1.03	0.89	31.69
5	372.647	I	0.08	1.03	1.74	61.955
10	372.647	I	0.08	1.03	2.3	81.894
20	372.647	I	0.08	1.03	2.84	101.122
25	372.647	I	0.08	1.03	3.01	107.175
30	372.647	I	0.08	1.03	3.14	111.804
50	372.647	I	0.08	1.03	3.53	125.69
100	372.647	I	0.08	1.03	4.05	144.205

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.113. Caudal máximo por periodo de retorno en Alotenango método log-normal.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia log-normal
2	372.647	I	0.08	1.03	0.82	29.197
5	372.647	I	0.08	1.03	1.43	50.917
10	372.647	I	0.08	1.03	1.89	67.296
20	372.647	I	0.08	1.03	2.37	84.387
25	372.647	I	0.08	1.03	2.53	90.084
30	372.647	I	0.08	1.03	2.66	94.713
50	372.647	I	0.08	1.03	3.04	108.243
100	372.647	I	0.08	1.03	3.59	127.827

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.114. Caudal máximo por periodo de retorno en CA-2 método envolvente.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia envolvente
2	532.377	I	0.08	1.03	1.6	82.265
5	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
10	532.377	I	0.08	1.03	2.8	143.964
20	532.377	I	0.08	1.03	3.28	168.644
25	532.377	I	0.08	1.03	3.44	176.87
30	532.377	I	0.08	1.03	3.58	184.068
50	532.377	I	0.08	1.03	3.95	203.092
100	532.377	I	0.08	1.03	4.44	228.286

A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia envolvente	Q total
9.928	III	0.26	1.04	1.45	4.103	86.368
9.928	III	0.26	1.04	2.24	6.338	124.594
9.928	III	0.26	1.04	2.85	8.064	152.028
9.928	III	0.26	1.04	3.47	9.818	178.462
9.928	III	0.26	1.04	3.72	10.526	187.396
9.928	III	0.26	1.04	3.87	10.95	195.018
9.928	III	0.26	1.04	4.36	12.337	215.429
9.928	III	0.26	1.04	5.1	14.43	242.716

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.115. Caudal máximo por período de retorno en CA-2 método Gumbel.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia Gumbel
2	532.377	I	0.08	1.03	0.89	45.76
5	532.377	I	0.08	1.03	1.74	89.463
10	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
20	532.377	I	0.08	1.03	2.84	146.021
25	532.377	I	0.08	1.03	3.01	154.761
30	532.377	I	0.08	1.03	3.14	161.445
50	532.377	I	0.08	1.03	3.53	181.497
100	532.377	I	0.08	1.03	4.05	208.234

A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia gumbel	Q total
9.928	III	0.26	1.04	0.87	2.462	48.222
9.928	III	0.26	1.04	1.84	5.206	94.67
9.928	III	0.26	1.04	2.48	7.017	125.273
9.928	III	0.26	1.04	3.09	8.743	154.764
9.928	III	0.26	1.04	3.29	9.309	164.07
9.928	III	0.26	1.04	3.44	9.733	171.179
9.928	III	0.26	1.04	3.89	11.007	192.504
9.928	III	0.26	1.04	4.48	12.676	220.91

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.116. Caudal máximo por período de retorno en CA-2 método log-normal.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia log-normal
<b>2</b>	532.377	I	0.08	1.03	0.82	42.161
<b>5</b>	532.377	I	0.08	1.03	1.43	73.524
<b>10</b>	532.377	I	0.08	1.03	1.89	97.176
<b>20</b>	532.377	I	0.08	1.03	2.37	121.855
<b>25</b>	532.377	I	0.08	1.03	2.53	130.082
<b>30</b>	532.377	I	0.08	1.03	2.66	136.766
<b>50</b>	532.377	I	0.08	1.03	3.04	156.304
<b>100</b>	532.377	I	0.08	1.03	3.59	184.582

A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia log - normal	Q total
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	0.66	1.867	44.028
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	1.16	3.282	76.807
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	1.75	4.952	102.127
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	2.55	7.215	129.07
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	2.87	8.121	138.202
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	3.15	8.913	145.679
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	4.06	11.488	167.792
<b>9.928</b>	III	0.26	1.04	5.62	15.902	200.484

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.117. Caudal máximo por período de retorno en Masagua método envolvente.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia envolvente
2	532.377	I	0.08	1.03	1.6	82.265
5	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
10	532.377	I	0.08	1.03	2.8	143.964
20	532.377	I	0.08	1.03	3.28	168.644
25	532.377	I	0.08	1.03	3.44	176.870
30	532.377	I	0.08	1.03	3.58	184.068
50	532.377	I	0.08	1.03	3.95	203.092
100	532.377	I	0.08	1.03	4.44	228.286

A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia envolvente	Q total
89.010	III	0.26	1.04	1.45	40.157	122.422
89.010	III	0.26	1.04	2.24	62.035	180.291
89.010	III	0.26	1.04	2.85	78.929	222.893
89.010	III	0.26	1.04	3.47	96.099	264.743
89.010	III	0.26	1.04	3.72	103.023	279.893
89.010	III	0.26	1.04	3.87	107.177	291.245
89.010	III	0.26	1.04	4.36	120.747	323.839
89.010	III	0.26	1.04	5.1	141.241	369.526

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.118. Caudal máximo por período de retorno en Masagua método Gumbel.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia Gumbel
2	532.377	I	0.08	1.03	0.89	45.760
5	532.377	I	0.08	1.03	1.74	89.463
10	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
20	532.377	I	0.08	1.03	2.84	146.021
25	532.377	I	0.08	1.03	3.01	154.761
30	532.377	I	0.08	1.03	3.14	161.445
50	532.377	I	0.08	1.03	3.53	181.497
100	532.377	I	0.08	1.03	4.05	208.234

A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia Gumbel	Q total
89.010	III	0.26	1.04	0.87	24.094	69.854
89.010	III	0.26	1.04	1.84	50.957	140.421
89.010	III	0.26	1.04	2.48	68.682	186.938
89.010	III	0.26	1.04	3.09	85.575	231.596
89.010	III	0.26	1.04	3.29	91.114	245.875
89.010	III	0.26	1.04	3.44	95.268	256.714
89.010	III	0.26	1.04	3.89	107.731	289.228
89.010	III	0.26	1.04	4.48	124.070	332.304

Fuente: INSIVUMEH, 2011

**Tabla No.119. Caudal máximo por período de retorno en Masagua método log-normal.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia log-normal
2	532.377	I	0.08	1.03	0.82	42.161
5	532.377	I	0.08	1.03	1.43	73.524
10	532.377	I	0.08	1.03	1.89	97.176
20	532.377	I	0.08	1.03	2.37	121.855
25	532.377	I	0.08	1.03	2.53	130.082
30	532.377	I	0.08	1.03	2.66	136.766
50	532.377	I	0.08	1.03	3.04	156.304
100	532.377	I	0.08	1.03	3.59	184.582

A	Región	B	n	Factor K	Q según curva de frecuencia log - normal	Q total
89.010	III	0.26	1.04	0.66	18.278	60.439
89.010	III	0.26	1.04	1.16	32.125	105.650
89.010	III	0.26	1.04	1.75	48.465	145.641
89.010	III	0.26	1.04	2.55	70.620	192.476
89.010	III	0.26	1.04	2.87	79.483	209.564
89.010	III	0.26	1.04	3.15	87.237	224.003
89.010	III	0.26	1.04	4.06	112.439	268.742
89.010	III	0.26	1.04	5.62	155.642	340.224

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.120. Caudal máximo por período de retorno en Alotenango método Creager. <sup>[73]</sup>**

Tr	A	Región	Factor C	q (m3/s/km2)	Q (m3/s)
2	372.647	I	1.6	0.185	69.009
5	372.647	I	2.3	0.266	99.200
10	372.647	I	2.8	0.324	120.765
20	372.647	I	3.28	0.380	141.468
25	372.647	I	3.44	0.398	148.369
30	372.647	I	3.58	0.414	154.407
50	372.647	I	3.95	0.457	170.365
100	372.647	I	4.44	0.514	191.499

Fuente: INSIVUMEH, 2011

**Tabla No.121. Caudal máximo por periodo de retorno en CA-2 método Creager. <sup>[73]</sup>**

Tr	A	Región	Factor C	q (m3/s/km2)	Q (m3/s)	A	Región	Factor C	q (m3/s/km2)	Q (m3/s)	Q total
2	532.377	I	1.6	0.156	83.246	9.928	III	1.45	0.587	5.826	89.072
5	532.377	I	2.3	0.225	119.666	9.928	III	2.24	0.907	9.000	128.666
10	532.377	I	2.8	0.274	145.680	9.928	III	2.85	1.153	11.451	157.131
20	532.377	I	3.28	0.321	170.654	9.928	III	3.47	1.404	13.942	184.596
25	532.377	I	3.44	0.336	178.978	9.928	III	3.72	1.506	14.947	193.925
30	532.377	I	3.58	0.350	186.262	9.928	III	3.87	1.566	15.550	201.812
50	532.377	I	3.95	0.386	205.513	9.928	III	4.36	1.765	17.518	223.031
100	532.377	I	4.44	0.434	231.007	9.928	III	5.1	2.064	20.492	251.499

Fuente: INSIVUMEH, 2011

**Tabla No.122. Caudal máximo por periodo de retorno en Masagua método creager.<sup>[73]</sup>**

Tr	A	Region	Factor	q	Q	A	Region	Factor	q	Q	Q total
			C	(m3/s/km2)	(m3/s)			C	(m3/s/km2)	(m3/s)	
2	532.377	I	1.6	0.156	83.246	89.01	III	1.45	0.306	27.236	110.482
5	532.377	I	2.3	0.225	119.666	89.01	III	2.24	0.473	42.075	161.741
10	532.377	I	2.8	0.274	145.680	89.01	III	2.85	0.601	53.533	199.213
20	532.377	I	3.28	0.321	170.654	89.01	III	3.47	0.732	65.179	235.832
25	532.377	I	3.44	0.336	178.978	89.01	III	3.72	0.785	69.875	248.853
30	532.377	I	3.58	0.350	186.262	89.01	III	3.87	0.817	72.692	258.954
50	532.377	I	3.95	0.386	205.513	89.01	III	4.36	0.920	81.896	287.409
100	532.377	I	4.44	0.434	231.007	89.01	III	5.1	1.076	95.796	326.803

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**3.3.32.4. Determinación práctica de valores de velocidad de flujo y caudal.** Se realizó este procedimiento mediante un aforo con molinete en 3 puntos distintos dentro de la cuenca del río Achiguate exactamente sobre el río Guacalate, siendo estas en Alotenango, en la CA-2 y en Masagua.

Este procedimiento nos sirve para determinar la velocidad real del flujo mediante las revoluciones de una hélice por segundo. Los pasos que se realizaron fueron la elección de los tramos, encontrar tirantes de agua mayores a 0.3 m, se dividió la sección transversal del tramo para que cada sección contuviera el 10% del caudal total, se tomaron medidas a 0.6 o 0.2 m de la profundidad total ya que no es muy profundo el tramo, la precisión de estos procedimientos es de 2 a 5%.

Posterior a esto se realizaron los cálculos mediante hojas de Excel y se determino el caudal final en los 3 puntos para luego mediante un análisis, se comprobaron los datos de los niveles en esos puntos para determinado caudal y así poder predecir la altura de alerta todo esto.

Se encontró de esta manera que los caudales en los tres puntos de análisis tanto en Alotenango, puente Guacalate en la CA-2 y en Masagua fueron de 2.701 m<sup>3</sup>/s, 27.16 m<sup>3</sup>/s y 22.745 m<sup>3</sup>/s, El área de la sección de cada uno fue de 2.94 m<sup>2</sup>, 12.675 m<sup>2</sup> y 12.8 m<sup>2</sup>, el perímetro mojado de 7.753 m, 21.024 y 31.85 m, el ancho 7.52 m, 20.86 m y 31.73 m, la

profundidad media 0.376 m, 0.582 m y 0.401 m y la profundidad máxima de 0.61 m, 0.9 m y 0.62 m respectivamente.

Con estas mediciones de caudal máximo por los distintos métodos aplicados, se eligió el dato de menor valor el cual fue por medio del método de Log- Normal con esto y el cálculo de los niveles del río en el momento de la toma de datos se analizó la altura de alerta, obteniendo así los datos de nivel expresados en las siguientes tablas:

**Tabla No.123. Nivel del agua con respecto al caudal por período de retorno, para el área de Masagua.** <sup>[13]</sup>

<b>Período de retorno en (años)</b>	<b>Nivel del agua Masagua Sección Actual</b>	<b>Nivel del agua Masagua Sección Completa</b>
<b>2</b>	1.6682	1.2658
<b>5</b>	2.3894	1.7809
<b>10</b>	2.9490	2.1693
<b>20</b>	3.5505	2.5769
<b>25</b>	3.7595	2.7162
<b>30</b>	3.9326	2.8309
<b>50</b>	4.4518	3.1702
<b>100</b>	5.2394	3.6735

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.124. Nivel del agua con respecto al caudal por período de retorno, para el área de puente Guacalate sobre la CA-2. <sup>[13]</sup>**

Período de retorno en (años)	Nivel del agua CA-2 Sección actual	Nivel del Agua CA-2 sección completa
2	1.5531	0.9410
5	2.2434	1.3178
10	2.7205	1.5665
20	3.1962	1.8061
25	3.3518	1.8828
30	3.4775	1.9442
50	3.8412	2.1190
100	4.3609	2.3621

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

**Tabla No.125. Nivel del agua con respecto al caudal por período de retorno, para el área de Alotenango. <sup>[13]</sup>**

Período de retorno en (años)	Nivel del agua Alotenango sección actual	Nivel del agua Alotenango sección completa
2	1.6676	1.2757
5	2.5315	1.8558
10	3.1479	2.2513
20	3.7738	2.6412
25	3.9796	2.7673
30	4.1461	2.8686
50	4.6290	3.1593
100	5.3205	3.5685

*Fuente: INSIVUMEH, 2011*

### **3.3.33. Metodología de los experimentos.**

#### ***3.3.33.1. Desarrollo 1: Determinación de las condiciones y requerimientos de la estación.***

##### ***3.3.33.1.1 Investigación***

###### ***3.3.33.1.1.1 Diseño del prototipo del sensor medidor de nivel.***

El propósito del sensor medidor de nivel es poder servir como un instrumento de gran potencial para el uso de sistemas de alerta temprana de bajo presupuesto. La importancia de que el sistema se pueda realizar con bajo presupuesto se debe a las dificultades que se han presentado para reemplazar los instrumentos de monitoreo hidrológico. Para cumplir este principio, se requirió utilizar materiales de bajo costo fabricados con materiales y tecnología comunes. Asimismo debe ser de fácil fabricación, instalación y operación.

Para no comprometer la seguridad del operador y facilitar la utilización del sensor se propuso un sistema de acceso a las medidas tomadas por la estación vía mensaje de texto. De esta forma se evita al operador acercarse al río crecido y el peligro que esto supone. El operador puede tomar una lectura donde se encuentre.

Además, se configuró el prototipo para que tome lecturas cada vez que el nivel cambie, y que recolecte los datos de las mediciones, para poder crear una base de datos de las variaciones del nivel del río. La base de datos puede ser de utilidad para establecer el comportamiento del río y ciclos de crecidas.

Como parte de la investigación para determinar las condiciones y requerimientos del prototipo se realizó una visita de campo en temporada seca (verano) para conocer las condiciones del sitio de instalación. A continuación se presentan las imágenes de la ubicación y sitios propuestos para la instalación del mismo.

**Figura No. 196** Señalización del puente y río ubicados en la CA-02 en el 62.5km.



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura No. 197.** Vista superior de los puentes sobre el río Guacalate



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 198.** Vista inferior de los puentes sobre el río Guacalate



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 199.** Vista del río Guacalate bajo el puente de concreto reforzado.



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 200.** Vista del río Guacalate en las afueras de Alotenango.



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 201.** Vista del río Guacalate en las afueras de Alotenango.



*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.3.33.1.2 Desarrollo.

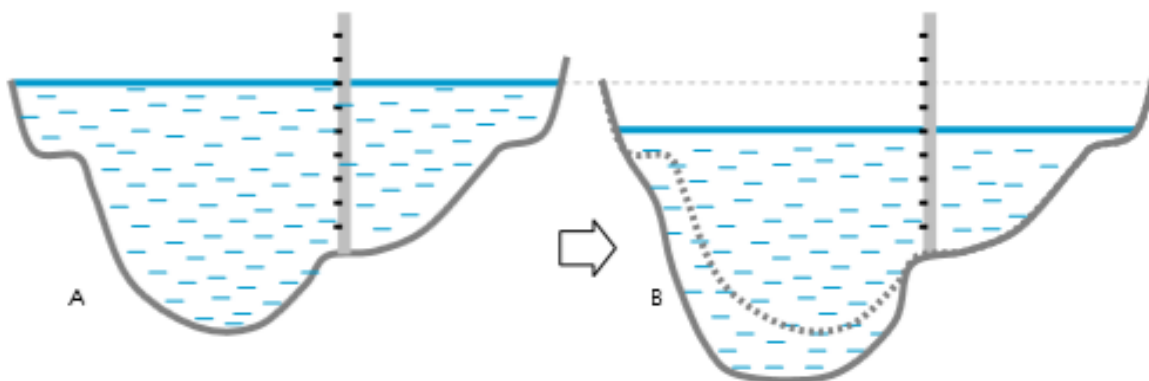
#### 3.3.33.1.2.1. Requerimientos del sitio para la instalación del prototipo.

Para identificar el sitio donde se instalaría el prototipo tomaron en cuenta ciertas consideraciones hidrológicas para que lograr mediciones más exactas del nivel del agua.

Para asegurar que las mediciones hechas en momentos distintos sean comparables entre sí, es necesaria una sección transversal estable. Es decir que la forma de la sección se mantenga a lo largo del tiempo.

El cambio en una sección A a B; ambas con un caudal de la misma magnitud. En la sección en su estado original A el Sensor marcaría un nivel determinado para el caudal dado, pero en la segunda B, un caudal igual marcaría un nivel más bajo. Evidentemente la información antes y después del cambio ya no es igual.

**Figura No. 202.** Cambio en sección transversal del río y efecto en la medición del nivel.



*Fuente: Sensor de nivel de río: Manual para su fabricación, instalación y operación.  
CONRED, noviembre 2010*

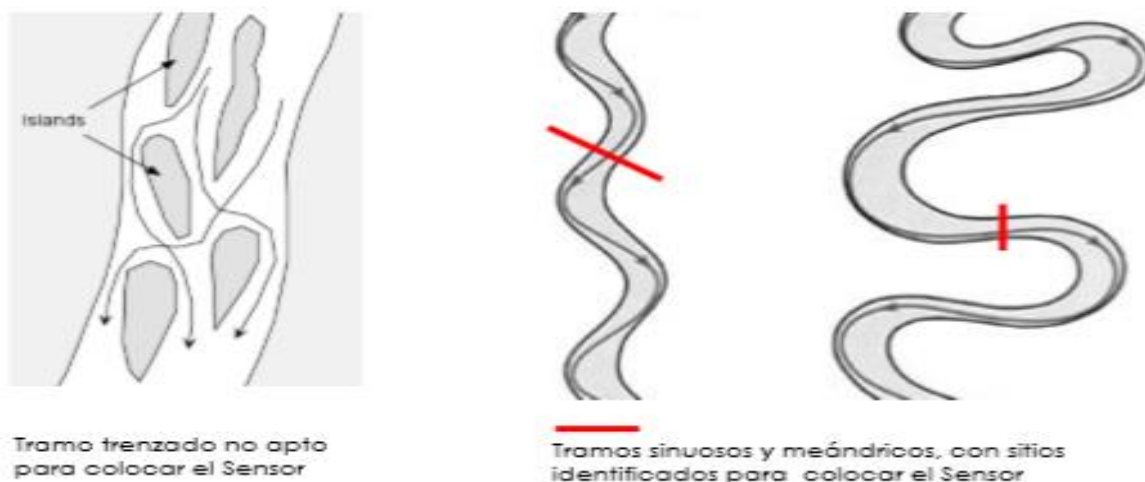
En diferentes tramos de un río, se pueden encontrar distintos patrones que adopta la corriente, usualmente se reconocen tramos trenzados, meándricos y con menor frecuencia tramos rectos.

Los tramos trenzados son aquellos en los que la corriente principal se divide en varios canales menores que se unen y separan sucesivamente. El Sensor no debe ubicarse en un tramo de estas

características porque no se podrá establecer una clara relación entre la altura del agua corriente arriba y la altura del agua corriente abajo, ya que siempre una parte significativa del agua del río fluirá por un canal distinto al que se está monitoreando.

Los tramos meandricos son aquellos que presentan una serie de curvas pronunciadas en su recorrido. Los tramos rectos en los ríos son poco comunes y usualmente lo son por una distancia corta entre dos meandros. Ahora bien, debido a que el nivel del agua de la orilla exterior de un meandro se eleva con respecto al nivel en la orilla interior, es deseable que el Sensor se ubique fuera de estas zonas de curvatura y se coloque en un tramo recto, en donde el flujo mantiene una superficie más o menos horizontal.

**Figura No. 203 Tipos de corriente**



*Fuente: Sensor de nivel de río: Manual para su fabricación, instalación y operación.*

*CONRED, noviembre 2010*

Finalmente, es conveniente buscar un sitio en el que no existan obstrucciones sobre el cauce. Estas obstrucciones afectan los niveles de agua, tanto aguas arriba como aguas abajo.

**3.3.33.1.2.2. Selección del sitio para la instalación del prototipo.** Poder notificar sobre la posible ocurrencia de una inundación es el objetivo principal de una SAT. Y el sensor sirve para medir si el nivel del río ha alcanzado o superado un nivel suficiente para

causar inundaciones aguas abajo. De esto se deriva la necesidad de definir ese nivel de agua crítico, a partir del cual se producirán inundaciones y de acuerdo con esto el aviso respectivo a los actores involucrados en la respuesta.

Para establecer un nivel crítico para un SAT se utilizan al menos tres criterios:

- El recuento histórico de los pobladores.
- El registro históricos de los eventos extremos del pasado.
- Las evidencias geomorfológicas en el cauce del río.

El primer paso en este proceso es revisar los registros históricos y tener conocimiento de los años y de ser posible los meses en que ocurrieron las últimas inundaciones en la zona, como mínimo para un período de 20 años.

Con esta información se procede a las visitas de campo que se realizan para definir los sitios de monitoreo, y se aprovecha para conversar con algunos pobladores en el área de inundación y en el área de monitoreo. Iniciando en el área de inundación deben realizarse dos preguntas básicas: ¿Cuándo fue la última vez que se inundó? y ¿Qué altura alcanzó el río?

Si la información es consistente entre sí, se podrá establecer que determinado nivel de aguas arriba generó determinado nivel de inundación aguas abajo, el cual se establece como un primer umbral a partir del cual se tiene algún grado de seguridad que ocurrirán inundaciones.

Los niveles de agua críticos registrados en los principales ríos del país han sido establecidos por el Departamento de Investigación y Servicios Hídricos – INSIVUMEH

A continuación se muestra el nivel de alerta establecido para el río Guacalate en la estación de Alotenango en el año 2012.

**Figura No. 204 Niveles de alerta para los ríos principales de Guatemala en el año 2012.**

Nombre de la Estación	Nombre del Río	Ubicación	Nivel de Alerta	Nivel Observado	OBSERVACIONES
Pajapita	Río Nahuatán	Pajapita, San Marcos	3.00	0.34	
Caballo Blanco	Río Ocosito	Retalhuleu, Retalhuleu.	2.25	0.38	
La Máquina	Río Sis	Cuyotenango, Suchitepéquez	2.25	0.64	
Cenizas	Río Achiguate	Siquinalá, Escuintla	1.50	0.24	
Villa Canales	Villa Lobos	Villa Canales, Guatemala	1.50	0.03	
Alotenango	Río Guacalate	Alotenango, Sacatepéquez	1.00	0.20	
Las Lechuzas	Río Ostúa	Asunción Mita, Jutiapa	2.00	0.35	
Quesada	Río Paz	Quesada, Jutiapa	2.00	1.01	
Gualán	Río Motagua	Gualán, Zacapa	2.00	0.74	
Morales	Río Motagua	Morales, Izabal	2.25	0.01	
Telemán	Río Polochic	Panzos, Alta Verapaz	2.25	1.04	
Chixoy	Río Chixoy	Chisec, Alta Verapaz	3.00	0.73	
Modesto Méndez	Río Gracias a Dios	San Luis, Petén	1.50	0.01	
El Porvenir	Río La Pasión	La Libertad, Petén	3.00	1.12	
Chachaclún	Lago Petén Itzá	San José, Petén	1.50	0.99	
Mactún	Río San Pedro	San Pedro, Petén	2.00	1.12	

*Fuente: INSIVUMEH. 2011*

### 3.3.33.1.3. Aforo del río Guacalate.

Para realizar una mejor selección del sitio para la instalación del prototipo se llevó a cabo un aforo del río Guacalate en tres distintos sitios para comprobar que fuera apta para la sección del río para la instalación del prototipo. Los aforos se realizaron el puente de bóveda ubicado en Alotenango; el puente Guacalate en la CA-02; y el puente de Masagua.

A continuación se muestran imágenes y los resultados del aforo del río Guacalate en los tres sitios propuestos para la instalación.

- Puente de Bóveda en Alotenango.

**Tabla No.126. Resumen del aforo del río Guacalate en Alotenango**

Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro Mojado (m)	Ancho (m)	Profundidad media (m)	Radio Hidráulico (m)	Profundidad máxima (m)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
2.904	7.753	7.520	0.376	0.375	0.610	2.701

*Fuente: Elaboración Propia*

- Puente Guacalate en la CA-02

**Tabla No.127. Resumen del aforo del río Guacalate en puente CA02.**

Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro Mojado (m)	Ancho (m)	Profundidad media (m)	Radio Hidráulico (m)	Profundidad máxima (m)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
<b>12.675</b>	21.024	20.860	0.582	0.603	0.900	27.160

*Fuente: Elaboración Propia*

- Puente Guacalate en Masagua

**Tabla No.128. Resumen del aforo del río Guacalate en Masagua.**

Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro Mojado (m)	Ancho (m)	Profundidad media (m)	Radio Hidráulico (m)	Profundidad máxima (m)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
<b>12.800</b>	31.805	31.730	0.401	0.402	0.620	22.745

*Fuente: Elaboración Propia*

Luego de realizar los aforos se concluyó que las secciones de los sitios propuestos eran aptas para la instalación del prototipo medidor de nivel.

Inicialmente se había considerado colocar el prototipo en el puente antiguo de Alotenango, debido a que el tiempo de anticipación era suficiente para alertar a los poblados afectados en el departamento de escuintla.

**Figura No. 205. Vista del puente y antigua estación hidrológica del INSIVUMEH en Alotenango, Sacatepéquez**



*Fuente: Elaboración propia.*

A pesar que existen niveles de alerta establecidos por el INSIVUMEH, no todas fueron establecidas para alertar a los poblados e infraestructura afectada, río abajo. Este es el caso de la estación ubicada en Alotenango. El río pasa bajo un puente antiguo con estructura de bóveda, a medida que el nivel del río crece, la sección transversal disminuye rápidamente. El nivel de alerta establecido en este caso le indica a la población que rodea al puente, que el río puede salirse de su cauce, pasar sobre el puente y causar inundaciones en la zona. Además el área y caudal del sector son pequeños y tienen poca influencia sobre los municipios de Escuintla y Masagua. Por estas razones, la ubicación no era la adecuada, por lo tanto no se eligió el sitio para instalar el prototipo.

Con base en la visita de campo y a los requerimientos del prototipo se propuso instalar el mismo en el área cercana al puente Guacalate en la CA-02 como se muestra en la siguiente figura, Para alertar al municipio de Masagua de posibles crecidas e inundaciones. A continuación se muestran las imágenes del sitio elegido para la instalación del prototipo.

**Figura No. 206.** Vista de la subestructura del puente Guacalate en la CA-02 en el Km 62.5



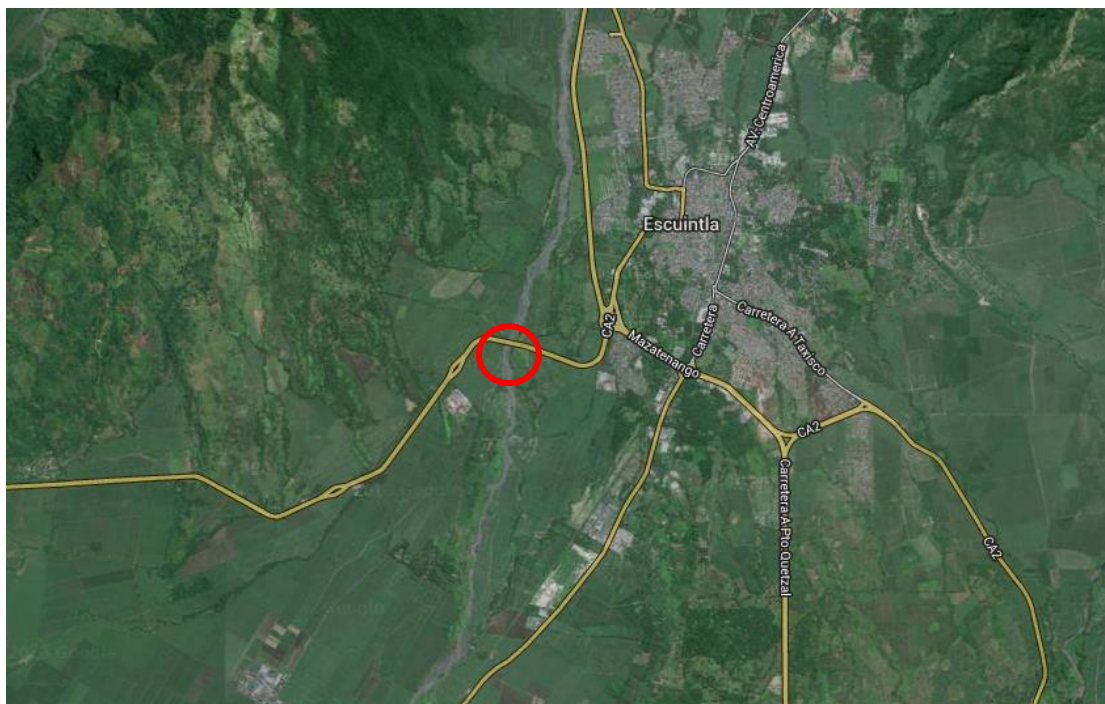
*Fuente: Elaboración propia*

**Figura No. 207.** Vista de la superestructura de los puentes sobre el río Guacalate



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 208. Ubicación del puente Guacalate en la CA-02**



*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 209. Ubicación del puente Gualacate del municipio de Masagua, Escuintla**



*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.3.33.1.4 Cálculo del tiempo de anticipación para alertar a la zona afectada por la crecida.

Para que un sistema de alerta sea efectivo es necesario que los afectados cuenten con el suficiente tiempo para reaccionar y que la alerta sea efectiva.

Para calcular el tiempo de anticipación es necesario obtener la distancia desde el punto a monitorear hasta el punto donde se notificará la alerta, y la velocidad de la onda crecida.

Para calcular la distancia desde el puente Guacalate, ubicado en la CA-02, hasta el municipio de Masagua se utilizó la herramienta para medir distancias de Google Earth.

La distancia aproximada que se obtuvo fue de 10.68 km.

Según el Departamento de Investigación y Servicios Hídricos – (INSIVUMEH) la velocidad de onda crecida en el río Guacalate es de 5 m/s o 18 km/h.

Utilizando la fórmula de velocidad, distancia y tiempo:

$$v = d/t$$

Se despejó para el tiempo y se obtuvo la cantidad de horas con las que cuenta Masagua para reaccionar ante una alerta

$$t = d/v$$

$$t = \frac{10.68 \text{ km}}{18 \text{ km/h}} = 0.59 \text{ h}$$

$$0.59 \text{ horas} = 35.4 \text{ minutos}$$

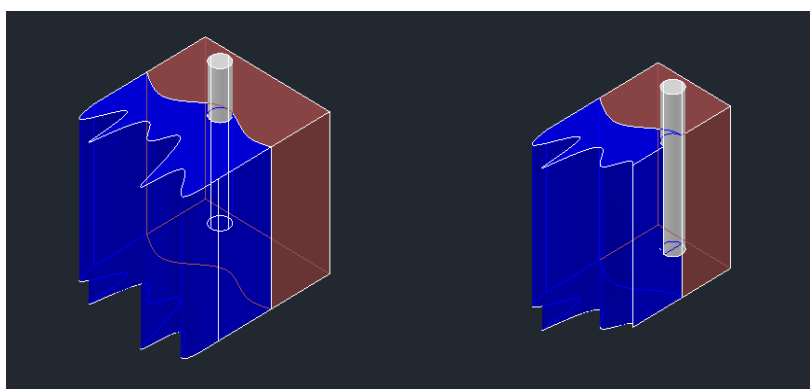
El tiempo de anticipación mínimo para generar alertas según la CONRED es de 20 minutos, por lo que se consideró factible la instalación del prototipo en el puente Guacalate ubicado en la CA-02

### 3.3.33.1.4.1 Propuestas de diseño para la instalación del prototipo.

#### Diseño 1: Prototipo sujeto sobre terreno natural

Este diseño consiste en sujetar el sensor medidor de nivel en la orilla del río Guacalate. De esta manera el prototipo estaría siempre en contacto directo con el flujo del agua, y percibiría fácilmente los cambios de nivel.

**Figura No. 210.** Esquema del primer diseño del sensor medidor de nivel



*Fuente: Elaboración propia.*

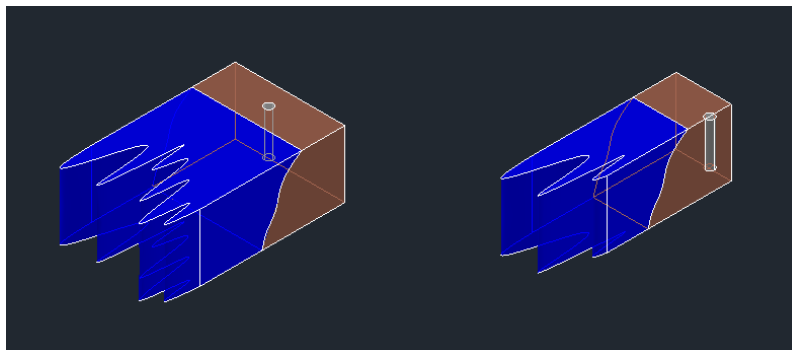
Se rechazó este diseño debido a la complejidad de sujetar o anclar el sensor sobre el terreno existente. Otra desventaja fue que el sensor quedaría expuesto al material y los sedimentos que transporta el río, y sería fácilmente destruido o dañado.

#### Diseño 2: Prototipo enterrado en el terreno natural

Este diseño consiste en colocar el sensor medidor de nivel dentro del terreno, en la orilla del río Guacalate. De esta manera el agua pasaría por permeabilidad a través del suelo hasta llegar al sensor, y este luego realizaría las mediciones conforme se captara el cambio de nivel.

Figura No. 211.

## Esquema del segundo diseño del sensor medidor de nivel



*Fuente: Elaboración propia.*

Este diseño se rechazó debido a la complejidad de su instalación, ya que requería de estudios y análisis del suelo para determinar el sitio ideal para enterrarlo y que el agua llegara al sensor por permeabilidad del suelo. Además el sensor probablemente no percibiría fácilmente el cambio de nivel.

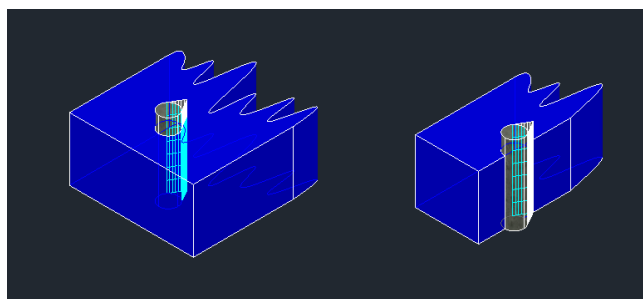
Por otra parte, en la ocurrencia de una crecida o inundación, el sensor podría ser fácilmente enterrado por los sedimentos que arrastra el río y se perderían los datos de las lecturas tomadas.

### Diseño 3: Prototipo sujeto a la pila del puente Guacalate.

Este diseño consiste en colocar el sensor medidor de nivel en una pila del puente Guacalate. El sensor se colocaría detrás de la línea de choque del flujo para quedar de cierta forma protegido de los materiales y sedimentos que arrastra el río. Al estar en contacto directo con el flujo de agua, se perciben mejor los cambios de nivel, y se obtienen mediciones más certeras.

Figura No. 212.

## Esquema del tercer diseño del sensor medidor de nivel



*Fuente: Elaboración propia.*

Este fue el diseño se acordó utilizar para las pruebas de campo. Debido a que es el sistema con la instalación más simple y económica, y gracias a su ubicación, en contacto directo con el flujo de agua, proporcionaría medidas más efectivas para medir los cambios en el nivel del río.

Para poder realizar un análisis con las variaciones del nivel del río y trabajar como un sistema de alerta temprana es necesario determinar la forma en la que se comportan las crecidas en la topografía del área donde se instalara el sistema. Para analizar dicho comportamiento se realizarán modelos de inundaciones en las áreas de interés.

**Tabla No.129. Resumen de diseños propuestos.**

<b>Diseño</b>	<b>Ventajas</b>	<b>Desventajas</b>
<b>1. Diseño sujeto sobre terreno natural.</b>	Contacto directo con el flujo del agua, y sensible a los cambios de nivel.	Compleja instalación, y sensor expuesto a daños y vandalismo
<b>2. Diseño enterrado en el terreno natural.</b>	Sensor asegurado contra daños y vandalismo.	Compleja instalación, y poca sensibilidad a los cambios de nivel en el río.
<b>3. Diseño sujeto a la pila de un puente .</b>	Instalación simple y económica, contacto directo con el agua, más sensible a cambios de nivel	Expuesto al vandalismo en temporada seca.

*Fuente: Elaboración propia.*

**3.3.33.2. Desarrollo 2: Modelo de Inundaciones en las Áreas afectadas por el Río Guacalate.** Para generar los modelos de inundaciones en las áreas de los municipios de Alotenango, Escuintla y Masagua se calcularon caudales con periodos de retorno de 2, 5 y 10 años. De esta manera los estudios serán compatibles con los del Departamento de Hidrología del INSIVUMEH.

Un periodo de retorno es el lapso promedio entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. Estos sucesos suelen ser improbables y con posibles efectos catastróficos.

Al hablar de una tormenta o una creciente de un período de terno igual a 10 años, se entiende que dicho evento será igualado o excedido en promedio una vez cada 10 años

Los sistemas de alerta temprana SAT, en zonas que tienden a inundarse periódicamente, han relacionado los caudales de distintos períodos de retorno con los niveles de alerta. A continuación se muestra la relación que usualmente utiliza el Departamento de Hidrología del INSIVUMEH para notificar el nivel de alerta.

**Tabla No.130. Nivel de alerta generado con relación a los caudales de distintos períodos de retorno.**

<b>Niveles de alerta</b>	<b>Caudal de crecientes con período de retorno</b>
<b>Amarilla</b>	<b>2 años</b>
<b>Naranja</b>	<b>5 años</b>
<b>Roja</b>	<b>10 años</b>

*Fuente: INSIVUMEH. 2011*

Debido a que la ocurrencia de inundaciones en la vertiente del Pacífico son frecuentes, los caudales de los períodos de retorno de la tabla anterior se reducen un 20% para que las alertas se adapten mejor al escenario real, y sean más efectivas.

Los niveles de alerta varían dependiendo la zona. La única forma de calibrar los niveles de alerta es luego de la ocurrencia de inundaciones, con dicha información se sabrá si la inundación no fue percibida por el sistema de alerta o si se necesita modificar los niveles previamente establecidos.

Hay que tomar en cuenta que no se debe generar alertas repetitivamente sin ocurrencia de eventos, ya que el sistema pierde credibilidad y molesta a las personas a las que se les notifica la alerta.

Para realizar los modelos de inundación fue necesario obtener la topografía de los sitios de interés, y los caudales de los períodos de retorno de 2, 5 y 10 años.

Se utilizará el software HEC RAS para generar el modelo de inundación. A continuación se muestra los métodos utilizados para la obtención de la información.

### **3.3.33.2.1 Recopilación de Datos:**

**3.3.33.2.1.1 Curvas de Nivel del área a analizar.** Para analizar la topografía de los sitios de interés por los que pasa el río Guacalate se obtuvieron los MODELOS DE ELEVACION DIGITAL, en formato CAD, creados por el Instituto Geográfico Nacional – (IGN).

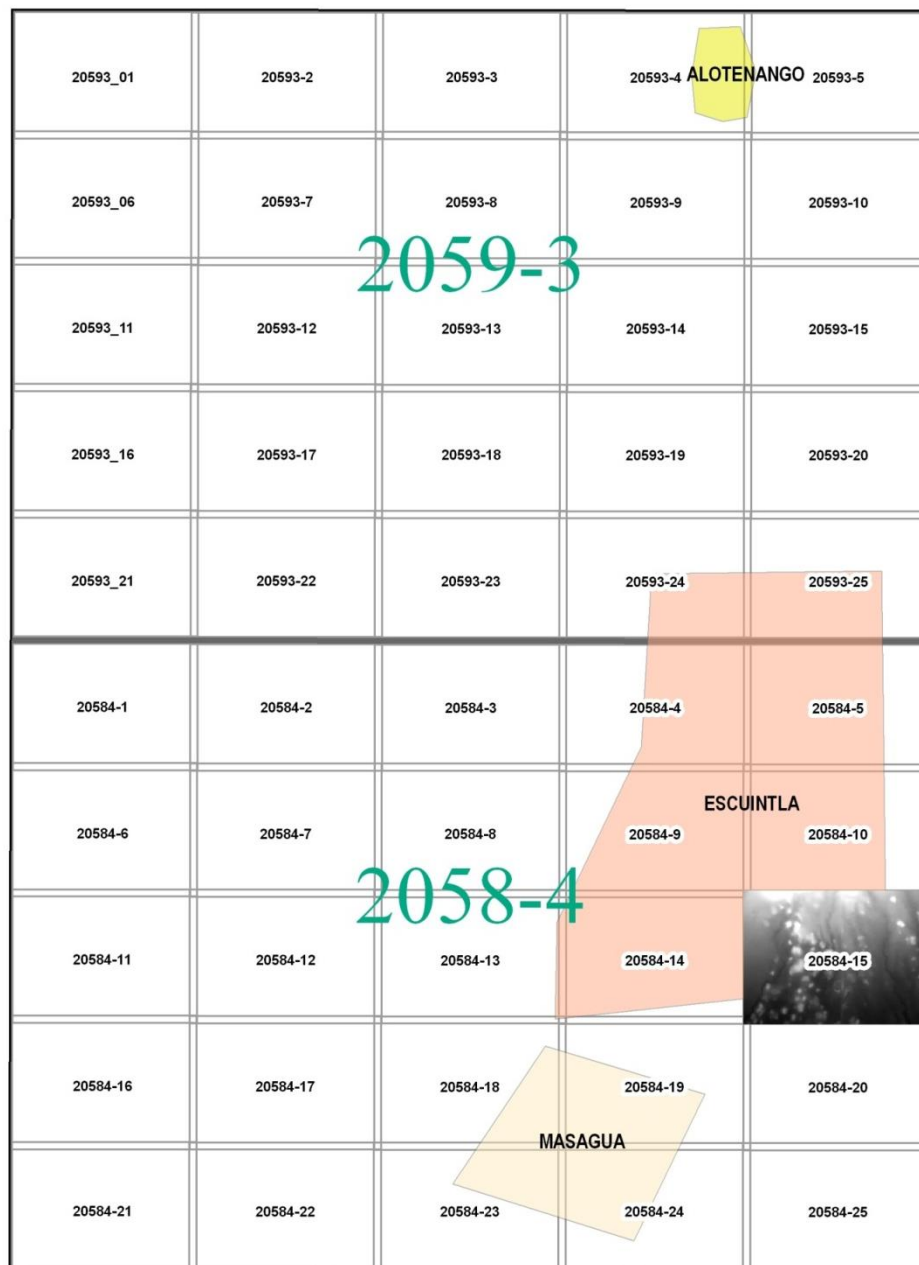
Es necesario tener en cuenta que estos modelos fueron hechos con el propósito de generar cartografía a escala 1:50,000, por lo tanto lo que se pretendía obtener son curvas de nivel con intervalo de 20 metros. No obstante, los modelos de elevación CAD y XYZ con malla de 15 metros permiten generar curvas de nivel bastante aceptables con intervalo de 5 metros en área con mucha vegetación y hasta de 2 metros en áreas despejadas.

Sin dejar de lado que son MODELOS que tratan de recoger la configuración Topográfica del terreno sin ser exactamente una representación fiel del mismo, por lo tanto los análisis resultantes del mismo son representaciones de ese MODELO. Para obtener información más confiable será necesario hacer mediciones de campo o auxiliarse con puntos de control de mayor precisión.

En la siguiente figura se muestran los modelos de elevación digital que fueron necesarios para generar la superficie del modelo de inundación.

Para el caso de los municipios de Escuintla y Masagua fue necesario unir varios modelos, para poder trabajar toda el área de interés.

**Figura No. 213. Cubrimiento de los modelos de elevación digital.**



*Fuente: Elaboración Propia*

## **Generación de Curvas de nivel usando Modelos de Elevación Digital.**

Modelos de elevación digital –MED-

Un modelo digital de elevación es una representación visual y matemática de los valores de altura con respecto al nivel medio del mar, que permite caracterizar las formas del relieve y los elementos u objetos presentes en el mismo.

Para el caso de Guatemala, el Instituto Geográfico Nacional cuenta con dos tipos de formato de modelos digital para toda la república de Guatemala:

- **FORMATO RASTER:** Consiste en imágenes TIF con celdas de 30x30 metros, con cubrimiento para toda la república de Guatemala. Se necesitan 25 Modelos para cubrir una hoja cartográfica 1:50,000.
- **FORMATO CAD –DWG-:** En el instituto Geográfico Nacional este modelo de elevación también recibe el nombre de TIN, que consiste en una malla de líneas que crean una superficie 3D. La malla está formada por celdas de líneas 3D con distancia horizontal de 15x15 metros. Este modelo tiene la ventaja que tiene una mejor precisión en cuanto al tamaño de la celda y además cada modelo va acompañado de líneas de corte o Breakline con el nombre de LISUP –líneas de superficie- y LIRUP –líneas de ruptura-, constituyen los ríos, algunos caminos y otros tipos de líneas que representan una cambio en el relieve.
- **FORMATO XYZ:** Es una formato constituido por un listado de coordenadas XYZ con distancia horizontal de 15x15 metros, es muy similar al del formato CAD ya que igualmente viene acompañado con una archivo DXF con las líneas de quiebre o Breakline.

Cálculo de caudales de crecidas con distintos períodos de retorno: Para obtener los caudales de las crecidas con distintos períodos de retorno se utilizó el método de estimación de crecidas del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología –INSIVUMEH.

Esta regionalización y correspondiente evaluación de crecidas está basada en información registrada en estaciones de la red hidrométrica nacional. Este método utiliza el área de interés, los coeficientes [B] y [n] de la Tabla No. 131, y los caudales modulares [k] según la curva de frecuencia que se utilice.

$$Q = K * B * A^n$$

Donde:

Q es el caudal promedio del área.

K son los caudales modulares según la curva de frecuencia .

B y n son coeficiente de adaptación.

A es al área tributaria en km<sup>2</sup> .

**Tabla No.131. Coeficientes para la crecida índice.**

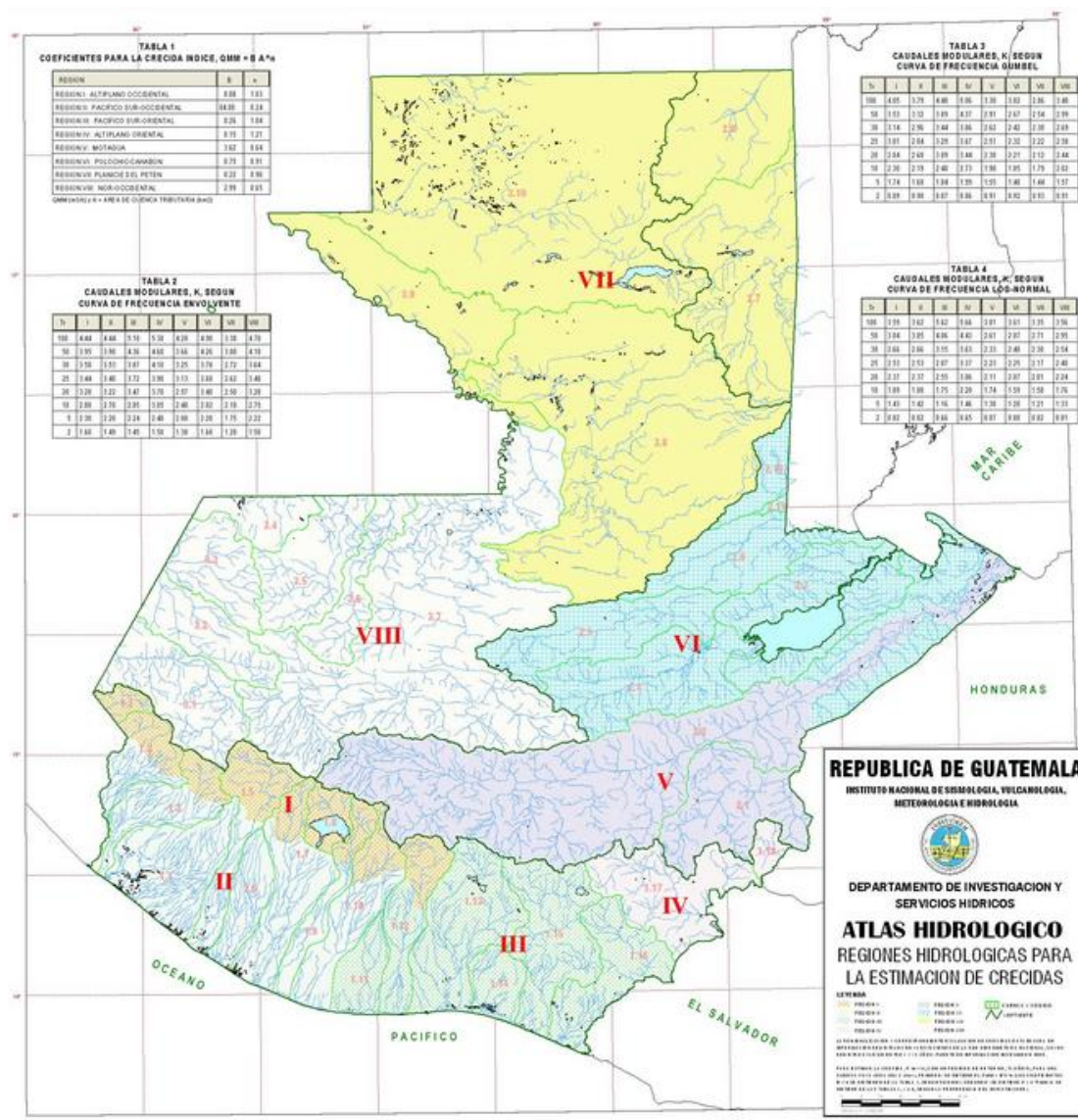
<b>REGIÓN</b>	<b>B</b>	<b>N</b>
<b>REGIÓN I: ALTIPLANO OCCIDENTAL</b>	0.08	1.03
<b>REGIÓN II: PACÍFICO SUR-OCCIDENTAL</b>	84.00	0.24
<b>REGIÓN III: PACÍFICO SUR – ORIENTAL</b>	0.26	1.04
<b>REGIÓN IV: ALTIPLANO ORIENTAL</b>	0.15	1.21
<b>REGIÓN V: MOTAGUA</b>	3.62	0.64
<b>REGIÓN VI: POLOCHIC – CAHABÓN</b>	0.75	0.91
<b>REGIÓN VII: PLANICIE DEL PETÉN</b>	0.22	0.90
<b>REGIÓN VIII: NOR - OCCIDENTAL</b>	2.99	0.65

*Fuente: Departamento de investigación y servicios hídricos – INSIVUMEH.*

#### **Método utilizado para el cálculo de caudales**

Para calcular los caudales se utilizaron tres distintos métodos obtenidos del cuadro de las Regiones hidrológicas para la estimación de crecidas del Atlas Hidrológico del Departamento de Investigación y Servicios Hídricos del INSIVUMEH.

Figura No. 214. Mapa de regiones y cuencas de la República de Guatemala.



Fuente: Departamento de Investigación y Servicios Hídricos – INSIVUMEH.

A continuación se muestran las tablas de los caudales modulares, K, según las curvas de frecuencia:

- Curva de Frecuencia Envolvente.
- Curva de Frecuencia Gumbel.
- Curva de Frecuencia Logarítmica Normal.

**Tabla No.132. Caudales modulares, K, según curva de frecuencia envolvente.**

Período de retorno	REGIONES							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
100	4.44	4.44	5.10	5.30	4.20	4.90	3.38	4.70
50	3.95	3.90	4.36	4.60	3.66	4.26	3.00	4.10
30	4.58	3.53	3.87	4.10	3.25	3.78	2.72	3.64
25	3.44	3.40	3.72	3.90	3.13	3.60	2.62	3.48
20	3.28	3.22	3.47	3.70	2.97	3.40	2.50	3.28
10	2.80	2.70	2.85	3.05	2.48	2.82	2.10	2.75
5	2.30	2.20	2.24	2.40	2.00	2.28	1.75	2.22
2	1.60	1.49	1.45	1.50	1.38	1.60	1.28	1.50

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.133. Caudales modulares, K, según curva de frecuencia Gumbel.**

Período de retorno	REGIONES							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
100	4.05	3.79	4.48	5.06	3.30	3.02	2.86	3.40
50	3.53	3.32	3.89	4.37	2.91	2.67	2.54	2.99
30	3.14	2.96	3.44	3.86	2.62	2.42	2.30	2.69
25	3.01	2.84	3.29	3.67	2.51	2.32	2.22	2.58
20	2.84	2.68	3.09	3.44	2.38	2.21	2.12	2.44
10	2.30	2.19	2.48	2.73	1.98	1.85	1.79	2.02
5	1.74	1.68	1.84	1.99	1.55	1.48	1.44	1.57
2	0.89	0.90	0.87	0.86	0.91	0.92	0.93	0.91

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.134. Caudales modulares, K, según curva de frecuencia logaritmo- normal**

Período de retorno	REGIONES							
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
100	3.59	3.62	5.62	5.66	3.01	3.61	3.35	3.56
50	3.04	3.05	4.06	4.43	2.61	2.87	2.71	2.95
30	2.66	2.66	3.15	3.63	2.33	2.40	2.30	2.54
25	2.53	2.53	2.87	3.37	2.23	2.25	2.17	2.40
20	2.37	2.37	2.55	3.06	2.11	2.07	2.01	2.24
10	1.89	1.88	1.75	2.20	1.74	1.59	1.58	1.76
5	1.43	1.42	1.16	1.46	1.38	1.20	1.21	1.33
2	0.82	0.82	0.66	0.65	0.87	0.80	0.82	0.81

*Fuente: Elaboración propia*

Los caudales se calcularon mediante la siguiente fórmula:

$$Q = K * B * A^n$$

Se realizaron los cálculos para los tres métodos. Para calcular el área de interés se debe localizar el tramo a analizar, y medir el área río arriba, ya que ésta será la que influirá en el recorrido del flujo. Los factores utilizados en estos métodos fueron dados de tal forma que la fórmula trabaje con áreas con dimensionales de km<sup>2</sup> y que dé como resultado caudales en m<sup>3</sup>/s

El punto con menos área de influencia fue el Municipio de Alotenango, ubicado río arriba, y el punto con mayor área de influencia fue el municipio e Masagua, ubicado río abajo.

El área de influencia del municipio de Alotenango se encontraba completamente en la Región I, es por ello que el cálculo de los caudales para esta área fue más sencillo. Las áreas de influencia de los municipios de Escuintla y Masagua estaban en las Regiones I y III. Debido a esto, se calcularon los caudales para cada Región y se sumaron para obtener el caudal total del área que cubre cada municipio.

A continuación se muestran los caudales obtenidos mediante tres distintos métodos para cada punto de interés.

- Alotenango
- Escuintla
- Masagua

**Alotenango**

**Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia envolvente:**

**Tabla No.135. Caudal del área del municipio de Alotenango según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia envolvente
2	372.647	I	0.08	1.03	1.6	56.97
5	372.647	I	0.08	1.03	2.3	81.894
10	372.647	I	0.08	1.03	2.8	99.698
20	372.647	I	0.08	1.03	3.28	116.789
25	372.647	I	0.08	1.03	3.44	122.486
30	372.647	I	0.08	1.03	3.58	127.47
50	372.647	I	0.08	1.03	3.95	140.645
100	372.647	I	0.08	1.03	4.44	158.092

*Fuente: Elaboración propia*

**Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia Gumbel:**

**Tabla No.136. Caudal del área del municipio de Alotenango según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia Gumbel
2	372.647	I	0.08	1.03	0.89	31.69
5	372.647	I	0.08	1.03	1.74	61.955
10	372.647	I	0.08	1.03	2.3	81.894
20	372.647	I	0.08	1.03	2.84	101.122
25	372.647	I	0.08	1.03	3.01	107.175
30	372.647	I	0.08	1.03	3.14	111.804
50	372.647	I	0.08	1.03	3.53	125.69
100	372.647	I	0.08	1.03	4.05	144.205

*Fuente: Elaboración propia*

Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia logarítmica normal:

**Tabla No.137. Caudal del área del municipio de Alotenango según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q según curva de frecuencia log-normal
2	372.647	I	0.08	1.03	0.82	29.197
5	372.647	I	0.08	1.03	1.43	50.917
10	372.647	I	0.08	1.03	1.89	67.296
20	372.647	I	0.08	1.03	2.37	84.387
25	372.647	I	0.08	1.03	2.53	90.084
30	372.647	I	0.08	1.03	2.66	94.713
50	372.647	I	0.08	1.03	3.04	108.243
100	372.647	I	0.08	1.03	3.59	127.827

*Fuente: Elaboración propia*

### Escuintla

Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia envolvente:

**Tabla No.138. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia envolvente
2	532.377	I	0.08	1.03	1.6	82.265
5	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
10	532.377	I	0.08	1.03	2.8	143.964
20	532.377	I	0.08	1.03	3.28	168.644
25	532.377	I	0.08	1.03	3.44	176.87
30	532.377	I	0.08	1.03	3.58	184.068
50	532.377	I	0.08	1.03	3.95	203.092
100	532.377	I	0.08	1.03	4.44	228.286

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.139. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia envolvente
<b>2</b>	9.928	III	0.26	1.04	1.45	4.103
<b>5</b>	9.928	III	0.26	1.04	2.24	6.338
<b>10</b>	9.928	III	0.26	1.04	2.85	8.064
<b>20</b>	9.928	III	0.26	1.04	3.47	9.818
<b>25</b>	9.928	III	0.26	1.04	3.72	10.526
<b>30</b>	9.928	III	0.26	1.04	3.87	10.95
<b>50</b>	9.928	III	0.26	1.04	4.36	12.337
<b>100</b>	9.928	III	0.26	1.04	5.1	14.43

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.140. Caudal total del área del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	Q total según curva de frecuencia envolvente
<b>2</b>	86.368
<b>5</b>	124.594
<b>10</b>	152.028
<b>20</b>	178.462
<b>25</b>	187.396
<b>30</b>	195.018
<b>50</b>	215.429
<b>100</b>	242.716

*Fuente: Elaboración propia*

Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia Gumbel:

**Tabla No.141. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia Gumbel
2	532.377	I	0.08	1.03	0.89	45.76
5	532.377	I	0.08	1.03	1.74	89.463
10	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
20	532.377	I	0.08	1.03	2.84	146.021
25	532.377	I	0.08	1.03	3.01	154.761
30	532.377	I	0.08	1.03	3.14	161.445
50	532.377	I	0.08	1.03	3.53	181.497
100	532.377	I	0.08	1.03	4.05	208.234

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.142. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia Gumbel
2	9.928	III	0.26	1.04	0.87	2.462
5	9.928	III	0.26	1.04	1.84	5.206
10	9.928	III	0.26	1.04	2.48	7.017
20	9.928	III	0.26	1.04	3.09	8.743
25	9.928	III	0.26	1.04	3.29	9.309
30	9.928	III	0.26	1.04	3.44	9.733
50	9.928	III	0.26	1.04	3.89	11.007
100	9.928	III	0.26	1.04	4.48	12.676

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.143. Caudal total del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	Q total según curva de frecuencia Gumbel
2	48.222
5	94.67
10	125.273
20	154.764
25	164.07
30	171.179
50	192.504
100	220.91

*Fuente: Elaboración propia*

**Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia logarítmica normal:**

**Tabla No.144. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia log-normal
2	532.377	I	0.08	1.03	0.82	42.161
5	532.377	I	0.08	1.03	1.43	73.524
10	532.377	I	0.08	1.03	1.89	97.176
20	532.377	I	0.08	1.03	2.37	121.855
25	532.377	I	0.08	1.03	2.53	130.082
30	532.377	I	0.08	1.03	2.66	136.766
50	532.377	I	0.08	1.03	3.04	156.304
100	532.377	I	0.08	1.03	3.59	184.582

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.145. Caudal parcial del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia log-normal
2	9.928	III	0.26	1.04	0.66	1.867
5	9.928	III	0.26	1.04	1.16	3.282
10	9.928	III	0.26	1.04	1.75	4.952
20	9.928	III	0.26	1.04	2.55	7.215
25	9.928	III	0.26	1.04	2.87	8.121
30	9.928	III	0.26	1.04	3.15	8.913
50	9.928	III	0.26	1.04	4.06	11.488
100	9.928	III	0.26	1.04	5.62	15.902

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.146. Caudal total del municipio de Escuintla según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

Tr	Q total según curva de frecuencia log-normal
2	44.028
5	76.807
10	102.127
20	129.07
25	138.202
30	145.679
50	167.792
100	200.484

*Fuente: Elaboración propia*

## Masagua

Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia envolvente:

**Tabla No.147. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia envolvente
2	532.377	I	0.08	1.03	1.6	82.265
5	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
10	532.377	I	0.08	1.03	2.8	143.964
20	532.377	I	0.08	1.03	3.28	168.644
25	532.377	I	0.08	1.03	3.44	176.870
30	532.377	I	0.08	1.03	3.58	184.068
50	532.377	I	0.08	1.03	3.95	203.092
100	532.377	I	0.08	1.03	4.44	228.286

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.148. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia envolvente
2	89.010	III	0.26	1.04	1.45	40.157
5	89.010	III	0.26	1.04	2.24	62.035
10	89.010	III	0.26	1.04	2.85	78.929
20	89.010	III	0.26	1.04	3.47	96.099
25	89.010	III	0.26	1.04	3.72	103.023
30	89.010	III	0.26	1.04	3.87	107.177
50	89.010	III	0.26	1.04	4.36	120.747
100	89.010	III	0.26	1.04	5.1	141.241

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.149. Caudal total del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia envolvente.**

Tr	Q total según curva de frecuencia envolvente
2	122.422
5	180.291
10	222.893
20	264.743
25	279.893
30	291.245
50	323.839
100	369.526

*Fuente: Elaboración propia*

**Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia Gumbel:**

**Tabla No.150. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia Gumbel
2	532.377	I	0.08	1.03	0.89	45.760
5	532.377	I	0.08	1.03	1.74	89.463
10	532.377	I	0.08	1.03	2.3	118.256
20	532.377	I	0.08	1.03	2.84	146.021
25	532.377	I	0.08	1.03	3.01	154.761
30	532.377	I	0.08	1.03	3.14	161.445
50	532.377	I	0.08	1.03	3.53	181.497
100	532.377	I	0.08	1.03	4.05	208.234

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.151. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia Gumbel
2	89.010	III	0.26	1.04	0.87	24.094
5	89.010	III	0.26	1.04	1.84	50.957
10	89.010	III	0.26	1.04	2.48	68.682
20	89.010	III	0.26	1.04	3.09	85.575
25	89.010	III	0.26	1.04	3.29	91.114
30	89.010	III	0.26	1.04	3.44	95.268
50	89.010	III	0.26	1.04	3.89	107.731
100	89.010	III	0.26	1.04	4.48	124.070

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.152. Caudal total del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia Gumbel.**

Tr	Q total según curva de frecuencia Gumbel
2	69.853
5	140.420
10	186.937
20	231.595
25	245.875
30	256.713
50	289.228
100	332.3038981

*Fuente: Elaboración propia*

Método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia logarítmica normal:

**Tabla No.153. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

Tr	A	Región	B	N	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia log-normal
2	532.377	I	0.08	1.03	0.82	42.161
5	532.377	I	0.08	1.03	1.43	73.524
10	532.377	I	0.08	1.03	1.89	97.176
20	532.377	I	0.08	1.03	2.37	121.855
25	532.377	I	0.08	1.03	2.53	130.082
30	532.377	I	0.08	1.03	2.66	136.766
50	532.377	I	0.08	1.03	3.04	156.304
100	532.377	I	0.08	1.03	3.59	184.582

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.154. Caudal parcial del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

Tr	A	Región	B	n	Factor K	Q parcial según curva de frecuencia log-normal
2	89.010	III	0.26	1.04	0.66	18.278
5	89.010	III	0.26	1.04	1.16	32.125
10	89.010	III	0.26	1.04	1.75	48.465
20	89.010	III	0.26	1.04	2.55	70.620
25	89.010	III	0.26	1.04	2.87	79.483
30	89.010	III	0.26	1.04	3.15	87.237
50	89.010	III	0.26	1.04	4.06	112.439
100	89.010	III	0.26	1.04	5.62	155.642

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla No.155. Caudal total del municipio de Masagua según los factores de la curva de frecuencia logarítmica normal.**

<b>Tr</b>	<b>Q total según curva de frecuencia log-normal</b>
<b>2</b>	60.439
<b>5</b>	105.649
<b>10</b>	145.640
<b>20</b>	192.475
<b>25</b>	209.564
<b>30</b>	224.002
<b>50</b>	268.742
<b>100</b>	340.224

*Fuente: Elaboración propia*

Debido a que el propósito para el cual se utilizarán los caudales será para generar alertas, se utilizó método con caudales, K, según la curva de frecuencia logarítmica normal, ya que es el método que da como resultado los caudales más bajos.

Si se eligiera por ejemplo el método con caudales modulares, K, según la curva de frecuencia envolvente, el método con resultados de caudales más altos, posiblemente la alerta no funcionaría correctamente. Al trabajar con sistemas de alerta es preferible generar una falsa alerta a que ocurra una crecida que inunde el área y el que sistema generador de la alerta no lo perciba.

A continuación se muestran los caudales que se utilizarán para general los modelos de inundaciones para diferentes períodos de retorno.

**Tabla No.156. Caudales de crecidas para períodos de retorno de 2, 5, 10 y 100 años en las áreas de los municipios de Alotenango, Escuintla y Masagua**

Tr	Alotenango	Escuintla	Masagua
2	29.197	44.028	60.439
5	50.917	76.807	105.649
10	67.296	102.127	145.640
100	127.827	200.484	340.224

*Fuente: Elaboración propia*

Los períodos de retorno de 2, 5 y 10 años se relacionan con los niveles de alerta que se generan para notificar a las poblaciones. El período de retorno de 100 años se utilizó para ver si la crecida afecta o pone en riesgo a la infraestructura vial e industrial del área.

El valor de 100 años no implica que la estructura estará en riesgo de falla cada 100 años. En vez, significa que la estructura estará en riesgo de falla, por ejemplo, 10 veces a lo largo de 1000 años.

Cabe mencionar que las alertas que se proponen inicialmente no son del todo confiables ya que se utilizaron modelos para establecerlas. La manera en la que se calibran los sistemas de alerta es con la ocurrencia de crecidas y el estudio del área cuando sucedió la crecida.

### **3.3.33.2.2 Desarrollo.**

Al estudiar un tramo determinado de un río se desea saber hasta que altura llegaría el agua si el caudal alcanzara cierto valor, que áreas se inundan y en que extensión. Cada caso es diferente, la manera en la que se comporta una creciente depende de la forma del cauce, la pendiente y el tipo de terreno. Para poder generar modelos de inundación se debe evaluar el caudal y el área que se inundará.

Los modelos de inundaciones se realizarán con el programa HEC-RAS utilizando el análisis del área inundable y los caudales obtenidos anteriormente en el mismo trabajo.

A continuación se presenta una guía para crear un modelo de inundación en el programa HEC RAS utilizando caudales de crecidas con distintos períodos de retorno.

### **Modelos de inundación en formato de Google Earth para Alotenango.**

Los modelos de inundación realizados indican que Alotenango es el área con más problemas de inundación en la ocurrencia de crecidas. La siguiente imagen muestra que el puente sobre la RN 14 puede verse afectado con una crecida con un período de retorno de 2 años.

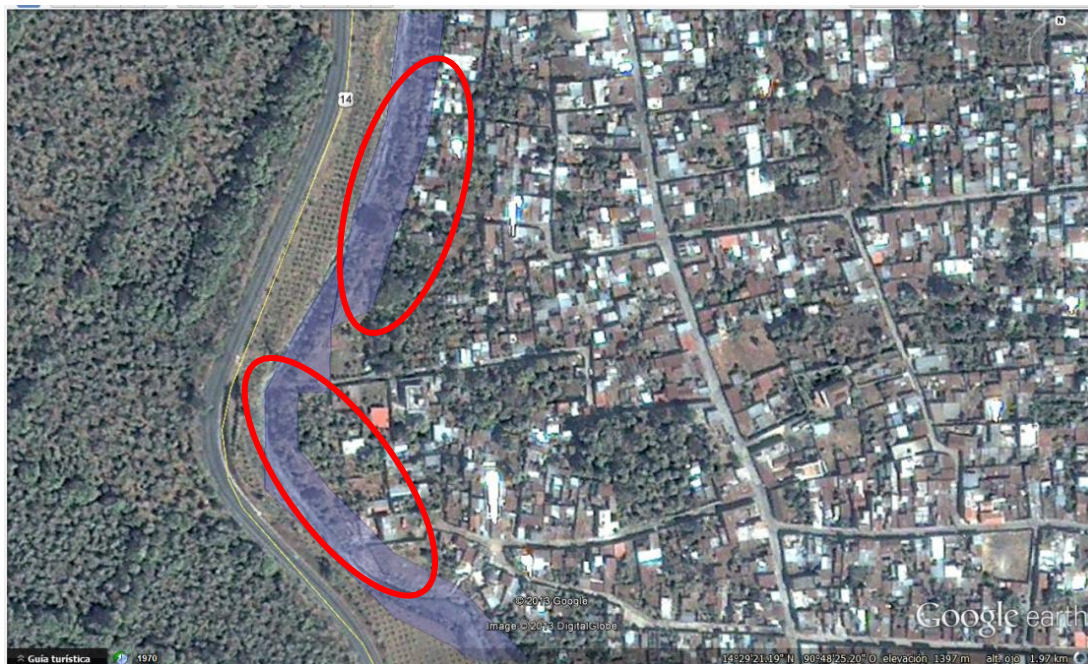
**Figura No. 215. Área de inundación en Alotenango generada por una crecida con período de retorno de dos años.**



*Fuente: Elaboración propia*

En las siguientes imágenes se muestran las áreas afectadas por una crecida con período de retorno de dos años.

**Figura No. 216. Área de inundación en Alotenango**



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura No. 217. Área de inundación en Alotenango**



*Fuente: Elaboración propia*

Según el modelo de inundación una crecida con período de retorno de 100 años inhabilitaría la RN-14 y podría causar el colapso del puente, ya que el río se sale de la sección.

**Figura No. 218. Área de inundación en Alotenango generada por una crecida con período de retorno de 100 años.**



*Fuente: Elaboración propia*

### **Modelos de inundación en formato de Google Earth para Escuintla.**

Según el modelo de inundación el tramo de la carretera CA-02 no sería afectado por una creciente con período de retorno de 100 años, sin embargo debido a que no hay ninguna estructura que aporte soporte y estabilidad al talud, puede ocurrir un deslizamiento o derrumbe que comprometa el tramo carretero.

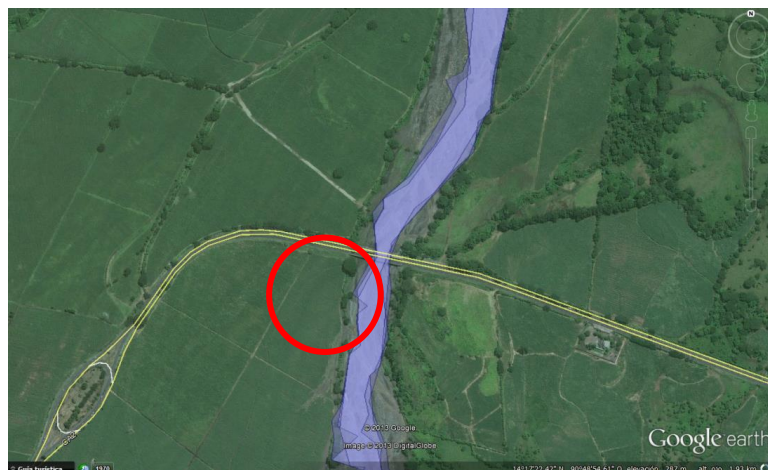
**Figura No. 219. Área de inundación en Escuintla generada por una crecida con período de retorno de 100 años.**



*Fuente: Elaboración propia*

El modelo de inundación para Escuintla muestra que el puente Guacalate ubicado en la CA-02 no se verá afectado por una crecida con un período de retorno de 100 años. El área cercana al puente fue dragada y la sección se amplió considerablemente, causando que el flujo viaje mejor a través del cauce.

**Figura No. 220** Área de inundación en Escuintla generada por una crecida con periodo de retorno de 100 años



*Fuente: Elaboración propia*

### Modelos de Inundación en formato de Google Earth para Masagua.

**Figura No. 221.** Área de inundación en Masagua generada por una crecida con período de retorno de dos años.

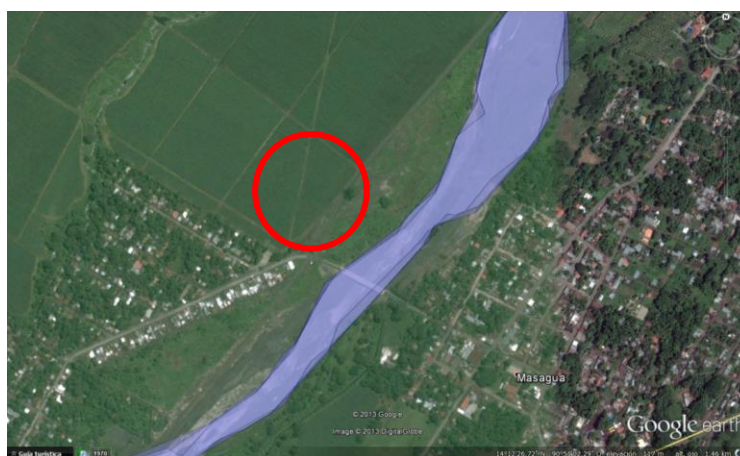


*Fuente: Elaboración propia*

El área de Masagua se ve afectada por una crecida con período de retorno de dos años, en esta ubicación las pendientes comienzan a disminuir y la facilidad para que las áreas se inundan aumenta.

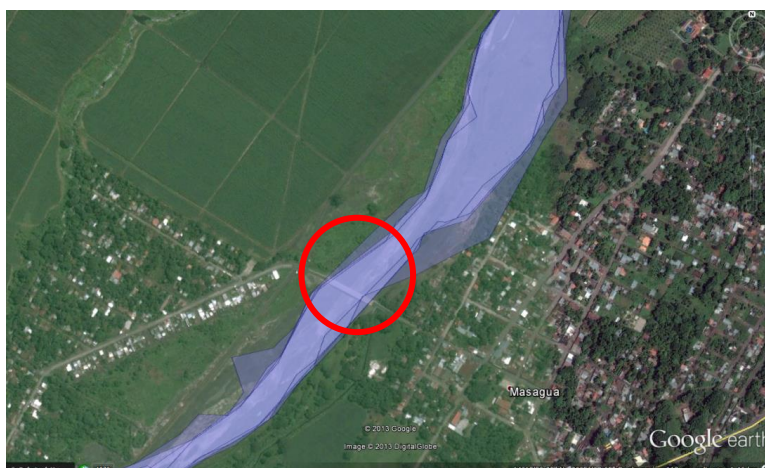
En la siguientes imágenes se observa que el puente de Masagua puede verse afectado por crecidas con período de retorno de 5 y 10 años. Asimismo se muestra que una crecida con período de retorno de 100 años puede causar el colapso del mismo puente.

**Figura No. 222. Área de inundación en Masagua generada por una crecida con periodo de retorno de 5 y 10 años.**



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura No. 223. Área de inundación en Masagua generada por una crecida con período de retorno de 100 años.**



*Fuente: Elaboración propia*

### 3.3.34. Fichas técnicas de sensores de nivel en ríos.

Se realizaron los siguientes pasos para la creación de las fichas técnicas de los sensores disponibles para la medición de niveles de agua en ríos:

- Determinación de los tipos de sensores disponibles, definición y selección de las características a exponer y aplicación de los criterios seleccionados para las fichas técnicas.

**3.3.34.1. Determinación de los tipos de sensores disponibles aplicables al área de estudio en cuestión.** Existen distintos tipos de sensores que nos sirven para medir la profundidad del agua en ríos y lagos y que son especialmente útiles durante la ocurrencia de crecidas e inundaciones. Debido a estos se analizaron los criterios técnicos de cada uno de los sensores y el conjunto de elementos eléctricos que los compone a cada uno de ellos.

Posteriormente se recopiló la información necesaria para determinar que características y requisitos cumplieran con las necesarias aplicables al área de estudio. Se puede indicar que todas las fuentes por medio de las cuales se obtuvieron los datos técnicos son datos de vendedores de sensores y productores de estos, así como fuentes de estudios previos relacionados al tema. Estas fuentes nos permitieron definir qué es un sensor y cuáles son los puntos esenciales dentro de los mismos (Grimes, Dickey, Pishko, 2006). Determinar los conceptos fundamentales sobre la medición y los instrumentos (Pedro, Arregui, 2000). Definir los tipos de sensores existen y sus características esenciales (40, 41, 43, 44, 45, 46, 47, 49). Demostrar y detallar estudios previos en los que se han aplicado este tipo de sensores en casos similares al del estudio en cuestión (42, 48, 50, 51).

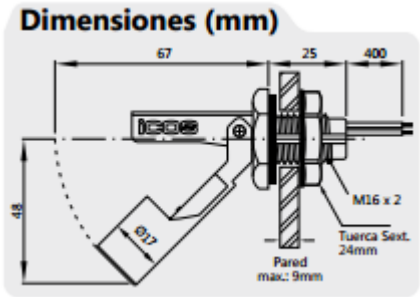
Debido a toda esta información se logró determinar los sensores que aplican para la medición de nivel de agua en ríos y proceder de esta manera a su respectivo análisis mediante fichas técnicas.

**3.3.34.2. Definición de la ficha técnica a aplicar en los sensores.** Una vez determinados los tipos de sensores que son aplicables al estudio en cuestión, se realizó una investigación bibliográfica mediante la cual se trató determinar los aspectos más importantes a incluir dentro de una ficha técnica para los distintos tipos de sensores a aplicar. Se procuró identificar todos los aspectos y características que pudiesen ser de gran importancia para la determinación y correcta aplicación de estos sensores en distintos casos de medición de nivel en ríos. Así como también para que cualquier persona en el medio pudiese implementar y manipular de manera sencilla cualquiera de estos sensores. Las fuentes que utilizamos nos permitieron definir las características esenciales a aplicar dentro de estas fichas técnicas a realizar, (Mongay, 2001), (Cromer, 2010) y (39).

**3.3.34.3. Aplicación de los criterios para la creación de la ficha técnica.** Para cada una de los criterios seleccionados a incluir en la ficha técnica, se determinó la característica perteneciente a cada uno de los sensores seleccionados, o en su defecto estimándola a través de determinados factores. Posterior a esto se procedió a la elaboración final de las fichas técnicas a presentar, mediante un machote mediante la ayuda de programas de Microsoft Office.

Mediante este procedimiento se realizó la presentación final de las fichas técnicas con la información de mayor relevancia dentro de cada prototipo aplicable al análisis de nivel de agua en ríos.

**Figura No. 224. Ficha técnica del sensor por interruptor de flotador.** <sup>[32], [33], [36]</sup>


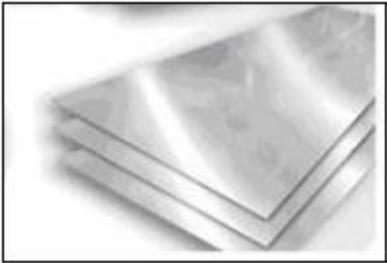
<b>Tipo de sensor</b>	
<b>Interruptores de flotador</b>	
<b>Descripción</b>	
Estos sensores nos ayudan a determinar el nivel de agua en un río mediante, un flotador magnético el cual se mueve en la superficie, accionando así un sellado hermético, el cual nos dice que ya llego a ese nivel el agua.	
Precisión	$\pm 1 - 2\%$
Rango de medición	Ilimitado dependiendo del rango de colocación de los sensores
Voltaje de alimentación	220Vac - 10Vdc
Potencia	20W - 50W @ 0.20 ms + 2 w + 0.1 w + 0.5 w
Consumo de energía	1.87204 KWh/mes
Materiales	Polipropileno – Poliftadilmina
Temperatura de operación	125 a -10 °C
Conectividad	2 cables de 0.5mm <sup>2</sup> x 40cm
Dimensiones	48 mm x 92 mm
Resistencia a la humedad	Si
Tiempo de respuesta	100cs
<b>Imagen sensor</b>	
 <p><b>Dimensiones (mm)</b></p> <p>67, 25, 400, 17, M16 x 2, Tuerca Sext. 24mm, Pared máx.: 9mm</p>	
<b>Ventajas</b>	
Compacto y de bajo coste, contacto hermético, señalización tipo on/off	
<b>Desventajas</b>	
Poca vida útil debido a que se magnetizan y posible agarrotamiento	

Continuación Figura No. 224. Ficha técnica del sensor por interruptor de flotador. <sup>[32], [33], [36]</sup>


<b>Instalación en área de río</b>	
1	Tubo de 6"
1	Tubo de 3"
15	Sensores Reed Switch
2	Tubos eléctricos de PVC gris de 1/2"
6	Metros lineales de cableado
1	Tarjeta de circuitos
1	RTC con ds1307, pines, atmega328, capacitores, resistencia, headers, multiplexores, LED's, memoria, cable - protoboard
1	Batería de 12 V
7	m3 de concreto
4	Varillas de Hierro No 4
1	Varilla de Hierro No 2
1	Interruptor
1	Sistema transmisor y almacenador de datos
<b>Imagen completa</b>	
<b>Costo materiales</b>	
\$ 397	
<b>Costo mano de obra</b>	
\$ 70	

*Fuente: Elaboración propia*

**Figura No. 225. Ficha técnica del sensor por medio de circuitos eléctricos.** [34], [35], [37], [39],


<b>Tipo de sensor</b>	
<b>Por medio de circuitos eléctricos</b>	
<b>Descripción</b>	
<p>Estos sensores miden el nivel del agua mediante un tubo de contactos el cual es básicamente una serie de circuitos eléctricos, abiertos en su polo negativo. En su camino de ida al tubo, el polo negativo se encuentra conectado a un contacto listón de acero inoxidable colocado a lo largo de un tubo de PVC. En su camino de regreso, el polo negativo parte de una serie de placas de acero inoxidable. Al alcanzar el agua una de las placas y el contacto largo que corre a lo largo de todo el tubo, se cierra el circuito gracias a la conductividad eléctrica del agua informando así del nivel del mismo.</p>	
Precisión	$\pm 1 - 2\%$
Rango de medición	Ilimitado dependiendo del rango de colocación de los sensores
Voltaje de alimentación	100/240 Vac - 5 Vdc
Potencia	2 W + 0.1 W + 0.5 W
Consumo de energía	1.872 KWh/mes
Materiales	Listón y placas de acero inoxidable
Temperatura de operación	200 °C máx.
Conectividad	Cable múltipara, de 6 pares
Dimensiones	4.5m x 3"
Resistencia a la humedad	Si
Tiempo de respuesta	-
<b>Imagen Sensor</b>	
	
<b>Ventajas</b>	
Es de bajo costo, fácil instalación, tecnología relativamente sencilla	

Continuación Figura No. 225. Ficha técnica del sensor por medio de circuitos eléctricos. [34], [35], [37], [39].


<b>Desventajas</b>	
Vida útil de 5 años, obstrucción del ducto, rompimiento del cable	
<b>Instalación en área de río</b>	
1	Tubo de 3"
1	Tubo de 1"
1	Placa de cobre
1	RTC con ds1307, pines, atmega328, capacitores, resistencia, headers, multiplexores, LED's, memoria, cable – protoboard
26	Metros lineales de cableado
1	Tarjeta de circuitos
1	Batería de 3.3 V
10	Abrazaderas
1	Codo
1	Interruptor
1	Sistema Transmisor y Almacenador de Datos
<b>Imagen completa</b>	
	
<b>Costo materiales</b>	
\$ 207	
<b>Costo mano de obra</b>	
\$ 70	

*Fuente: Elaboración propia*

**Figura No. 226. Ficha técnica del sensor por ultrasonido.** [38], [68], [69]

<b>Tipo de sensor</b>	
<b>Ultrasonido</b>	
<b>Descripción</b>	
Estos sensores miden el nivel de agua mediante la transmisión de impulsos por medio del procesador de señal, el cual envía un haz ultrasónico a la superficie del líquido. El sensor detecta el eco de la superficie y la envía de vuelta al microprocesador para una representación digital de la distancia entre el sensor y el nivel de la superficie.	
Precisión	± 0.2 - 1%
Rango de medición	0.7-15m
Voltaje de alimentación	115/230 Vac - 24 Vdc
Potencia	0.6/6 W + 2 W + 0.1 W + 0.5 W
Consumo de energía	6.192 KWh/mes
Materiales	PVC
Temperatura de operación	80 a -30 °C
Conectividad	HART, RS485, MODBUS RTU
Dimensiones	140mm x 120mm
Resistencia a la humedad	Si
Tiempo de respuesta	100 ms
<b>Imagen sensor</b>	
	
<b>Ventajas</b>	
Vida útil muy larga, fácil manejo, instalación sencilla, poco mantenimiento	
<b>Desventajas</b>	
Posible obstrucción del campo de visión, muy costoso	

**Continuación Figura No. 226. Ficha técnica del sensor por ultrasonido.** <sup>[38], [68], [69]</sup>

<b>Instalación en área de río</b>	
1	Estructura metálica de soporte
1	Sensor ultrasónico
1	Sistema Transmisor y Almacenador de Datos
1	Tarjeta de circuitos
3	Baterías de 12 V
<b>Imagen completa</b>	
	
<b>Costo materiales</b>	
\$ 900	
<b>Costo mano de obra</b>	
\$ 50	

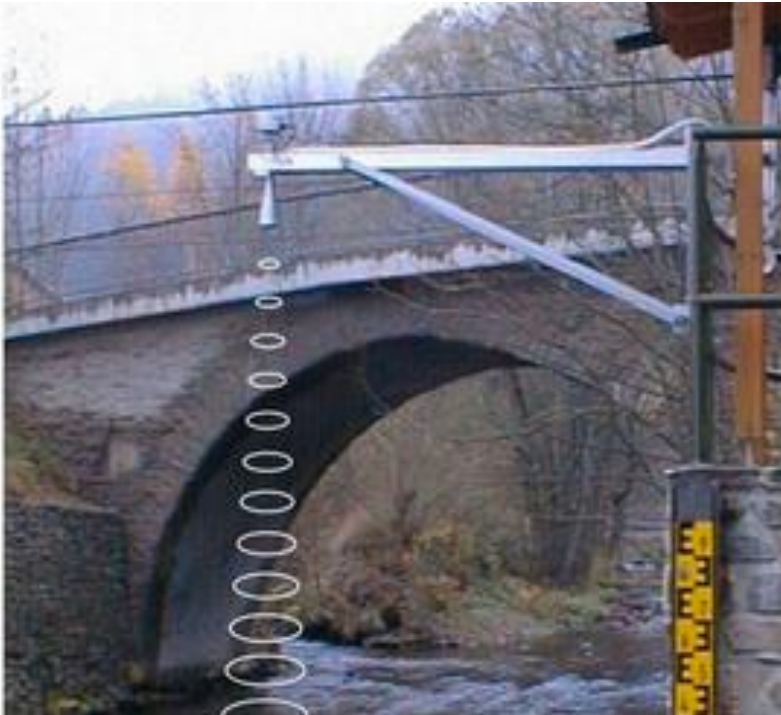
*Fuente: Elaboración propia*

Figura No. 227.

Ficha técnica del sensor por radar. <sup>[70], [71], [72]</sup>

<b>Tipo de sensor</b>	
<b>Radar</b>	
<b>Descripción</b>	
Este sensor mide el nivel del agua por medio de impulsos de microondas extremadamente cortos los cuales son enviados por el sistema de antenas sobre el líquido a medir, siendo reflejados por la superficie del producto y captados nuevamente por la antena.	
Precisión	± 0.25%
Rango de medición	0.2-70m
Voltaje de alimentación	115Vac - 12/30Vdc
Potencia	5/10W + 2 W + 0.1 W + 0.5 W
Consumo de energía	9.072 KW/h/mes
Materiales	Aluminio
Temperatura de operación	80 a -40 °C
Conectividad	HART, RS485, RS232
Dimensiones	300mm x 115mm
Resistencia a la humedad	Si
Tiempo de respuesta	7 ms
<b>Imagen Sensor</b>	
	
<b>Ventajas</b>	
Vida útil muy larga, fácil manejo, instalación sencilla, poco mantenimiento	
<b>Desventajas</b>	
Posible obstrucción del campo de visión, muy costoso	

**Continuación Figura No. 227. Ficha técnica del sensor por radar.** [70], [71], [72]

<b>Instalación en área de río</b>	
1	Estructura metálica de soporte
1	Sensor de radar
1	Sistema Transmisor y Almacenador de Datos
1	Tarjeta de circuitos
3	Batería de 12 V
<b>Imagen completa</b>	
	
<b>Costo materiales</b>	
\$ 3225	
<b>Costo mano de obra</b>	
\$ 50	

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.3.35. Creación del prototipo seleccionado.

#### 3.3.35.1. Listado de materiales.

**Tabla No.157. Materiales utilizados en elaboración de sensor de nivel.**

<b>Disponible en Guatemala</b>			
<b>Cantidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Total</b>
10	Bornera con tornillo	Q1.78	Q17.80
1	Bote de pintura para PVC	Q20.00	Q20.00
3	Cable Dupont	Q1.25	Q3.75
100	Cable para protoboard (m.)	Q2.10	Q210.00
2	Capacitores de 1uF	Q1.75	Q3.50
2	Capacitores de 22 Pf	Q1.25	Q2.50
1	Chip telefónico	Q50.00	Q50.00
1	Clavo acerado 3"	Q14.99	Q14.99
2	Conector para batería de 9V	Q2.25	Q4.50
1	Cristal de 16 MHz	Q6.50	Q6.50
1	EPOXIMIL	Q22.99	Q22.99
2	Estaño (m.)	Q3.50	Q7.00
1	Header pines hembra	Q4.50	Q4.50
1	Header pines macho	Q4.50	Q4.50
2	Juego de DS1307	Q48.00	Q96.00
1	LED de cualquier color	Q1.25	Q1.25
1	Memoria SD de 2 GB.	Q160.00	Q160.00
1	Microcontrolador ATMEGA328	Q49.00	Q49.00
1	Módulo para memoria SD	Q120.00	Q120.00
2	Multiplexor HD74LS151P	Q6.00	Q12.00
2	Pack de 6 Baterías AA	Q33.50	Q67.00
1	Plug DC mediano canuto	Q2.00	Q2.00
2	Porta-batería AA	Q4.00	Q8.00
1	Push Button	Q3.00	Q3.00

**Continuación No. 157. Materiales utilizados en elaboración de sensor de nivel.**

<b>Disponible en Guatemala</b>			
<b>Cantidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Total</b>
1	Regulador 7805	Q5.00	Q5.00
1	Resistencia 10kΩ	Q0.80	Q0.80
1	Resistencia 100Ω	Q0.80	Q0.80
16	Resistencia 1kΩ	Q0.80	Q12.80
2	Socket de 16 pines	Q1.25	Q2.50
1	Socket de 28 pines	Q3.50	Q3.50
1	Socket de 8 pines	Q1.00	Q1.00
1	Switch rock con luz DPST	Q8.00	Q8.00
2	Tapón PVC de 3" de diámetro	Q38.00	Q76.00
1	Tazón Clik 80 AZQ	Q37.99	Q37.99
4	Tornillo M3-.50 x 8	Q1.45	Q5.80
1	Tornillo ESTU.C.P. 6-32x1-1/2	Q11.49	Q11.49
1	Tornillo ESTU.C.P. 6-32x3/4	Q11.49	Q11.49
1	Tubo PVC de 3" de diámetro	Q305.00	Q305.00
<b>TOTAL</b>			<b>Q1,372.95</b>
<b>IMPORTADO</b>			
<b>Cantidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Precio Unitario</b>	<b>Total</b>
1	Módulo GSM TC35i	\$35.00	\$35.00
<b>TOTAL</b>			<b>\$35.00</b>

*Fuente: Elaboración propia*

**3.3.35.2. Diseño.** En este proyecto se llevó a cabo la construcción y mejoramiento de un prototipo parecido al que actualmente utiliza CONRED para monitorear el nivel de los ríos en el país, también se diseñó el sistema que recopila, registra y procesa la información del sensor, decidiendo cuando enviar el mensaje de texto con la alerta. El sensor consta de un tubo PVC el cual posee 10 contactos los cuales nos permiten tener 10 distintos niveles de monitoreo del nivel del agua del río, se decidió utilizar contactos de acero inoxidable para los 10 contactos, los cuales se encuentran dentro del tubo PVC y solo una parte del contacto está expuesta al agua, el tubo se selló para impedir que el agua entre al mismo, ya que el cableado se encuentra dentro del tubo, la caja de control se pensó instalar en la parte superior del puente.

Se utilizan dos multiplexores, para tener disponibilidad de 16 niveles. Para interpretar la información de los 10 contactos instalados se utiliza un microcontrolador ATMEGA328. Para conocer la hora y la fecha se utiliza un RTC DS1307. Para enviar los mensajes de texto se utiliza un módulo SIEMENS GSM TC35/TC35I SMS MODULE BOARD UART/RS232, y para el registro del comportamiento del río se utiliza una tarjeta de memoria SD.

Para saber la distancia de separación de los 10 distintos niveles que se instalaron se llevó a cabo un estudio teórico sobre el comportamiento del río Guacalate, los niveles máximos permitidos y los niveles de riesgo, así como para definir a partir de que nivel se considera peligroso y se envían los mensajes de texto alertando de la crecida del río.

Los diagramas de los circuitos y las imágenes del sensor se pueden ver en el apéndice de este trabajo en la sección A. Medición del nivel de ríos.

**Figura No. 228.**

**Diagrama de flujo de funcionamiento sensor de nivel.**



Fuente: *Elaboración propia.*

**3.3.35.3. Resultados.** El sistema registra el cambio en el nivel del agua del río dentro de los 10 niveles instalados, se pueden agregar hasta 16 niveles, registra el nivel, la fecha y hora del cambio de nivel del agua del río y al llegar a los niveles máximos se alerta por medio de un mensaje de texto el nivel alcanzado por el agua.

**Figura No. 229. Registro historial del nivel del río.**

	A	B	C
1	<b>Fecha</b>	<b>Hora</b>	<b>Nivel</b>
2	20/08/13	11:54:03	Nivel 9
3	20/08/13	12:02:24	Nivel 8
4	20/08/13	12:09:46	Nivel 7
5	20/08/13	12:15:26	Nivel 6
6	20/08/13	12:17:31	Nivel 7
7			


*Fuente: Elaboración propia.*

**Figura No. 230. Ejemplo de SMS de alerta.**

ALERTA ROJA  
EVACUAR  
INMEDIATAMENTE  
20/10/2013  
12:36:53

ALERTA NARANJA  
INICIAR  
PROCEDIMIENTO DE  
EVACUACION  
20/10/2013  
12:37:8

ALERTA AMARILLA  
POSIBILIDAD DE  
INUNDACION  
20/10/2013  
12:37:27



*Fuente: Elaboración propia.*

**Tabla No.158. Características del sensor de nivel.**

<b>Concepto</b>	<b>Valor</b>	<b>Dimensional</b>
<b>Rango máximo</b>	1.35	m.
<b>Distancia entre contactos</b>	15	cm.
<b>Resolución</b>	10	contactos
<b>Tiempo de respuesta</b>	900	ms.
<b>Potencia consumida</b>	0.2621	mW.

*Fuente: Elaboración propia.*

**Tabla No.159. Comparación de precios con otros sensores de nivel.**

<b>Descripción</b>	<b>Precio</b>
<b>GaugerGSM</b>	Q2,400.00
<b>SmartScan50</b>	Q7,200.00
<b>Sensor que utiliza actualmente CONRED</b>	Q.2,738.00
<b>Sensor de CONRED optimizado</b>	<b>Q1,650.00</b>

*Fuente: Elaboración propia.*

### 3.3.36. DISCUSIONES

- Se eligió por medio del estudio realizado y la creación de fichas técnicas de comparación de sensores, el que funcionaba a través de circuitos eléctricos ya que como primera opción era el más económico de todos y no tenía mucha diferencia con respecto a las características necesarias para el correcto funcionamiento dentro del rango de uso de medición de nivel de agua en ríos y sistema de alerta temprana de manera automática. Se encontró que este sensor cumplía con tener entre el 1 o el 2 % de imprecisión en las medidas tomadas, un rango ilimitado según la cantidad de dispositivos que desearan, un consumo mínimo de 1.8 KW/h al mes y resistencia a la humedad, cumpliendo así de manera perfecta.
- Se encontró que existe una posibilidad de vulnerabilidad de seis casas para las que se localizan en áreas de barranco y de una casa para las ubicadas en laderas de las 7,294 casas localizadas dentro del área de influencia de la cuenca en estudio.
- Se definió que el área de inundación dentro de la cuenca es de 150.613 km<sup>2</sup> y que el período de retorno para estos fenómenos es de 30 años dándonos así una probabilidad de ocurrencia del 0.0333.
- Se determinó que de las amenazas estudiadas la que tenía mayor probabilidad de ocurrencia dentro de la cuenca en estudio era la de inundación, ya que contaba con una probabilidad del 0.0333 siguiéndola los deslizamientos en barrancos con 0.00015 y los deslizamientos en laderas con 0.0001.
- Se determinó el uso del suelo dentro de la cuenca definiéndola en categorías generales siendo éstas: (A) Agricultura sin limitaciones con un área de 216.61 km<sup>2</sup>, (Am) Agricultura con mejoras con un área de 552.36 km<sup>2</sup>, (Aa) Agroforestería con cultivos anuales con un área de 64.98 km<sup>2</sup>, (Ss) Sistemas silvopastoriles con un área de 10.83 km<sup>2</sup>, (Ap) Agroforestería con cultivos permanentes con un área de 216.61, (F) Tierras forestales para producción con un área de 10.83 km<sup>2</sup>, (Fp) Tierras forestales de protección con un área de 10.83 km<sup>2</sup> y por último el uso para infraestructura de viviendas con un área de 207.95 km<sup>2</sup>.
- Se logró calcular y determinar el costo del daño esperado anual por cada metro cuadrado dentro de las distintas divisiones del uso del suelo siendo estos (A) Agricultura sin

limitaciones con Q 3.00, (Am) Agricultura con Q 5.00, (Aa) Agroforestería con Q 2.00, (Ss) Sistemas silvopastoriles con Q 1.00, (Ap) Agroforestería con Q. 1.00, (F) Tierras forestales para producción con Q. 0.40, (Fp) Tierras forestales de protección con Q. 0.40 y por último el costo para infraestructura de viviendas de Q. 227.00.

- Se verificó que la precipitación media es de 2293.74 mm al año, que la precipitaciones efectivas es de 1834.992 mm al año y que la evaporación es de 279.84 mm al año.
- Se encontró que la lluvia máxima presente en la cuenca es para un período de retorno de 2 años aproximadamente entre 43 y 93 mm, para un período de 10 años entre 49 y 135 y para un período de 30 años entre 133 y 137 mm.
- Por medio del método teórico se calculó y encontró que los caudales máximos elegidos para el análisis de nivel en los tres distintos puntos de la cuenca son de 29.20 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 2 años y 127.82 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 100 años en Alotenango, de 44.03 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 2 años y 200.48 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 100 años en CA-2 y de 60.44 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 2 años y 340.22 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 100 años en CA-2.
- Por medio del método práctico se determinó que los caudales en los tres puntos de análisis tanto en Alotenango, puente Guacalate en la CA-2 y en Masagua fueron de 2.701 m<sup>3</sup>/s, 27.16 m<sup>3</sup>/s y 22.745 m<sup>3</sup>/s respectivamente.
- Se encontró, mediante los caudales prácticos y teóricos el nivel que tendría cada punto para los eventos de caudal máximo tanto para la sección completa como para la sección actual, estos son de 1.67 y 1.27 m para un período de retorno de 2 años, 5.24 y 3.67 m para un período de retorno de 100 años en el área de Masagua, 1.55 y 0.94 m para un período de 2 años, 4.36 y 2.36 m para un período de 100 años en el área del puente Guacalate sobre la CA-2 y 1.67 y 1.27 m para un período de retorno de 2 años, 5.32 y 3.57 m para un período de retorno de 100 años en el área de Alotenango.

- Para solucionar el problema del monitoreo del comportamiento del nivel del agua de los ríos se realizaron varias pruebas en el laboratorio con diferentes sensores, se hicieron pruebas con sensores ultrasónicos, pero el rango de medición no es lo suficientemente amplio, además de que su precio es elevado.
- También se realizaron pruebas con sensores QRD1114, que son sensores infrarrojo, entre otros. Para cuidar que el sensor esté expuesto al agua, se decidió realizar los contactos con un material de acero inoxidable ya que este material presenta una muy buena resistencia a la corrosión y son conductores de la electricidad. Además son elementos de bajo costo lo que es necesario en este tipo de sensores, ya que están expuestos tanto a condiciones climáticas y ambientales extremas como al vandalismo. Por lo tanto, al ser componentes que se consiguen fácilmente en el país, es posible su rápido reemplazo en caso de que sufran cualquier tipo de daño, para que así el sensor siga funcionando.
- Dichos contactos al estar sumergidos en agua envían una señal eléctrica al microcontrolador indicando el nivel al que llegó el agua, este microcontrolador genera una hoja electrónica dentro de una memoria SD en donde registra el nivel, la fecha y hora en que el nivel del agua cambió y si el río alcanza un nivel de peligro que amenace a los poblados cercanos o incluso la estructura del puente, se notifica inmediatamente a un encargado mediante un mensaje de texto telefónico que se envía de forma automática por el sistema.
- El sistema de monitoreo del nivel de los ríos que utiliza actualmente CONRED, solo tiene un arreglo de leds que sirven como indicadores visuales en el sitio, necesitando que una persona esté presente para ver los leds y determinar el nivel en el que se encuentra el río, con este proyecto se logró mejorar esto haciendo que la notificación de los niveles máximos del río sea enviada inmediatamente y de forma automática por medio de un mensaje de texto telefónico, además de ello el sistema es capaz de llevar un registro de los diferentes cambios que presente el nivel del agua del río guardando el nivel al que cambió el río, la fecha y la hora en que lo hizo. Con este registro se puede tener un historial del comportamiento del río en las diferentes épocas del año.

- Como se puede observar el sensor es de bajo costo comparado con otros dispositivos comerciales, por ejemplo el sensor SmartScan50 o el sensor GaugerGSM. Cabe destacar que el sensor optimizado a pesar de ser más versátil que el que utiliza actualmente CONRED también es más barato. Además los materiales utilizados para su construcción están disponibles en Guatemala excepto el módulo GSM para el envío de mensajes de texto.
- Es necesario que el chip telefónico prepago que contiene el módulo GSM, que será el encargado de enviar el mensaje de texto, se mantenga siempre con saldo para que pueda enviar el mensaje de texto cuando sea necesario, este chip se puede recargar en cualquier venta de recargas telefónicas. El módulo GSM puede utilizar un chip de cualquier compañía telefónica que opera en el país.
- A pesar que la CONRED utiliza velocidades de crecidas de 3 m/s, los modelos de inundaciones se realizaron utilizando una onda de crecida de 5m/s para asegurar que las simulaciones de las inundaciones sean certeras en la ocurrencia de crecidas extraordinarias.
- Debido a que la mayor causa por la fallan los sistemas implementados en áreas afectadas por inundaciones es el vandalismo, una solución para dicho problema sería la implementación de sensores contruidos dentro de las pilas de los puentes para que no este al alcance de terceros.

### 3.3.37. CONCLUSIONES

- Se logró analizar y determinar el tipo de sistema de monitoreo a utilizar, dentro de cuatro distintas opciones. Todo esto mediante una serie de fichas técnicas con sus características principales.
- Se estableció y mapeo el uso correcto del suelo, logrando identificar las amenazas, riesgos y costos de cada uno de estos daños en las zonificaciones establecidas.
- Se logró completar el estudio hidrológico analizando todos los factores importantes del mismo, obteniendo así como dato final los caudales y los niveles de inundación en los distintos puntos de influencia.
- Para que una estación medidora de nivel funcione como un sistema de alerta temprana - SAT es de suma importancia que ésta se genere la alerta con el tiempo de anticipación suficiente para notificar a los afectos, y que la sección del sitio de instalación se mantenga constante para poder obtener mediciones certeras.
- Para que la estación pueda ser colocada en el río Guacalate se debe proteger el sensor medidor de nivel, no solo de los sedimentos y material de arrastre del río, sino también del vandalismo, razón principal por la que no existe un sistema SAT en el sector.
- El mayor peligro para la estructura del puente de concreto, debido a una crecida, ocurre cuando ésta alcanza el nivel de la superestructura, ya que usualmente la condición de apoyo es simplemente apoyada, y si el caudal es lo suficientemente fuerte puede arrastrar la superestructura.
- Según los modelos de inundaciones realizados, el municipio de Alotenango es el más vulnerable ante crecidas máximas, en comparación con los municipios de Escuintla y Masagua

- El sistema de monitoreo del nivel del agua de los ríos que utiliza actualmente CONRED quedó mejorado, agregándole alertas automáticas y registro de un historial del comportamiento del río.
- El mensaje de texto telefónico es enviado automáticamente por el sistema al detectar que el río está en un nivel peligroso. Basado en comparaciones de precios de equipos comerciales, se confirma que el sensor construido es de bajo costo.
- Con los resultados obtenidos en las pruebas de campo y el cálculo del tiempo de respuesta de cada sensor se puede comprobar que el sistema actúa en tiempo real ya que el intervalo de tiempo entre el envío y la recepción de la información es relativamente corto.
- La información recopilada de los sensores es guardada en una hoja electrónica para su fácil interpretación y manipulación.
- El sistema es capaz de capturar, almacenar, procesar y enviar de forma periódica los datos de las variables requeridas para análisis.
- Al utilizar la red GSM como medio de transmisión de la información, se obtiene un rango bastante aceptable ya que únicamente dependerá del servidor con el que se está trabajando.
- El rango de medición de cada sensor permite capturar los valores de interés de cada una de las variables requeridas.

### **3.3.38. RECOMENDACIONES**

- Se recomienda implementar una mayor cantidad de sensores dentro de distintos puntos de la cuenca para poder determinar con mayor exactitud todos los factores y dar un dato más acertado del nivel de amenaza por inundación presente.
- Se recomienda que se delimiten las áreas de inundación probables y definir las como áreas de riesgo eminente para evitar cualquier asentamiento ya sea privado o público dentro de las mismas, o resguardarlas lo más posible para evitar pérdidas.
- Se recomienda que se analice el uso correcto de la cuenca con estudios más detallados y que se realice una zonificación y mapeo para poder exigir a las empresas o personas individuales acatar estos rangos para prevenir desastres dentro de la cuenca.
- Se recomienda que se instalen más estaciones meteorológicas e hidrológicas dentro del área de la cuenca del río Achiguate, así como que se recopile mayor información de cada una de estas, para tener datos con mayor cantidad de información histórica y obtener resultados más exactos y precisos.
- Se recomienda que se realicen más estudios prácticos en distintos puntos dentro de la cuenca evaluando las secciones transversales y las velocidades del flujo, tanto en épocas de invierno como de verano en la parte alta, media y baja de la cuenca para obtener resultados más exactos.
- Se recomienda georeferenciar puntos en los puentes para tener un punto de referencia fijo para medir las variaciones de los niveles en ríos.

## **IV. CONCLUSIONES GENERALES**

### **4.1. Conclusión losa de pavimentos**

A través de la utilización de dispositivos digitales y analógicos se evaluó el comportamiento de pavimentos estructurales a partir de las recomendaciones de las Guías de Diseño AASHTO 93 y AASHTO 2002 y se comparo exitosamente los pavimentos experimentales con un modelo computacional realizado en SAFE Post Tensioning Versión 12.3.1 conjuntamente con la teoría de la Resistencia de los Materiales.

### **4.2. Conclusión temperatura**

Se desarrollaron las curvas de calibración y la metodología descrita en la especificación ASTM C 1074 para implementar y validar el método de madurez para las mezclas de concreto convencional y de alta trabajabilidad para vivienda industrializada, mediante el uso de sensores de temperatura. Este método permite monitorear el desarrollo de resistencia del concreto al correlacionarlo con la edad y temperatura del concreto mediante la utilización de un índice de madurez establecido. El sensor desarrollado en esta investigación permite recopilar los datos de temperatura de varias muestras simultáneamente y además transmite los datos en tiempo real para hacer más eficiente el proceso de estimación de resistencia.

### **4.3. Conclusión de nivel de río**

Mediante un estudio hidrológico completo, visitas de campo y aforo del río Guacalate-Achiguate se determinaron las características y condiciones que debía tener el prototipo de una estación medidora de nivel en ríos para funcionar como un sistema de alerta temprana. Asimismo se estudio el comportamiento del río mediante modelos de inundación para generar áreas afectadas por crecidas y se identificaron las zonas mayor vulnerabilidad.

## V. BIBLIOGRAFÍA

- 1 AASHTO. 1993. *Guide for design of pavement structures. USA.*
- 2 AASHTO. 2004. *Guide for mechanistical-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. USA.*
- 3 Ahuja, P. (2009). *Chemical Engineering Thermodynamics.*New Delhi: PHI Learning Private Limited.
- 4 Álvarez, F. B. (4 de Abril de 2004). *Universidad de Oviedo.* Recuperado el 30 de 08 de 2013, de <http://www6.uniovi.es/usr/fblanco/Leccion7.HidratacionCEMENTO.pdf>
- 5 American Concrete Institute. (2001). *Guide to Curing Concrete.* ACI Manual of Concrete Practice, ACI International, ACI 308R-01, Farmington Hill, MI.
- 6 American Society for Testing and Materials. (2004). *Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method.* ASTM Committee C09. Pennsylvania: ASTM International.
- 7 American Society for Testing and Materials. (2007). *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory.* ASTM Committee C09. Pennsylvania: ASTM International.
- 8 American Society for Testing and Materials. (2009). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.*ASTM International, ASTM Committee C09, Pennsylvania.
- 9 Anguas, P., & Correa, A. (2004). *Conceptos Mecanicistas en Pavimentos.* Secretaría de Comunicaciones y Transportes; Instituto Mexicano del Transporte. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes; Instituto Mexicano del Transporte.
- 10 Anónimo. 2011. *¿En qué consiste el método de los elementos finitos y para qué sirve?* Recuperado el 22 de Agosto de 2013, de *Climo Límite.* Página web: <http://ciclolimite.com/2011/03/29/%C2%BFen-que-consiste-el-metodo-de-los-elementos-finitos-y-para-que-sirve/>
- 11 Anónimo. 2010. Nivel del río. VEGA. Obtenido desde: [http://www.vega.com/es/Aplicacion\\_Nivel%20del%20r%C3%ADo.htm](http://www.vega.com/es/Aplicacion_Nivel%20del%20r%C3%ADo.htm)
- 12 Anónimo. 2004. Estación de nivel. Sistemas de alerta hidrometeorológica del Norte del Estado de Veracruz. Obtenido desde: <http://www.csva.gob.mx/sah/Material/4NivelSAH.pdf>
- 13 Anónimo. 1995. Manual de hidrología. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Agronomía. 223 págs.

- 14 Anónimo. 1993. Manejo ambiental y prevención de desastres: dos temas asociados privado. Red de Estudios en Prevención de Desastres en América Latina. Guatemala. Págs. 66–81.
- 15 Anónimo. 2004. Clasificación de los suelos según su capacidad de uso. Organization of American States. Obtenido desde: <http://www.oas.org/dsd/publications/unit/oea30s/ch028.htm>
- 16 Anónimo. 2013. Sensores de nivel y medición. Omega Engineering Limited. Obtenido desde: [http://es.omega.com/prodinfo/sondas-de-nivel-medicion\\_es.html](http://es.omega.com/prodinfo/sondas-de-nivel-medicion_es.html)
- 17 Anónimo. 2011. ARMM sensor de nivel ultrasónico. ARMM, the future measurement. Obtenido desde: [http://www.shoptta.com/product.php?id\\_product=23&id\\_lang=3](http://www.shoptta.com/product.php?id_product=23&id_lang=3)
- 18 Anónimo. 2010. Control de caudal y de nivel. Toscano Electronics for the environment. Obtenido desde: <http://www.toscano.es/en/applications/flow-and-level-control/>
- 19 Anónimo. 2012. Level Pressure Transducer and Transmitter. Holykell Technology. Obtenido desde: <http://holykell.com/plus/list.php?tid=270>
- 20 Anónimo. 2011. Monitorización de aguas. Advanticsys. Obtenido desde: <http://www.advanticsys.com/services/water-monitoring-equipment/?lang=es>
- 21 Anónimo. 1995. Manual de hidrología. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Agronomía. Guatemala. 223 págs.
- 22 Anónimo. 1970. Guide to hydrometeorological practices. 2ª ed. WMO. 82 págs.
- 23 Anónimo. 2012. Estación Meteorológica. Olimpiadas Nacionales de Contenidos Educativos en Internet. Obtenido desde: <http://www.oni.escuelas.edu.ar/2008/CORDOBA/1324/trabajo/estacionmeteorologica.html>
- 24 Anónimo. 2012. Informe ejecutivo IPC. Instituto Nacional de Estadística (INE). Guatemala. Obtenido desde: <http://www.ine.gob.gt/np/IPC/INFORME%20EJECUTIVO%20%20IPC%20MARZO%202012.pdf>
- 25 Anónimo. 2012. Sensor de nivel para líquidos. ICOS. Obtenido desde: [http://www.icos.com.br/Idiomas/Espanhol/Pdf/es\\_sensor\\_nivel\\_icos\\_la26m40.pdf](http://www.icos.com.br/Idiomas/Espanhol/Pdf/es_sensor_nivel_icos_la26m40.pdf)
- 26 Anónimo. 2011. Instrumentación y control de sensores de nivel en líquidos. Instituto Balseiro. Argentina. Obtenido desde: <http://www.ib.cnea.gov.ar/~instyctl/clases10/apuntesInst/NivelLiquido.pdf>
- 27 Anónimo. 2012. Información sobre el producto. VEGA. Obtenido desde: <http://www.meditecna.com/pdfs/vegaplus67-68.pdf>
- 28 Anónimo. 2012. Medida de nivel por ultrasonido. HIDROMED. Obtenido desde: <http://hidromed.eu/nivel-por-ultrasonidos/>

- 29 Anónimo. 2012. Medidor de nivel por radar. Emerson Process. Pbtenido desde: [http://www2.emersonprocess.com/siteadmincenter/PM%20Rosemount%20Tank%20Gauging%20Documents/Pro\\_Techn\\_Ed3\\_Rev%20E\\_501026\\_Sp\\_web.pdf](http://www2.emersonprocess.com/siteadmincenter/PM%20Rosemount%20Tank%20Gauging%20Documents/Pro_Techn_Ed3_Rev%20E_501026_Sp_web.pdf)
- 30 Anónimo. 2012. Radar sensor for continuous level measurement. VEGAPULS. Obtenido desde: <http://docs-europe.electrocomponents.com/webdocs/116a/0900766b8116a1ec.pdf>
- 31 Anónimo. 2012. Radar level transmitters. OMEGA. Obtenido desde: [http://es.omega.com/ppt/pptsc\\_es.asp?ref=LVRD500](http://es.omega.com/ppt/pptsc_es.asp?ref=LVRD500)
- 32 Anónimo. 2007. Evaluación de los recursos hídricos de la cuenca del río Ocoña . Instituto Nacional de Recursos Naturales (INAENA). Ocoña. Obtenido desde: [http://www.ana.gob.pe/media/296679/estudio\\_hidrologico\\_ocona.pdf](http://www.ana.gob.pe/media/296679/estudio_hidrologico_ocona.pdf)
- 33 Aranda, D. C. (1998). Procesos del Ciclo Hidrológico. Mexico : SLP.
- 34 Arbeláez, G. (Febrero de 2012). Calorimetría del Concreto: Valiosa herramienta para la construcción industrializada. *Noticreto* .
- 35 Asturias Hernández, Raúl M. 2006. «Impacto del cambio de uso del suelo en el comportamiento del ciclo hidrológico de las microcuencas de los ríos San Lucas y Arenal». Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. 102 págs.
- 36 Asociación Nacional Técnica de Estabilizados de Suelos y Reciclado de Firmes. *Cemento*. Recuperado el 14 de julio de 2013: <http://www.anter.es/pdf/L1.pdf>
- 37 Atehortúa Hurtado, Federico. 2005. Gestión y auditoría de la calidad para las organizaciones públicas: Norma NTCGP 1000: 2004 conforme a la ley 872 de 2003. Universidad de Antioquia. Colombia. 30 págs.
- 38 Blaikie, P.; Cannon T.; Davis, I. and B. Wisner. 1994. At Risk: Natural Hazards, People's Vulnerability and Disasters. Routledge, Londres. 145 pág.
- 39 Briones, Diego. 2003. Medidor de nivel por ultrasonido. UTN. Obtenido desde: [http://www.pfinalfra.com.ar/proyectos/medidor\\_nivel/Medidor\\_de\\_Nivel\\_por\\_Ultrasonido.htm](http://www.pfinalfra.com.ar/proyectos/medidor_nivel/Medidor_de_Nivel_por_Ultrasonido.htm)
- 40 Bedoya Soto, Jorge M. 2009. «Propuesta Metodológica para el Manejo de Acuíferos Costeros: El Problema de la Intrusión Salina». Tesis Universidad de Medellín, Colombia. 95 págs.
- 41 Brendan Horan, *Practical Raspberry Pi*, Apress, Ed., 2013.
- 42 Bollin, Carlos. 2003. Gestión local de riesgo: experiencias de América Central. Trad. Servicios Lingüísticos GTZ. Colombia. McGraw-Hill. 324 págs.
- 43 Brooks, KN. 1998. Hydrology and the management of watersheds. 2ª ed. Panima, India. 502 págs.

- 44 Brusola Simón, Fernando. 1999. Oficina técnica y proyectos. Universidad Politécnica de Valencia. 4ª ed. España. 145 págs.
- 45 Cabezas Molina, Daniel Enrique; De la Cruz Posadas, Luis Eduardo y La Torre Jerez, Diego Alejandro. 2012. *Aplicación de sistemas tecnológicos enfocados al diseño estructural, subtema: Diseño de losas cortas para pavimentos de concreto*. Tesis Universidad del Valle de Guatemala. Ciudad de Guatemala, Guatemala. 188 págs.
- 46 Cardona, Oscar. 1993. Evaluación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo: elementos para el ordenamiento y la planeación del desarrollo. Red de Estudios en Prevención de Desastres en América Latina. Guatemala. Págs. 45–65.
- 47 Cardona Hernández, Luis E. 2006. «Contribución al programa de investigación de hidrología forestal del Instituto Nacional de Bosques INAB desarrollado en la microcuenca río Frío Santa Cruz Verapaz, Alta Verapaz». Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. 161 págs.
- 48 Carino, N. (2001). *The Maturity Method: From Theory to Application*. American Society of Civil Engineers. Reston: Peter Chang.
- 49 Celigüeta Lizarza, J. (2011). *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural*. tecnun. Navarra, España: Campus Tecnológico de la Universidad de Navarra-Escuela Superior de Ingenieros.
- 50 Cementos Progreso. (2013). *Concreto para la construcción de muros y losas planas de vivienda en serie*. Recuperado el 10 de Septiembre de 2013, de sitio web de Cementos Progreso: <http://www.cempro.com/servicios-y-productos/productos/concreto-premezclado/104-concreto-vivienda-en-serie>
- 51 Cementos Progreso. (2013). *Concreto de uso general en la construcción para elementos con bajo moderados requerimientos estructurales y resistencia mecánica*. Recuperado el 10 de Septiembre de 2013, de sitio web de Cementos Progreso: <http://www.cempro.com/servicios-y-productos/productos/concreto-premezclado/101-concreto-convencional>
- 52 Cervantes, Victor y Roesler Jeffery. (2009). *Performance of concrete pavements with optimized slab geometry*. Illinois, Estados Unidos. Illinois Center for Transportation, University of Illinois at Urbana – Champaign. 24 págs.
- 53 Céspedes, Marco A. *Resistencia a la Compresión del Concreto a Partir de la Velocidad de Pulsos de Ultrasonido*. Recuperado el 14 de julio de 2013: [http://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1338/ICI\\_100.pdf?sequence=1](http://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1338/ICI_100.pdf?sequence=1)
- 54 Chow, VT; Maidment, DR; Mays, LW. 2000. Hidrología aplicada. Trad. Juan Saldarriaga.

- Colombia. McGraw-Hill. 584 págs.
- 55 Cisneros, A. y Sorto, W. *Guía para la evaluación y diagnóstico de daños en edificios de concreto*. Recuperado el 20 de agosto de 2013: [http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019815/019815\\_Port.pdf](http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/019815/019815_Port.pdf)
- 56 Clasificación de tierras por capacidad de uso: aplicación de una metodología para tierras de la república de Guatemala. 1999. INAB (Instituto Nacional de Bosques, GT). Guatemala. 96 págs.
- 57 Claxton, R. 1986. «Weather-based hazards in colonial Guatemala». *Boletín Georgia, US, West Georgia College, Studies in The Social Sciences [Georgia, US]* 1(25):139–163.
- 58 CONRED (Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres, GT). 2000. Consolidado de eventos 1990–2002. Guatemala. Hoja de Cálculo de Microsoft Excel.
- 59 CONRED. (2010). Sensor de nivel de río: manual para su fabricación, instalación y operación. Guatemala .
- 60 Consejo de Ministros, ES. 1995. «Directriz básica de planificación de protección civil ante el riesgo de inundaciones». *Boletín Oficial del Estado [Madrid, ES]*. 1(14):4846–4858.
- 61 Coronado Iturbide, J. (2002). *Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos*. Guatemala: SIECA.
- 62 Cortez, M. (2011). *Materiales compuestos para la construcción de sensores*, Facultad de Ciencias Exactas y Naturales, Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires.
- 63 Covarrubias, Juan Pablo. (2007). *TCP, Thin concrete pavements*. Santiago de Chile, Chile. TCPavements. 20 págs.
- 64 Covarrubias, Juan Pablo. (2012). *Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada*. Santiago de Chile, Chile. TCPavements. 15 págs.
- 65 Crespo, Carlos. 2004. *Mecánica de suelos y cimentaciones*, 5ª Edición. México DF, México. Editorial Limusa. 650 págs.
- 66 Cromer, Alan H.; Fernández Ferrer, Julián . 2010. *Física en la ciencia y en la industria*. 3ª ed. Barcelona. Editorial Reverté, S.A. 15 págs.
- 67 Cubillos, A. (2004). *Introducción al Método de Los Elementos Finitos-Notas del curso dictado en el segundo semestre 2004*. Coruniversitaria. Ibagué, Colombia: Universidad de Ibagué.
- 68 Custodio, E; Llamas, MR. 2001. *Hidrología subterránea*. 2ª ed. Barcelona, España. Omega. 230 págs.
- 69 Dallas Semiconductor, "DS1820 1–Wire Digital Thermometer," Dallas Semiconductor, Hoja de datos.

- 70 Delgado, Juan C. 2002. Escorrentía, caudales y erosión hídrica: carga de lavado y carga de sedimentos del lecho. Curso superior interactivo sobre la lucha contra la desertificación y defensa contra la sequía y las inundaciones (11, 2002, Antigua Guatemala). Ponencias, España. TRAGSATEC. 41 págs.
- 71 Diccionario Enciclopédico. 2009. 2ª ed. México. Larousse Editorial. 560 págs.
- 72 Elkome Systems. (2011). TML PM and PMF series. [Online]. [http://www.elkome.fi/verkkokauppa/product\\_info.php?products\\_id=1209&viewedSortOrder=price-asc&language=en&SID](http://www.elkome.fi/verkkokauppa/product_info.php?products_id=1209&viewedSortOrder=price-asc&language=en&SID)
- 73 Escobar, R; Miner, Y; Anleu, R. 2003. Marco teórico sobre la gestión del riesgo a desastres. SECONRED. Guatemala. 12 págs.
- 74 FORTUNY, R. I. (Julio de 2008). Biblioteca USAC. Obtenido de ZONIFICACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO ACHIGUATE – GUACALATE: [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/01/01\\_2396.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/01/01_2396.pdf)
- 75 Flores, J., Pila Caiza, D., Viteri Nicolade, D., & Yagchirema Arboleda, E. (2012). *Diseño Vial Definitivo de la Avenida Escalón 2*. Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana
- 76 Gálvez, J. *Aspectos Generales Durabilidad*. Recuperado el 28 de agosto de 2013: <http://prltap.org/eng/wp-content/uploads/2013/02/AG.pdf>
- 77 Garber, Nicholas y Hoel, Lester. 2009. *Traffic & highway engineering, 4ª Edición*. Estados Unidos. Editorial CENGAGE Learning. 1230 págs.
- 78 Geónica S.A. (2013) Geónica S.A. Geofísica y Electrónica. [Online]. <http://www.geonica.com/prod/95/153/Sensores-y-Analizadores-CALIDAD-AGUAS/Calidad-de-las-aguas-sensres/index.html>
- 79 Gere, James y Goodno, Barry. 2009. *Mecánica de materiales, 7ª Edición*. Traducción por León Cárdenas, Javier. México DF, México. Editorial CENGAGE Learning. 1029 págs.
- 80 Global Volcanism Program, US. 2004. US, Smithsonian National Museum of Natural History. Obtenido desde: <http://www.volcano.si.edu/world/volcano.cfm?vnum=1402-09>
- 81 González, H. (2013). *PANORAMA GENERAL*. Diseño de pavimentos de concreto Norma AASHTO 93/ME. Guatemala: Cementos Progreso. S.A.
- 82 Guatemala. 2010. Secretaría ejecutiva de la Coordinadora Nacional para la Reducción de desastres (CONRED). Sensor de nivel de río: manual para su fabricación, instalación y operación. Guatemala, Gobierno de la República. 65 pág.
- 83 Guimarães, Rodrigo. 2001. Fundamentos territoriales y biorregionales de la planificación. Comisión Económica para América Latina. 3ª ed. Santiago de Chile. 88 págs.
- 84 Grimes, C. A.; Dickey, E. C.; Pishko, M. V. 2006. Encyclopedia of Sensors (10-Volume

- Set). American Scientific Publishers. 10ª ed. Texas. Estados Unidos. 150 págs.
- 85 Hall, T., Gonzalez, J. y Moreno, N. *Evaluación del Grado de Madurez con Cementos Nacionales*. Recuperado 22 de agosto de 2013: [http://www.concretonline.com/pdf/00hormigon/art\\_tec/Grado\\_madurez.pdf](http://www.concretonline.com/pdf/00hormigon/art_tec/Grado_madurez.pdf)
- 86 Harp, E; Wilson, R; Wiczorek, G. 1981. Seismically induced landslides from the February 4, 1976, Guatemala earthquake: eastern & western sectors, plate 1. US, United States Geological Survey. Esc. 1:50,000. (Geological Survey Professional Paper 1204–A).
- 87 Harp, E; Wilson, R; Wiczorek, G. 1981. Landslides from the February 4, 1976, Guatemala earthquake. US, United States Geological Survey. 35 págs.
- 88 Hernandez Gutierrez, E. (2005). *Pavimentación de la Carretera a México-Tuxpan Tramo: Tejocotal-Nuevo Necaxa, Tuxpán*. México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacatenco.
- 89 Ibáñez, Ismael. 2010. Sistema UBSAT de alerta ante inundaciones en Perú. Telecomunicaciones de emergencia. <http://emercomms.ipellejero.es/2011/08/24/sistema-ubsat-de-alerta-ante-inundaciones-en-peru/>
- 90 IECA. (Enero de 2013). Guías Técnicas. Obtenido de Puentes de Hormigón: [http://www.ieca.es/Uploads/docs/Puentes\\_de\\_hormig%F3n.pdf](http://www.ieca.es/Uploads/docs/Puentes_de_hormig%F3n.pdf)
- 91 Iglesias, Pedro. 2010. Conceptos fundamentales sobre medición e instrumentación. Universidad Politécnica de Valencia. Obtenido desde: [http://www.ita.upv.es/ventas/doc\\_prods/previews/18.pdf](http://www.ita.upv.es/ventas/doc_prods/previews/18.pdf)
- 92 INAB (Instituto Nacional de Bosques, GT). 1999. Clasificación de tierras por capacidad de uso: aplicación de una metodología para tierras de la república de Guatemala. Guatemala. 96 págs.
- 93 INSIVUMEH. (2013). Atlas Hidrológico. Obtenido de Regiones Hidrológicas para la Estimación de Crecidas: [http://www.insivumeh.gob.gt/hidrologia/ATLAS\\_HIDROMETEOROLOGICO/Atlas\\_Hidrologico/regiones-hidro.jpg](http://www.insivumeh.gob.gt/hidrologia/ATLAS_HIDROMETEOROLOGICO/Atlas_Hidrologico/regiones-hidro.jpg)
- 94 INSIVUMEH. (s.f.). -Departamento de Investigación y Servicios Hídricos.
- 95 Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. *Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto. Método de Prueba*. Recuperado el 10 de septiembre de 2013: <http://www.imcyc.com/ct2008/nov08/PROBLEMAS.pdf>
- 96 Instituto Nacional De Sismología, Vulcanología, Metereología E Hidrología. 2012. Mapas de estaciones meteorológicas. Obtenido desde: [http://www.insivumeh.gob.gt/meteorologia/mapa\\_estaciones.htm](http://www.insivumeh.gob.gt/meteorologia/mapa_estaciones.htm)

- 97 Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. 1991. Inventario de los principales deslizamientos ocurridos en la República de Guatemala. Guatemala. 247 págs.
- 98 Instituto para el desarrollo de los pavimentos en Perú. (2005). *La nueva guía para el diseño empírico-mecanicista de pavimentos, aspectos básicos*. Lima, Perú. 32 págs.
- 99 Itmsoil. Concrete Surface Mounted Strain Gauge. [Online]. <http://www.itmsoil.com/pages/concrete+surface+mounted+strain+gauge>
- 100 Jaime Navarro Gálvez, "Control de un módulo bluetooth mediante microcontrolador," Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, Tesis 2005.
- 101 JICA, C. I. (1985). Proyecto de control de Inundaciones.
- 102 JICA (Japan International Cooperation Agency, GT). 1985. Proyecto de control de inundaciones: los ríos Achiguate y Pantaleón, informe ejecutivo. Ministerio de Comunicaciones, Transportes y Obras Públicas. Guatemala. 220 págs.
- 103 Kanji, M; Massad, F; Cruz, P. 2003. Debris flows in areas of residual soils: occurrence and characteristics. International workshop on occurrence and mechanisms of flows in natural slopes and earthfills. Obtenido desde: <http://www.unina2.it/flows2003/flows2003/articoli/articoli.htm>
- 104 Korstanje, Markus. 2010. «Reconsiderando el Concepto de Riesgo en Niklas Luhmann». Revista de la Universidad de Chile. LI(22): 1-20.
- 105 Kosmatka, S. (2002). Curing Concrete. En *Design and Control of Concrete Mixtures* (pág. 220). Illinois: Portland Cement Association.
- 106 Kumar, P. (2006). Microstructure and Properties of Hardened Concrete. En *Concrete: Microstructure, Properties and Materials* (Tercera ed., pág. 684). New York: McGraw-Hill.
- 107 López, G. d. (2003). *El concreto y otros materiales para la construcción*. Recuperado el 2 de Septiembre de 2013, de <http://www.bdigital.unal.edu.co/6167/#sthash.MxIPfJ81.dpuf>
- 108 Lozano, J. O. (21 de Noviembre de 2005). *Tesis Doctorales de Red*. Recuperado el 25 de Agosto de 2013, de <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6163/08Jaol08de15.pdf?sequence=8>
- 109 MAGA (Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, GT). 2001. Cartografía básica digital para Guatemala, esc. 1:250,000. Guatemala. 1 CD
- 110 Maria Lorena Cortez, "Materiales compuestos para la construcción de sensores," Facultad de Ciencias Exactas y Naturales, Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Tesis 2011.
- 111 Martha Elizabeth Alulema Quitauquis, "Estudio de la Comunicación con comandos AT y

- Microcontroladores caso práctico implementación de un prototipo sistema de gestión de alarma para viviendas con monitoreo mediante telefonía celular," Informática y Electrónica, Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Riobamba, Ecuador, Tesis 2010.
- 112Maxim Integrated, "DS18B20 Programmable Resolution 1-Wire Digital Thermometer," Maxim Integrated, Datasheet.
- 113McCullough, A. S. (Enero de 2002). *The Importance of Concrete Temperature Control During Concrete Pavement Construction in Hot Weather Conditions*. Recuperado el 30 de Agosto de 2013, de Auburn University: <http://www.eng.auburn.edu/users/schinak/Publications/TRB-02-3636-Schindler-McCullough.pdf>
- 114Mendoza, Mario; Domínguez, Luis. 2004. Estimación de la amenaza y el riesgo de deslizamientos de laderas. Guía básica para la elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos. CENAPRED. México. págs. 135–178
- 115Mónica Quito Avila and Luis Corrales, "DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN DATA LOGGER UNIVERSAL CON COMUNICACIÓN RS-232 Y USB HACIA UNA PC," Ingeniería Eléctrica y Electrónica , Escuela Politécnica Nacional, Ecuador, 2005.
- 116Mongay Fernández, Carlos. 2011. «Quimiometría». Tesis de la Universidad de Valencia. 27 págs.
- 117Nilson, Arthur. (1993). *Diseño de estructuras de concreto*. (11ª Edición). Traducción por Yamin, Luis Eduardo. Bogotá, Colombia. 770 págs.
- 118N.J. Carino, H. L. (21 de Mayo de 2001). *The Maturity Method: From Theory To Application*. Recuperado el 29 de 01 de 2013, de National Institute of Standards and Technology: <http://fire.nist.gov/bfrlpubs/build01/PDF/b01006.pdf>
- 119National Ready Mixed Concrete Association. (2008). *CIP 37 - Concreto Autocompactante (CAC)*. Spring: Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado.
- 120NewWpThemes. (2013) Send an email through Gmail running a script in Python. [Online]. <http://solvingmytechworld.blogspot.com/2013/01/send-email-through-gmail-running-script.html>
- 121Omega Engineering Inc. (2003). *Omega Products*. Recuperado el 11 de Septiembre de 2013, de Omega: <http://www.omega.com/products.html>.
- 122Ortiz, Bruno. 2011. Presentan prototipo para advertir desbordes de ríos. El Comercio. Obtenido desde: <http://blogs.elcomercio.pe/vidayfuturo/2011/09/presentan-prototipo-para-adver.htm>.
- 123Orozco, Eduardo O. 2004. «Potencial de recurso hídrico subterráneo y modelo matemático


- preliminar del sistema acuífero del valle aluvial del río Guacalate desde Antigua Guatemala hasta Alotenango, Sacatepéquez, Guatemala». Tesis Universidad de Costa Rica, Escuela Centroamericana de Geología, Sistema de Estudios de Posgrado. 132 págs
- 124 Otero, A. V. (2012). Open Course Ware. Obtenido de Universidad de Salamanca: <http://ocw.usal.es/eduCommons/enseñanzas-tecnicas/ingenieriacivil/contenido/TEMA%207-%20PUENTES.pdf>
- 125 Páez, J. *Concreto en Estado Fresco*. Recuperado el 28 de agosto de 2013: [http://www.cementopanama.com/Portals/0/PDF/Documentos\\_Comerciales/Concreto%20en%20estado%20fresco%2009.pdf](http://www.cementopanama.com/Portals/0/PDF/Documentos_Comerciales/Concreto%20en%20estado%20fresco%2009.pdf)
- 126 Popovics, S. (1982). *Fundamentals of Portland Cement Concrete*. Philadelphia: Wiley-Interscience.
- 127 Ponce, Héctor. 1972. *Evaluación de crecidas en Guatemala*. Instituto Geográfico Nacional. Guatemala. 184 págs
- 128 Portal Oficial Alcaldía de Santiago de Cali, Colombia. 2004. Definición de desastre. Obtenido desde: <http://www.cali.gov.co/gobierno/publicaciones.php?id=734>
- 129 Python. (2013) Python Programming Language. [Online]. <http://www.python.org/>
- 130 Python Software Foundation. (2013) email: Examples. [Online]. <http://docs.python.org/2/library/email-examples.html>
- 131 Quimbay, R. (2010). *Adecuada aplicación del control térmico y de madurez del concreto (Calorimetrías del Concreto) en la determinación de tiempos de desmolde y descimbre en vivienda*. Alfa Research Quality in concrete and construction.
- 132 Ramón Vilchez, "Deformación Simple," *Mecánica y Tecnología de Producción*, Universidad Nacional Experimental "Francisco de Miranda", 2008.
- 133 Robinson, E. J. (s.f.). *El reconocimiento arqueológico de Alotenango*. Guatemala.
- 134 SainSmart.com. (2010) NEW GSM SIEMENS SMS Module Board TC35i Voice Adapter UART/RS232. [Online]. <http://www.sainsmart.com/new-gsm-siemens-tc35-tc35i-sms-module-board-uart-rs232.html>
- 135 Secretaría Ejecutiva de CONRED. (2010). *Manual para la fabricación, instalación y operación del Sensor de Nivel de Río*. Guatemala, Secretaría Ejecutiva de CONRED. 65 p.
- 136 Sierra, Y. M. (2009). *Diseño de Pavimentos de la Carretera 46, Entre Calles 75 y 77 Sur, Sabaneta*, Medellín. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- 137 Schilling, S et al. 2001. *Riesgos de lahar en el volcán de Agua, Guatemala*. US, Investigación Geológica de los Estados Unidos. 18 págs.
- 138 Stephenson, Robert. 1991. *Desastres y desarrollo*. Programa de Naciones Unidas para el

- Desarrollo, Costa Rica. Obtenido desde:  
<http://www.crid.or.cr/digitalizacion/pdf/spa/doc3842/doc3842.htm>
- 139 Tax, P; Rosales, M. 1999. Mapa de amenaza de inundación: registro histórico de inundaciones en el país. 2ª ed. Guatemala, INSIVUMEH.
- 140 Texas Instruments, "LM35 Precision Centigrade Temperature Sensors," Texas Instruments, Datasheet 2013.
- 141 Tim Bitson, *Weather Toys: Building and Hacking Your Own 1-Wire Weather Station ExtremeTech Series*, 2006 Wiley, Ed.
- 142 Timm, David y Barret, Wiliam. 2005. *Analysis of the 2002 design guide of rigid pavement*. Alabama, Estados Unidos. Highway Research Center, Harbert Engineering Center. 63 págs.
- 143 Timoshenko, Stephen. 1957. *Resistencia de materiales, primera parte: Teoría elemental y problemas*. Traducción por Delgado Pérez de Alba, Tomás. Madrid, España. Editorial Espasa-Calpe, S.A. 350 págs.
- 144 Timoshenko, Stephen. 1957. *Resistencia de materiales, segunda parte: Teoría y problemas más complejos*. Traducción por Delgado Pérez de Alba, Tomás. Madrid, España. Editorial Espasa-Calpe, S.A. 493 págs.
- 145 Urquidi, Víctor. 2007. Desarrollo sustentable y cambio global. México. 617 págs.
- 146 Varnes, Daniel. 1984. Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. UNESCO. 3a ed. Francia. 63 págs.
- 147 Van Westen, Cees. 2008. Teledetección para el manejo de Desastres Naturales. UNESCO RAPCA. Enschede, Netherlands. 48 págs.
- 148 Vega Instrumentos S.A. VEGAPULS: Medición de nivel radar. [Online].  
[http://www.vega.com/es/Medici%C3%B3n\\_de\\_nivel\\_Radar\\_Disenos.htm](http://www.vega.com/es/Medici%C3%B3n_de_nivel_Radar_Disenos.htm)
- 149 Villagrán, Jose C. 2002. La naturaleza de los riesgos: un enfoque conceptual. CIMDEN. Guatemala. 76 págs.
- 150 Wade, S. (2006). *Evaluation of Maturity Method to Estimate Concrete Strength*. Research Report, Auburn University, Department of Civil Engineering, Alabama.
- 151 Wallance, Joan. 2001. Riesgos volcánicos en los volcanes Fuego y Acatenango, Guatemala. US, Investigación Geológica de los Estados Unidos. 18 págs.
- 152 Wilches-Chaux, Gerome. 1993. La vulnerabilidad global. Red de estudios en prevención de desastres en América Latina. Guatemala. Págs. 11–44.
- 153 Zhai, Gabriel. 2003. Flood damage and it's modelling: case of Tokai Flood 2000. In Annual meeting IIASA – DPRI on Integrated Disaster Risk Management: coping with regional vulnerability. Japón. 11 págs.

## VI. APÉNDICE

### 6.1. Losas de pavimentación

**Figura No. 231. Documento de cotización de sensores de deformación con la empresa Tokyo Sakki Kenkyujo Co., Ltd.**

 **Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.**  
東京ソクキケンキョウ株式会社 TOKYO SOKKI KENKYUJO CO., LTD. 1-4-10, SHINJUKU-KU, TOKYO, 162-0883, JAPAN TEL: 03-2345-1111 FAX: 03-2345-1112 www.tskk.co.jp

QUOTATION

RFQ No.:  
Our Ref: Q13-5869 Tokyo, May 13, 2013

Cementos Progreso, S.A.  
15 Avenida 18-01 zona 6,  
Ciudad de Guatemala, Guatemala  
Tel: 00-502-53232913 Attn: Hugo Gonzalez


Dear Sirs,

In compliance with your request, we have the pleasure to offer the following items under the terms and conditions stated below:

Item	Description	Quantity	Unit Price	Amount
1	TML Strain Gauge Type PML-60-2LT	10 pcs	23.00	230.00
			FCA Tokyo	230.00
			FedEx Charge	143.00
			CPT Guatemala City	373.00
				(in US\$)

**Terms of payment:** Advance payment  
**Bank:** Sumitomo Mitsui Banking Corporation (SWIFT: SMBCJPJT)  
 Omori Branch, 3-4 Sanno 2-chome, Ota-ku, Tokyo, 143-0023 Japan  
 A/C No. 785-000761

**Delivery time:** Three (3) weeks after receipt of your order and payment  
**Dispatch:** By FedEx  
**Insurance:** Your care  
**Packing:** Export standard packing in carton case  
**Manufacturer:** Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd., Tokyo, Japan  
**Validity:** Till July 12, 2013  
**Remarks:**

Yours faithfully,  
**TOKYO SOKKI KENKYUJO CO., LTD.**  
  
 K. Hashino, Overseas Department Manager

Fuente: Tokyo Sakki Kenyakyjo Co. 2013

Figura No. 232. Sensor de deformación 'Strain Gauge serie PM tipo PML-2LT

**MOLD STRAIN series "PM" GAUGE**

Operational temperature -20~+60°C

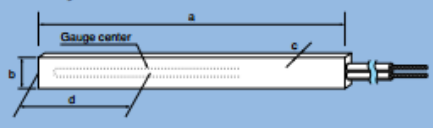
**CONCRETE, MORTAR MATERIALS USE**

Gauge pattern

This gauge has been exclusively designed for measuring interior strain in concrete or mortar under loading test.

●Single-element (G.F. 2.1 approx.)  
0.3mm<sup>2</sup> integral vinyl leadwire of 2m standard  
Total leadwire resistance per meter : 0.12Ω

2-wire system



PML-60

Each package contains 5 gauges.

Type	Gauge (mm)		Backing				Resistance in Ω	
	Length	Width	a	b	c	d		
L : length W : width (Unit : mm)								
*For long-term period use, Strain Transducer KM should be applied.								
PML-60	-2L	60	1	125	13	5	40	120
PML-120	-2LT*	120	1	180	13	5	65	120
*3-wire system(-2LT) is made to order.								

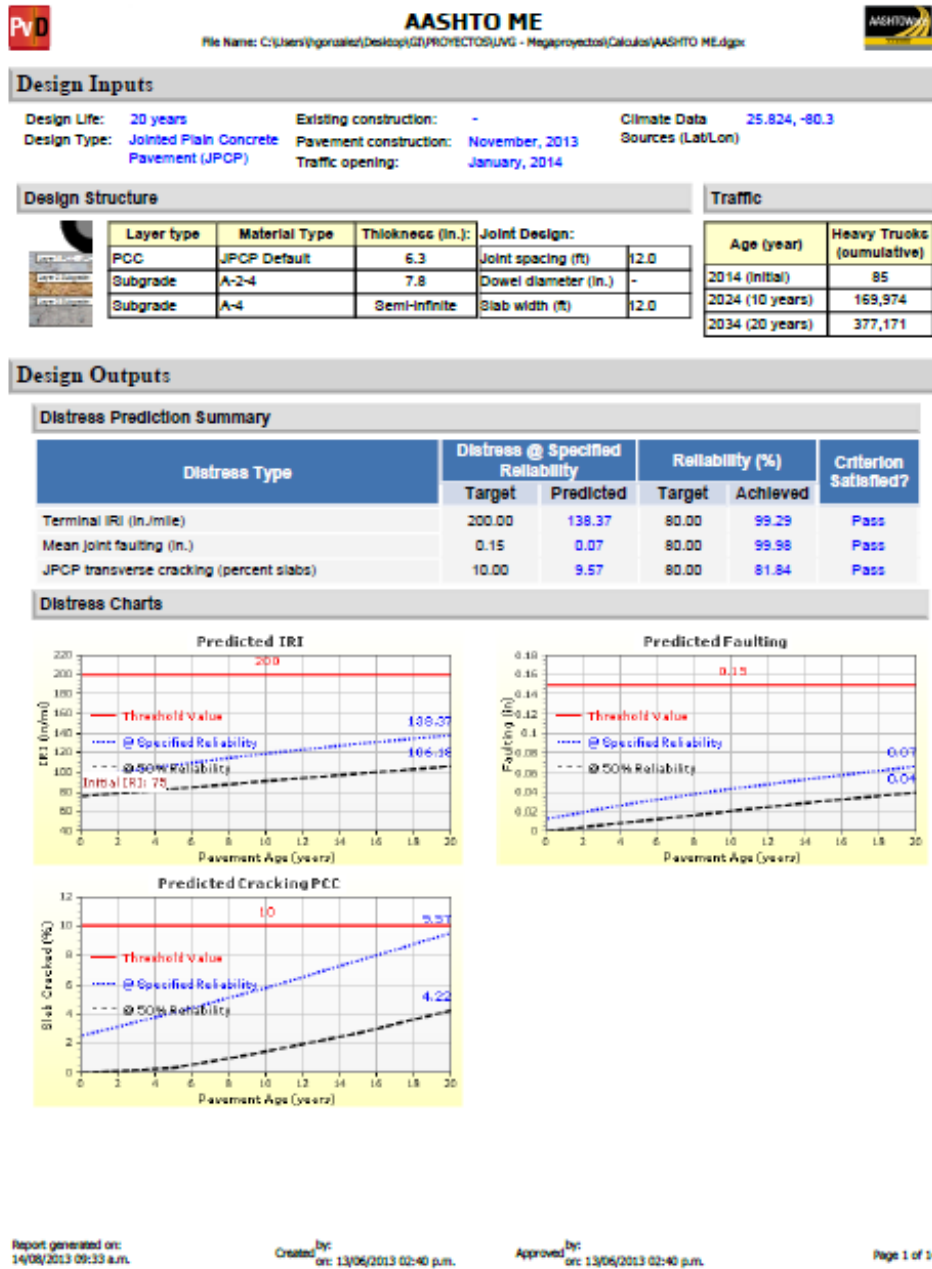
Fuente: Tokyo Sakki Kenyakyjo Co. 2013

Tabla No.160. Tabla de referencia, resultados obtenidos con el programa de diseño SAFE mediante pre-diseño de losa por medio de la metodología empírica AASHTO

Cargas Totales (kip)	Cargas por neumático (kip)	Deflexión (in)	Esfuerzo (kip/in <sup>2</sup> )
10	2.5	0.005111	0.104
15	3.75	0.006188	0.13
20	5	0.007266	0.156
25	6.25	0.011575	0.2599
30	7.5	0.01373	0.3119
32	8	0.014161	0.3328

Fuente: Elaboración Propia

Figura No. 233. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design



Fuente: AASHTOWare ME Pavement Design, 2013

Figura No. 234. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design

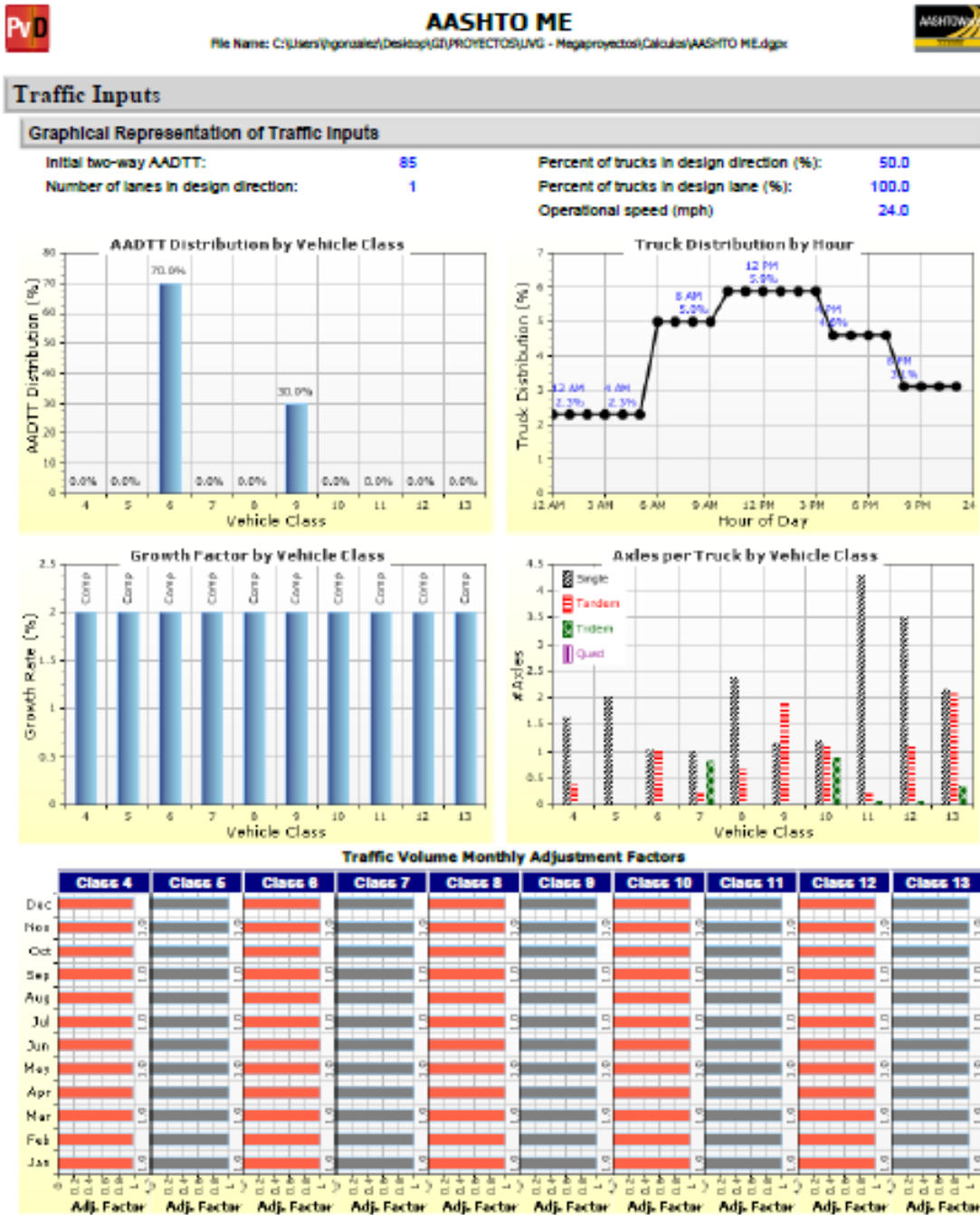


Figura No. 235. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design

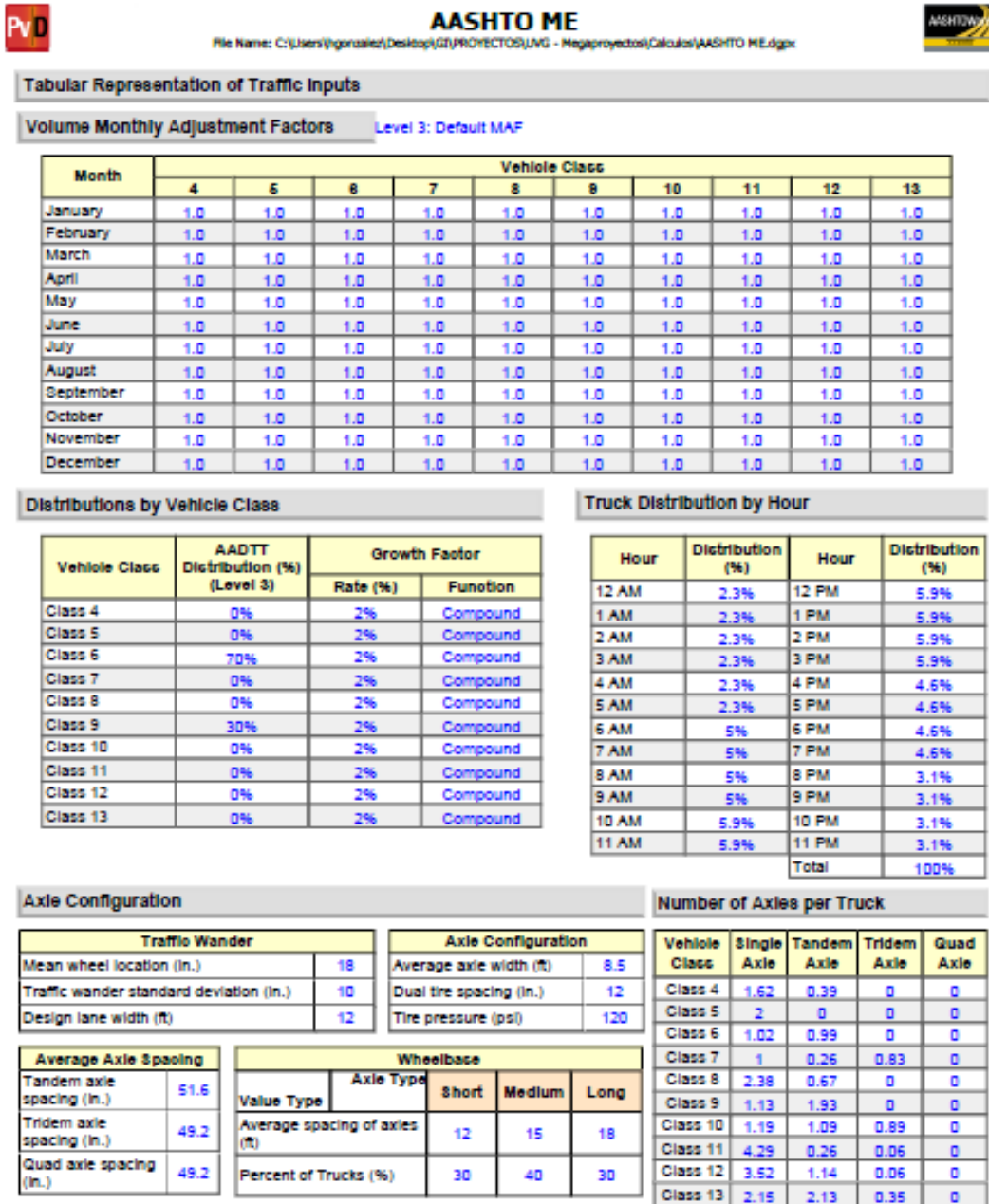


Figura No. 236. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design

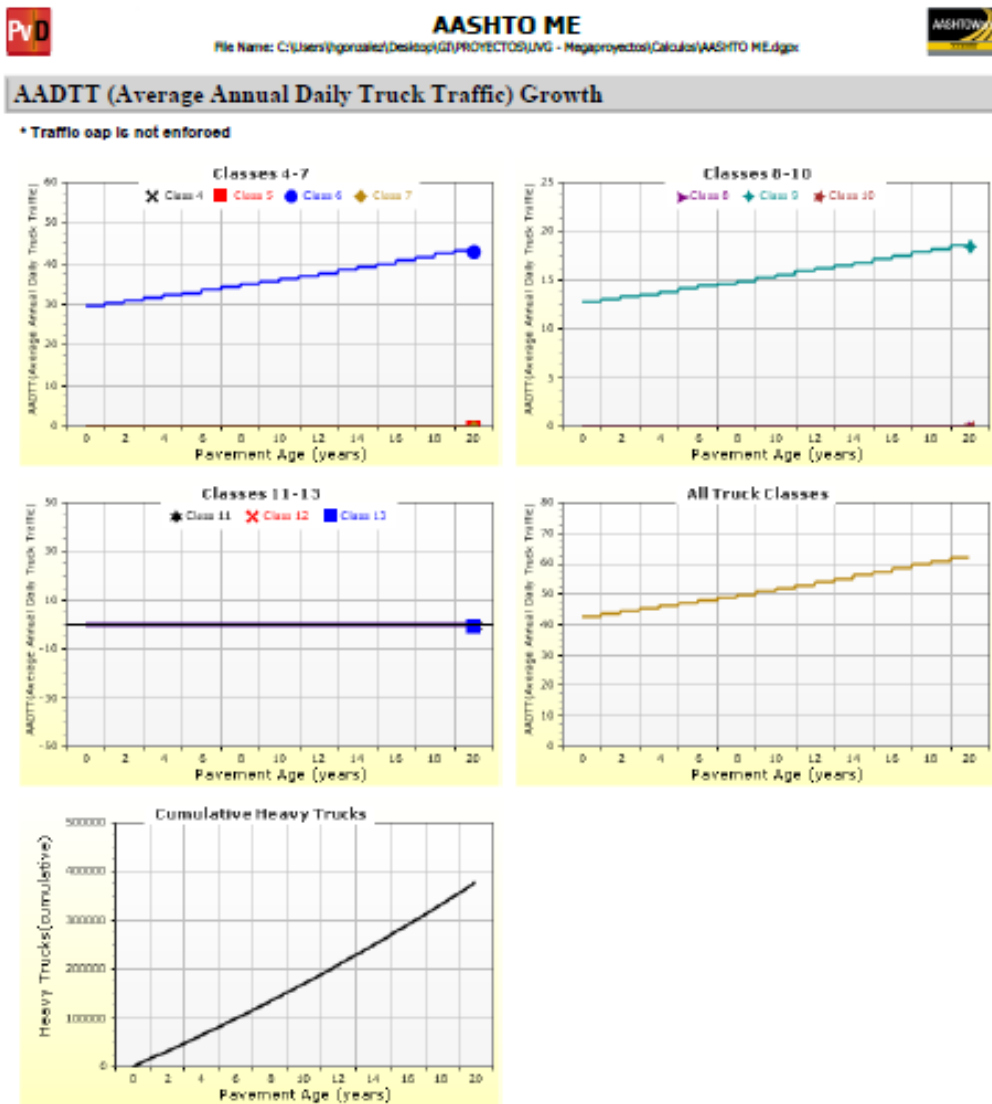
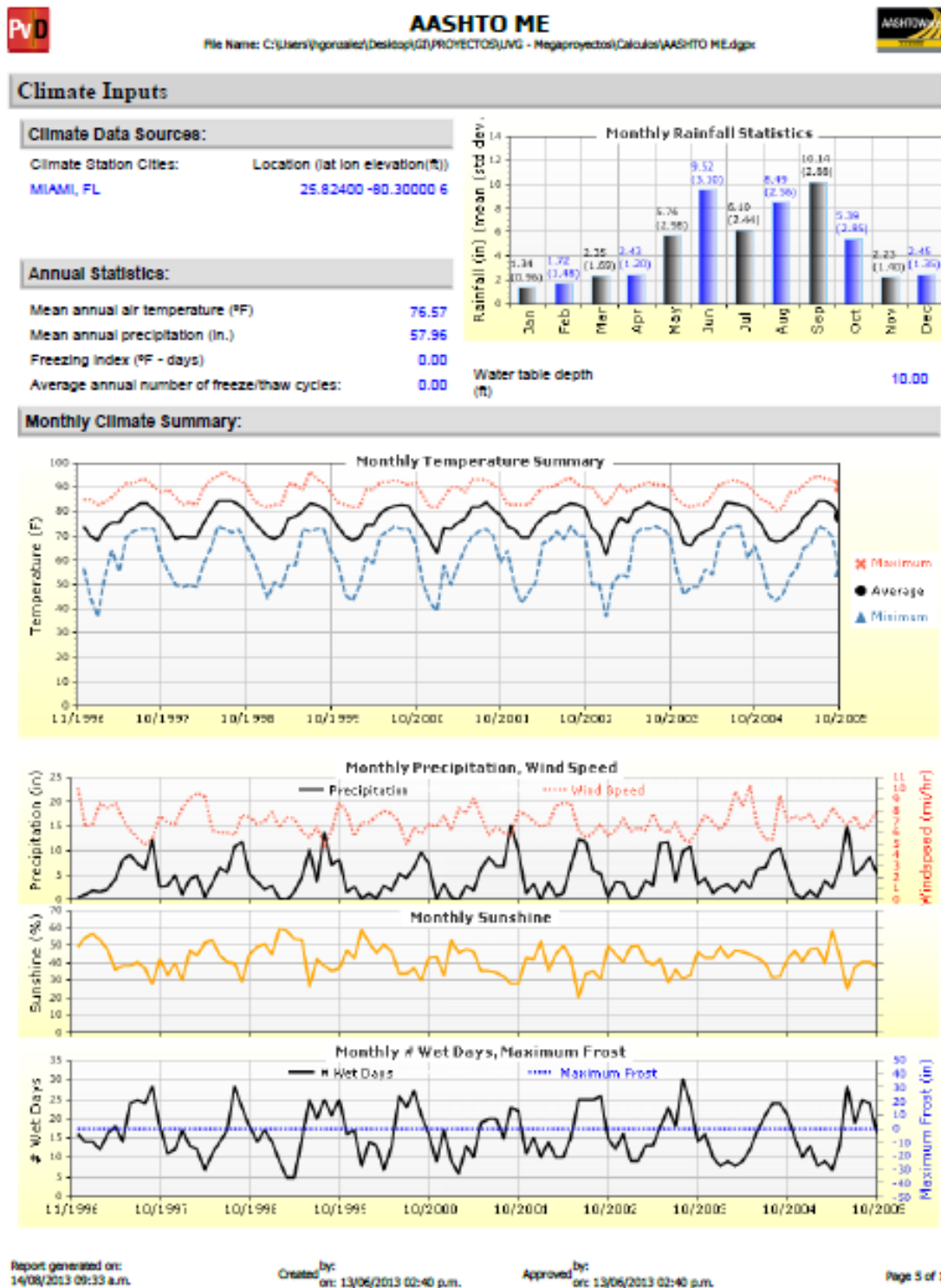
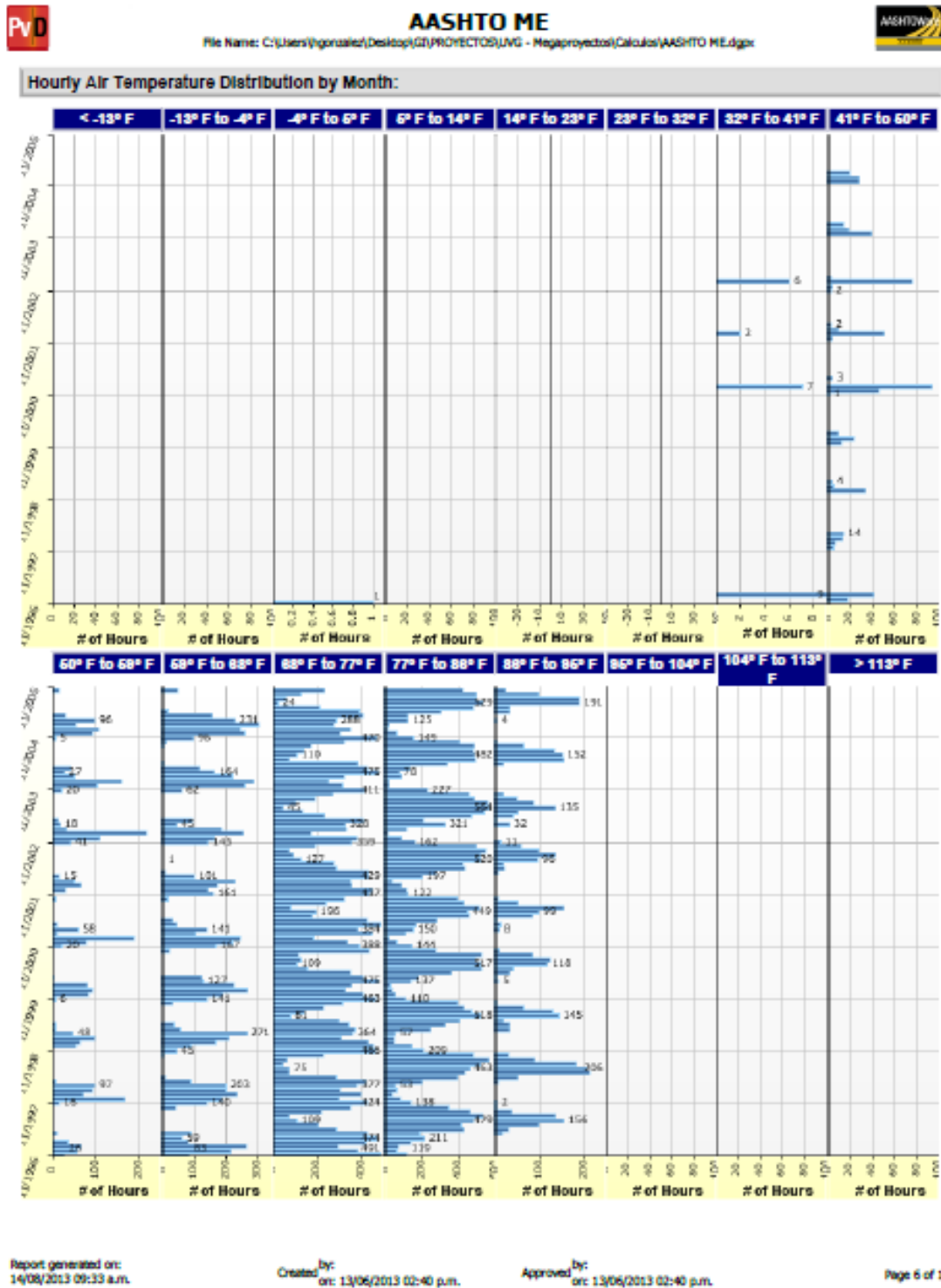


Figura No. 237. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design



Fuente: AASHTOWare ME Pavement Design. 2013

Figura No. 238. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design

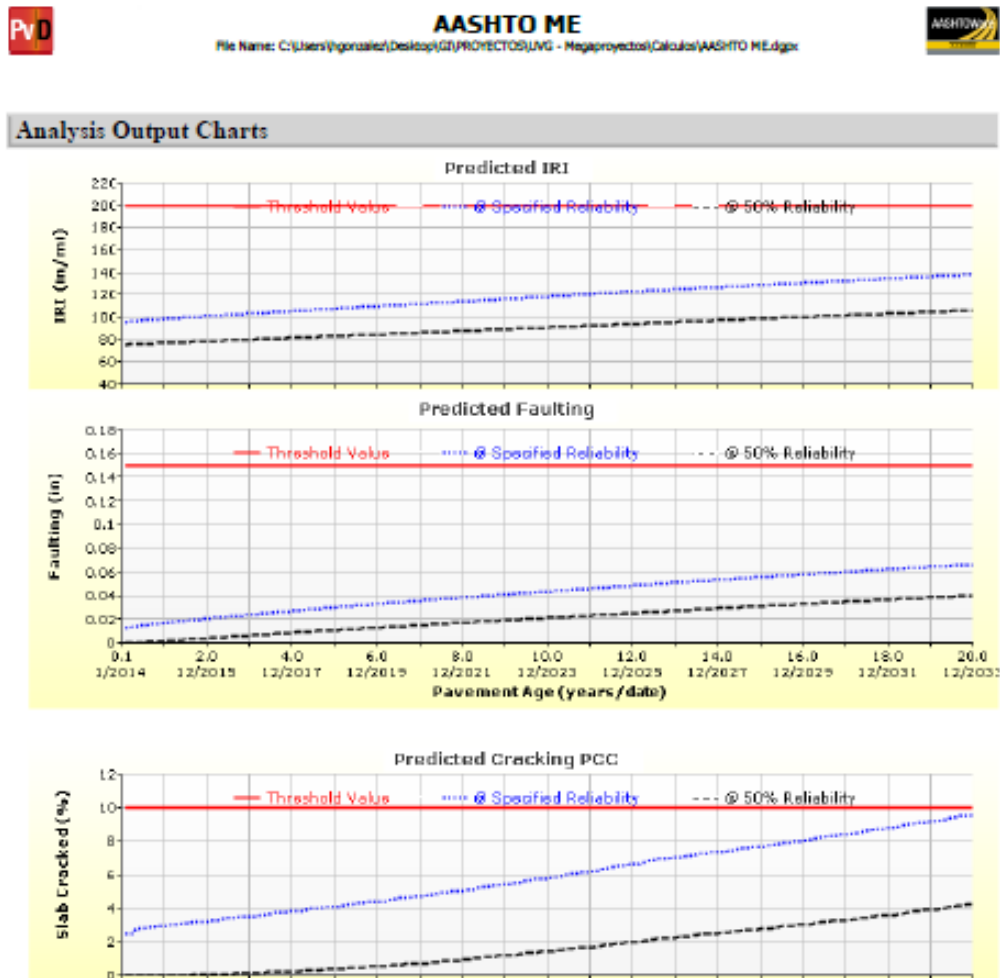


Fuente: AASHTOWare ME Pavement Design. 2013

Figura No. 239. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design

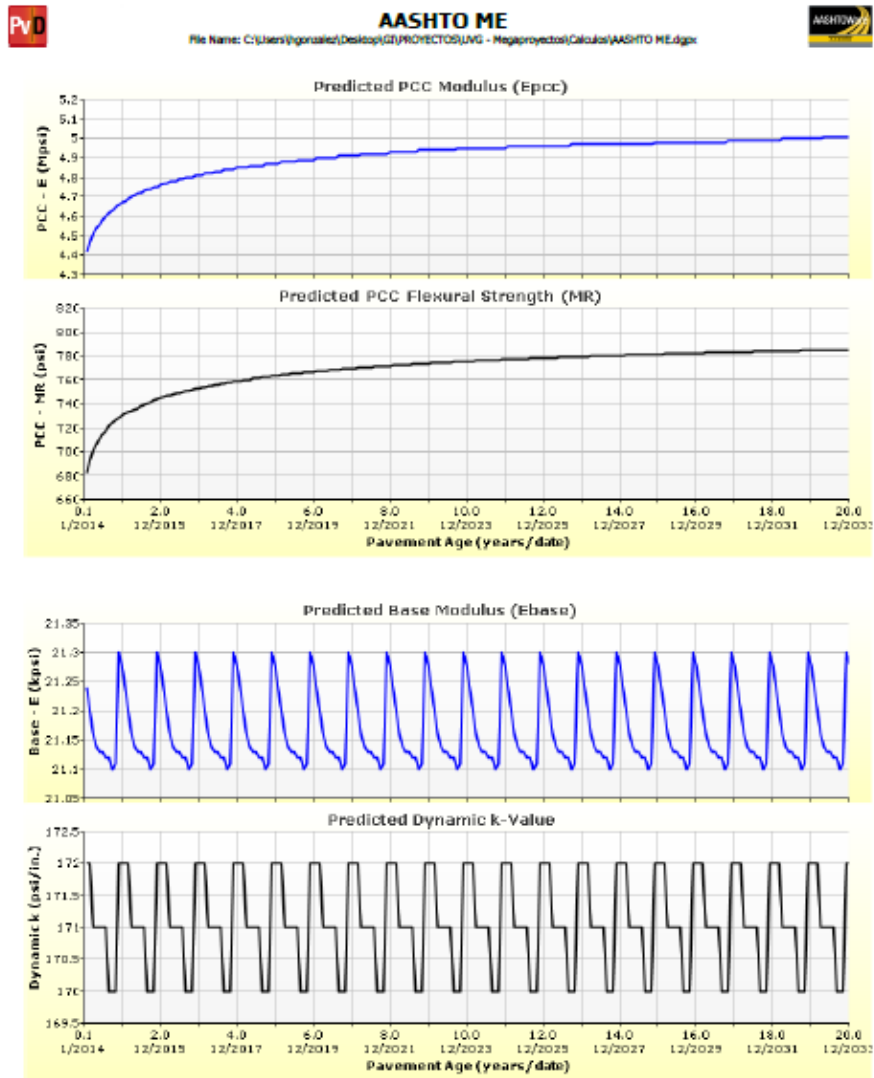
Design Properties	
<b>JPCP Design Properties</b>	
<b>Structure - ICM Properties</b>	
PCC surface shortwave absorptivity	0.85
<b>Doweled Joints</b>	
Is joint doweled ?	False
Dowel diameter (in.)	-
Dowel spacing (in.)	-
<b>Tied Shoulders</b>	
Tied shoulders	False
Load transfer efficiency (%)	-
<b>PCC Joint spacing (ft)</b>	
Is joint spacing random ?	False
Joint spacing (ft)	12.00
<b>Widened Slab</b>	
Is slab widened ?	False
Slab width (ft)	12.00
<b>PCC-Base Contact Friction</b>	
PCC-Base full friction contact	True
Months until friction loss	150.00
<b>Sealant type</b>	
Other (including No Sealant... Liquid... Silicone)	
<b>Erodibility Index</b>	
	5
<b>Permanent curl/warp effective temperature difference (°F)</b>	
	10.00

Figura No. 240. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design



Fuente: AASHTOWare ME Pavement Design. 2013

Figura No. 241. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design



Fuente:

Report generated on:  
14/08/2013 09:33 a.m.

Created by:  
on: 13/06/2013 02:40 p.m.

Approved by:  
on: 13/06/2013 02:40 p.m.

Page 9 of 14

AASHTOWare ME Pavement Design. 2013

Figura No. 242. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design

	A	B	C	D	E	F	G
1	<b>Esfuerzos a través de la teoría de Resistencia de los Materiales</b>						
2							
3	<b>Datos Iniciales</b>						
4	t		16 cm				
5	y		5.5 cm				
6	E	24,855,530,000.00	N/m <sup>2</sup>				
7							
8	<b>Cálculo de Momento de Inercia</b>						
9	b		3.6 m				
10	h		0.16 m				
11							
12							
13	$I = \frac{1}{12}bh^3$			1.2288E-03 m <sup>4</sup>			
14							
15							
16							
17	<b>Cálculo de Momento Flexionante</b>						
18							
19	<b>Cálculo de Radio de Curvatura</b>						
20	E	24,855,530,000.00	N/m <sup>2</sup>				
21	I	1.2288E-03	m <sup>4</sup>				
22	M	48,408.55	N*m				
23							

23							
24							
25	$\rho = \frac{EI}{M} =$			630.93 m			
26							
27							
28							
29	<b>Gráfico deformación unitaria-curvatura</b>						
30	$\varepsilon =$	8.71727E-05					
31	y =	5.5 cm					
32	t =	16 cm					
33							
34	$\varepsilon = -\frac{y}{\rho}$						
35							
36							
37							
38	<b>Muestreo de deformaciones</b>						
39	$\varepsilon (y = 8)$	-0.0001					
40	$\varepsilon (y = 5)$	-0.0001					
41	$\varepsilon (y = 0)$	0.0000					
42	$\varepsilon (y = -5)$	0.0001					
43	$\varepsilon \text{ máx } (y = -8)$	0.0001					
44							

**Continuación Figura No. 242. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design**

46					
47	<b>Cálculo de Esfuerzos</b>				
48	$\epsilon$ máx =	0.000126797			
49	$\epsilon$ ( $\gamma = -5.5$ ) =	8.71727E-05			
50	E =	24,855,530,000.00 N/m2	3604991.15		
51					
52	$\sigma_{máx} = E \epsilon_{máx} =$	3,151,598.31 N/m2	3,212,951.09		
53		457.1008547 Psi			
54	$\sigma = E \epsilon =$	2,166,723.84 N/m2			
55		314.2568376 Psi			
56					

1	<b>Esfuerzos a través de la metodología de Westergaard</b>				
2					
3					
4					
5	P =	16,000.00 lb			
6	h =	6.30 in			
7	k =	606.90 lb/in3			
8	a =	10.42 in			
9					
10					
11					
12					
13		$f_b = 0.572 \frac{8,000 [lb]}{6.299^2 [in^2]} \left[ \log(6.299 [in])^2 - 4 \log \left( \sqrt{1.6(7[in])^2 + (6.299[in])^2} - 0.675(6.299[ib]) \right) - \log \left( 606.9 \frac{lb}{in^3} \right) + 6.48 \right]$			
14					
15					
16					
17					
18		552.72	psi		
19		Factor de Corrección según ACPA			
20		438.66	psi		
21					
22					

**Continuación Figura No. 242. Resultados de estudio AASHTOWare Pavement ME Design**

1	<b>Factores introducidos a MDSolids</b>			
2				
3				
4	Total Beam Length	3.6	m	
5	Location of Left Support	0	m	
6	Location of Right Support	3.6	m	
7	Start of Load (x - coordinate)	1.6	m	
8	End of Load (x - coordinate)	2	m	
9	Load Magnitude	812.8	lb/in	
10				
11				

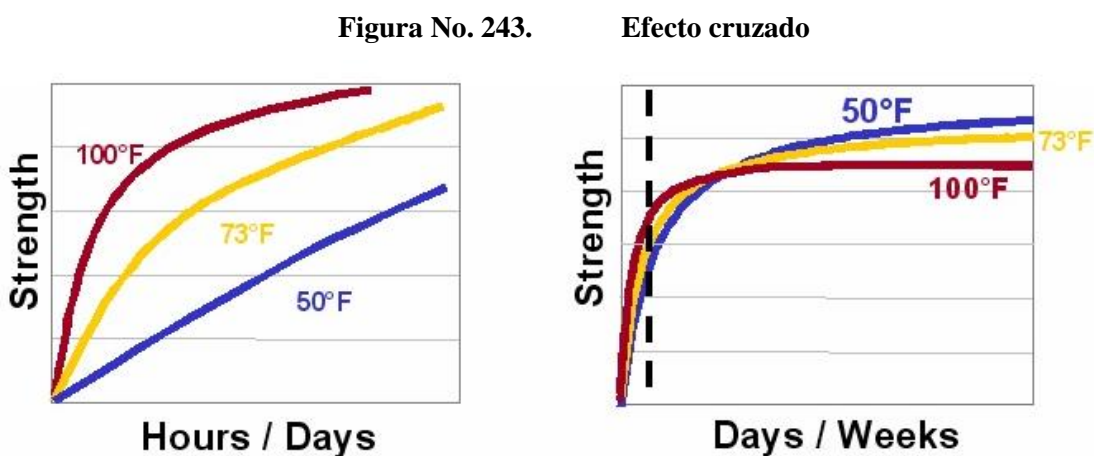
1	<b>Análisis preliminar de costos AASHTO 93 vs AASHTO 2002 (Ruta de 100 Km)</b>				
2					
3					
4	Diferencia de Espesores	0.03	m		
5	Diferencia de áreas	0.39	m <sup>3</sup>		
6	Tramo carretero a estudiar	100.00	km		
7		100,000.00	m		
8	Cantidad de Losas	27,777.78	Losas		
9	Precio metro cúbico de concreto (4,000 psi)	1,132.00	Quetzales		
10	Precio por diferencia volumétrica de losa	440.12	Quetzales		
11	<b>Diferencia de Costos</b>	<b>12,225,600.00</b>	<b>Quetzales</b>		
12					
13					

Fuente: Elaboración propia

## 6.2. Sensores de temperatura

**6.2.1. Limitaciones** El método de la madurez no tomará en cuenta los efectos de temperatura a edad temprana del concreto en su resistencia a largo plazo, es decir el fenómeno que ocurre cuando no se aplica un curado efectivo en el concreto, al cual se le denomina efecto cruzado.

El efecto cruzado consiste en que un concreto que es expuesto a temperaturas altas a edad temprana tendrá consecuentemente altas resistencias a corto plazo, pero a largo plazo tendrá bajas resistencias. En la mayoría de criterios de diseño se asume que el concreto gana resistencia después de 28 días, lo cual se logra bajo efectos de curado óptimos. En la gráfica se puede observar cómo un concreto curado a temperaturas altas puede ganar resistencia de manera rápida, pero luego deja de aumentar su resistencia potencial.



Fuente: N. J. Carino, 2001

El concreto debe llevar las mismas proporciones de cemento, agua y agregados para poder utilizar misma curva de calibración, de modo que no se puede generalizar una curva para cualquier tipo de mezcla.

El concreto debe ser mantenido en condiciones que permitan la hidratación durante el proceso de fraguado del concreto. En ciertos elementos estructurales no es práctico lograr esta suposición, especialmente en columnas, ya que el agua no lo alcanza a hidratar en su totalidad.

El método necesita ser validado con la ayuda de la implementación de un método en sitio adicional, ya sea la prueba del martillo, cilindros curados en sitio, prueba de arrancamiento, entre otras.

### 6.3. Tablas de registro de temperatura.

**Tabla No.161. Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
0	0.5		0.00	0
0.5	0.5	22.225	11.11	0.57
1	0.5	22.25	22.24	1.14
1.5	0.5	22.325	33.40	1.71
2	0.5	22.35	44.58	2.28
2.5	0.5	22.325	55.74	2.85
3	0.5	22.4	66.94	3.43
3.5	0.5	22.5	78.19	4.01
4	0.5	22.6	89.49	4.59
4.5	0.5	22.8	100.89	5.18
5	0.5	23.075	112.43	5.77
5.5	0.5	23.4	124.13	6.38
6	0.5	23.775	136.01	7.00
6.5	0.5	24.175	148.10	7.64
7	0.5	24.575	160.39	8.29
7.5	0.5	25	172.89	8.95
8	0.5	25.45	185.61	9.64
8.5	0.5	25.9	198.56	10.34
9	0.5	26.375	211.75	11.05
9.5	0.5	26.775	225.14	11.79
10	0.5	27.2	238.74	12.54
10.5	0.5	27.65	252.56	13.31
11	0.5	28.15	266.64	14.11
11.5	0.5	28.775	281.03	14.93
12	0.5	29.325	295.69	15.78
12.5	0.5	29.7	310.54	16.64
13	0.5	29.825	325.45	17.51
13.5	0.5	29.675	340.29	18.37
14	0.5	29.35	354.96	19.22
14.5	0.5	28.9	369.41	20.05

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
15	0.5	28.425	383.63	20.85
15.5	0.5	27.975	397.61	21.64
16	0.5	27.55	411.39	22.41
16.5	0.5	27.1	424.94	23.15
17	0.5	26.675	438.28	23.89
17.5	0.5	26.3	451.43	24.60
18	0.5	25.925	464.39	25.30
18.5	0.5	25.575	477.18	25.99
19	0.5	25.25	489.80	26.67
19.5	0.5	24.925	502.26	27.33
20	0.5	24.625	514.58	27.98
20.5	0.5	24.4	526.78	28.62
21	0.5	24.15	538.85	29.26
21.5	0.5	23.9	550.80	29.88
22	0.5	23.675	562.64	30.50
22.5	0.5	23.325	574.30	31.11
23	0.5	23.025	585.81	31.70
23.5	0.5	22.85	597.24	32.29
24	0.5	22.625	608.55	32.87
24.5	0.5	22.4	619.75	33.45
25	0.5	22.275	630.89	34.02
25.5	0.5	22.225	642.00	34.59
26	0.5	22.15	653.08	35.15
26.5	0.5	22.1	664.13	35.72
27	0.5	22.075	675.16	36.28
27.5	0.5	22.125	686.23	36.85
28	0.5	22.125	697.29	37.41
28.5	0.5	22.05	708.31	37.98
29	0.5	22.025	719.33	38.54
29.5	0.5	22	730.33	39.10
30	0.5	21.975	741.31	39.66
30.5	0.5	22.075	752.35	40.22
31	0.5	22.475	763.59	40.80
31.5	0.5	22.85	775.01	41.39
32	0.5	22.925	786.48	41.98
32.5	0.5	22.9	797.93	42.57

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
34	0.5	22.35	831.84	44.32
34.5	0.5	21.9	842.79	44.87
35	0.5	21.525	853.55	45.42
35.5	0.5	21.225	864.16	45.96
36	0.5	20.95	874.64	46.49
36.5	0.5	20.725	885.00	47.01
37	0.5	20.5	895.25	47.52
37.5	0.5	20.35	905.43	48.03
38	0.5	20.225	915.54	48.54
38.5	0.5	20.05	925.56	49.04
39	0.5	19.95	935.54	49.54
39.5	0.5	19.825	945.45	50.03
40	0.5	19.65	955.28	50.52
40.5	0.5	19.55	965.05	51.01
41	0.5	19.4	974.75	51.49
41.5	0.5	19.25	984.38	51.97
42	0.5	19.225	993.99	52.45
42.5	0.5	19.2	1003.59	52.93
43	0.5	19.075	1013.13	53.40
43.5	0.5	18.975	1022.61	53.87
44	0.5	18.9	1032.06	54.34
44.5	0.5	18.825	1041.48	54.81
45	0.5	18.75	1050.85	55.27
45.5	0.5	18.65	1060.18	55.73
46	0.5	18.55	1069.45	56.19
46.5	0.5	18.5	1078.70	56.65
47	0.5	18.55	1087.98	57.11
47.5	0.5	18.775	1097.36	57.58
48	0.5	19.05	1106.89	58.05
48.5	0.5	19.425	1116.60	58.53
49	0.5	20.025	1126.61	59.03
49.5	0.5	20.475	1136.85	59.55
50	0.5	20.775	1147.24	60.07
50.5	0.5	21.025	1157.75	60.60
51	0.5	21.175	1168.34	61.14
51.5	0.5	21.325	1179.00	61.68

**Continuación Tabla No. 161. Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
53	0.5	21.375	1200.36	62.76
53.5	0.5	21.625	1221.94	63.85
54	0.5	21.65	1232.76	64.40
54.5	0.5	21.675	1243.60	64.96
55	0.5	21.825	1254.51	65.51
55.5	0.5	21.9	1265.46	66.07
56	0.5	21.875	1276.40	66.63
56.5	0.5	21.9	1287.35	67.18
57	0.5	21.9	1298.30	67.74
57.5	0.5	21.925	1309.26	68.30
58	0.5	21.925	1320.23	68.86
58.5	0.5	21.875	1331.16	69.42
59	0.5	21.875	1342.10	69.97
59.5	0.5	21.875	1353.04	70.53
60	0.5	21.825	1363.95	71.09
60.5	0.5	21.775	1374.84	71.64
61	0.5	21.725	1385.70	72.19
61.5	0.5	21.7	1396.55	72.75
62	0.5	21.675	1407.39	73.30
62.5	0.5	21.7	1418.24	73.85
63	0.5	21.675	1429.08	74.40
63.5	0.5	21.65	1439.90	74.95
64	0.5	21.65	1450.73	75.50
64.5	0.5	21.65	1461.55	76.05
65	0.5	21.65	1472.38	76.60
65.5	0.5	21.6	1483.18	77.15
66	0.5	21.575	1493.96	77.70
66.5	0.5	21.6	1504.76	78.25
67	0.5	21.6	1515.56	78.79
67.5	0.5	21.525	1526.33	79.34
68	0.5	21.55	1537.10	79.89
68.5	0.5	21.55	1547.88	80.43
69	0.5	21.475	1558.61	80.98
69.5	0.5	21.45	1569.34	81.52
70	0.5	21.425	1580.05	82.07
70.5	0.5	21.425	1590.76	82.61
71	0.5	21.425	1601.48	83.15

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
72	0.5	21.45	1622.91	84.24
72.5	0.5	21.475	1633.65	84.78
73	0.5	21.55	1644.43	85.33
73.5	0.5	21.575	1655.21	85.88
73.75	0.25	21.725	1660.64	86.15
74.75	1	21.825	1682.47	87.27
75.75	1	21.825	1704.29	88.38
76.75	1	22.05	1726.34	89.50
77.75	1	22.25	1748.59	90.64
78.75	1	22.325	1770.92	91.79
79.75	1	22.325	1793.24	92.93
80.75	1	22.3	1815.54	94.07
81.75	1	22.3	1837.84	95.21
82.75	1	22.3	1860.14	96.36
83.75	1	22.25	1882.39	97.49
84.75	1	22.2	1904.59	98.63
85.75	1	22.2	1926.79	99.77
86.75	1	22.2	1948.99	100.90
87.75	1	22.15	1971.14	102.03
88.75	1	22.1	1993.24	103.16
89.75	1	22.1	2015.34	104.29
90.75	1	22.05	2037.39	105.42
91.75	1	22	2059.39	106.54
92.75	1	22	2081.39	107.66
93.75	1	21.975	2103.37	108.78
94.75	1	21.925	2125.29	109.90
95.75	1	21.9	2147.19	111.02
96.75	1	21.95	2169.14	112.14
97.75	1	22.05	2191.19	113.26
98.75	1	22.15	2213.34	114.40
99.75	1	22.325	2235.67	115.54
100.75	1	22.5	2258.17	116.70
101.75	1	22.575	2280.74	117.86
102.75	1	22.675	2303.42	119.02
103.75	1	22.875	2326.29	120.20
104.75	1	23.05	2349.34	121.39
105.75	1	23.1	2372.44	122.59

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
107.75	1	23	2418.52	124.97
108.75	1	22.875	2441.39	126.15
109.75	1	22.8	2464.19	127.33
110.75	1	22.775	2486.97	128.50
111.75	1	22.725	2509.69	129.67
112.75	1	22.625	2532.32	130.84
113.75	1	22.55	2554.87	132.00
114.75	1	22.525	2577.39	133.15
115.75	1	22.45	2599.84	134.30
116.75	1	22.425	2622.27	135.45
117.75	1	22.4	2644.67	136.60
118.75	1	22.275	2666.94	137.74
119.75	1	22.3	2689.24	138.89
120.75	1	22.35	2711.59	140.03
121.75	1	22.35	2733.94	141.18
122.75	1	22.4	2756.34	142.33
123.75	1	22.5	2778.84	143.48
124.75	1	22.65	2801.49	144.65
125.75	1	22.75	2824.24	145.82
126.75	1	22.85	2847.09	147.00
127.75	1	23.1	2870.19	148.19
128.75	1	23.325	2893.52	149.40
129.75	1	23.325	2916.84	150.61
130.75	1	23.25	2940.09	151.82
131.75	1	23.25	2963.34	153.03
132.75	1	23.25	2986.59	154.23
133.75	1	23.2	3009.79	155.43
134.75	1	23.15	3032.94	156.63
135.75	1	23.075	3056.02	157.83
136.75	1	23.05	3079.07	159.02
137.75	1	22.975	3102.04	160.21
138.75	1	22.85	3124.89	161.39
139.75	1	22.75	3147.64	162.56
140.75	1	22.65	3170.29	163.72
141.75	1	22.6	3192.89	164.88
142.75	1	22.575	3215.47	166.04
144.75	1	22.625	3260.67	168.37

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
145.75	1	22.625	3283.29	169.53
146.75	1	22.65	3305.94	170.70
147.75	1	22.675	3328.62	171.86
148.75	1	22.625	3351.24	173.03
149.75	1	22.6	3373.84	174.19
150.75	1	22.7	3396.54	175.36
151.75	1	22.875	3419.42	176.54
152.75	1	22.975	3442.39	177.73
153.75	1	23	3465.39	178.91
154.75	1	23	3488.39	180.10
155.75	1	22.95	3511.34	181.29
156.75	1	22.85	3534.19	182.47
157.75	1	22.775	3556.97	183.64
158.75	1	22.7	3579.67	184.81
159.75	1	22.6	3602.27	185.97
160.75	1	22.525	3624.79	187.13
161.75	1	22.45	3647.24	188.28
162.75	1	22.35	3669.59	189.43
163.75	1	22.275	3691.87	190.57
164.75	1	22.225	3714.09	191.70
165.75	1	22.15	3736.24	192.84
166.75	1	22.1	3758.34	193.97
167.75	1	22.15	3780.49	195.10
168.75	1	22.15	3802.64	196.23
169.75	1	22.1	3824.74	197.36
170.75	1	22.125	3846.87	198.49
171.75	1	22.225	3869.09	199.63
174.75	1	22.55	3936.39	203.08
175.42	0.67	22.725	3951.62	203.86
176.42	1	22.775	3974.39	205.04
177.42	1	22.75	3997.14	206.21
178.42	1	22.75	4019.89	207.38
179.42	1	22.7	4042.59	208.55
180.42	1	22.65	4065.24	209.72
181.42	1	22.6	4087.84	210.88
182.42	1	22.525	4110.37	212.03

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
183.42	1	22.4	4132.77	213.18
184.42	1	22.325	4155.09	214.33
185.42	1	22.25	4177.34	215.47
186.42	1	22.15	4199.49	216.60
187.42	1	22.1	4221.59	217.73
188.42	1	22.025	4243.62	218.85
189.42	1	21.875	4265.49	219.97
190.42	1	21.8	4287.29	221.08
191.42	1	21.775	4309.07	222.18
192.42	1	21.75	4330.82	223.29
193.42	1	21.8	4352.62	224.40
194.42	1	21.925	4374.54	225.52
195.42	1	22.05	4396.59	226.64
196.42	1	22.15	4418.74	227.78
197.42	1	22.25	4440.99	228.92
198.42	1	22.3	4463.29	230.06
199.42	1	22.4	4485.69	231.21
200.42	1	22.55	4508.24	232.37
201.42	1	22.575	4530.82	233.53
202.42	1	22.525	4553.34	234.68
203.42	1	22.425	4575.77	235.83
204.42	1	22.325	4598.09	236.98
205.42	1	22.3	4620.39	238.12
206.42	1	22.225	4642.62	239.26
207.42	1	22.1	4664.72	240.39
208.42	1	22.025	4686.74	241.51
209.42	1	21.95	4708.69	242.63
210.42	1	21.85	4730.54	243.74
211.42	1	21.75	4752.29	244.85
212.42	1	21.675	4773.97	245.95
213.42	1	21.625	4795.59	247.05
214.42	1	21.525	4817.12	248.14
215.42	1	21.475	4838.59	249.23
216.42	1	21.5	4860.09	250.32
217.42	1	21.525	4881.62	251.41
219.42	1	21.775	4925.04	253.62
220.42	1	21.85	4946.89	254.74

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
221.42	1	21.975	4968.87	255.86
222.42	1	22.125	4990.99	256.99
223.42	1	22.3	5013.29	258.13
224.42	1	22.375	5035.67	259.28
225.42	1	22.4	5058.07	260.43
226.42	1	22.475	5080.54	261.58
227.42	1	22.45	5102.99	262.73
228.42	1	22.375	5125.37	263.88
229.42	1	22.35	5147.72	265.02
230.42	1	22.3	5170.02	266.17
231.42	1	22.275	5192.29	267.31
232.42	1	22.25	5214.54	268.44
233.42	1	22.15	5236.69	269.58
234.42	1	22.1	5258.79	270.71
235.42	1	22.05	5280.84	271.83
236.42	1	21.95	5302.79	272.95
237.42	1	21.85	5324.64	274.06
238.42	1	21.775	5346.42	275.17
239.42	1	21.75	5368.17	276.28
240.42	1	21.8	5389.97	277.39
241.42	1	21.875	5411.84	278.50
242.42	1	21.95	5433.79	279.62
243.42	1	22.1	5455.89	280.75
244.42	1	22.275	5478.17	281.89
245.42	1	22.375	5500.54	283.04
246.42	1	22.5	5523.04	284.20
247.42	1	22.7	5545.74	285.36
248.42	1	22.85	5568.59	286.54
249.42	1	22.95	5591.54	287.73
250.42	1	23	5614.54	288.92
251.42	1	23	5637.54	290.11
252.42	1	22.975	5660.52	291.29
253.42	1	22.925	5683.44	292.48
254.42	1	22.9	5706.34	293.66
256.42	1	22.75	5751.92	296.01
257.42	1	22.675	5774.59	297.17
258.42	1	22.625	5797.22	298.34

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
259.42	1	22.625	5819.84	299.50
260.42	1	22.525	5842.37	300.66
261.42	1	22.475	5864.84	301.81
262.42	1	22.4	5887.24	302.96
263.42	1	22.3	5909.54	304.10
264.42	1	22.35	5931.89	305.25
265.42	1	22.475	5954.37	306.40
266.42	1	22.625	5976.99	307.57
267.42	1	22.7	5999.69	308.73
268.42	1	22.75	6022.44	309.91
269.42	1	22.85	6045.29	311.09
270.42	1	22.925	6068.22	312.27
271.42	1	23.125	6091.34	313.47
272.42	1	23.325	6114.67	314.68
273.42	1	23.35	6138.02	315.89
274.42	1	23.3	6161.32	317.10
275.42	1	23.275	6184.59	318.31
276.42	1	23.275	6207.87	319.51
277.42	1	23.2	6231.07	320.72
278.42	1	23.125	6254.19	321.91
279.42	1	23.1	6277.29	323.11
280.42	1	23.05	6300.34	324.30
281.42	1	22.95	6323.29	325.49
282.42	1	22.85	6346.14	326.67
283.42	1	22.8	6368.94	327.84
284.42	1	22.8	6391.74	329.02
285.42	1	22.7	6414.44	330.19
286.42	1	22.55	6436.99	331.34
287.42	1	22.5	6459.49	332.50
288.42	1	22.55	6482.04	333.66
289.42	1	22.6	6504.64	334.82
290.42	1	22.625	6527.27	335.98
291.42	1	22.775	6550.04	337.16
293.42	1	23	6595.99	339.53
294.42	1	23.05	6619.04	340.72
295.42	1	23.15	6642.19	341.92
296.42	1	23.125	6665.32	343.12

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
297.42	1	23.075	6688.39	344.31
298.42	1	23.05	6711.44	345.51
299.42	1	23	6734.44	346.70
300.42	1	23	6757.44	347.88
301.42	1	22.975	6780.42	349.07
302.42	1	22.925	6803.34	350.25
303.42	1	22.85	6826.19	351.43
304.42	1	22.8	6848.99	352.61
305.42	1	22.8	6871.79	353.78
306.42	1	22.75	6894.54	354.96
307.42	1	22.65	6917.19	356.12
308.42	1	22.55	6939.74	357.28
309.42	1	22.475	6962.22	358.43
310.42	1	22.375	6984.59	359.58
311.42	1	22.325	7006.92	360.72
312.42	1	22.375	7029.29	361.87
313.42	1	22.5	7051.79	363.03
314.42	1	22.65	7074.44	364.19
315.42	1	22.8	7097.24	365.37
316.42	1	23	7120.24	366.56
317.42	1	23.2	7143.44	367.76
318.42	1	23.225	7166.67	368.96
319.42	1	23.1	7189.77	370.16
320.42	1	23.125	7212.89	371.36
321.42	1	23.225	7236.12	372.56
322.42	1	23.25	7259.37	373.77
323.42	1	23.25	7282.62	374.97
324.42	1	23.2	7305.82	376.17
325.42	1	23.125	7328.94	377.37
326.42	1	23.125	7352.07	378.57
327.42	1	23.125	7375.19	379.77
328.42	1	23.025	7398.22	380.96
329.42	1	22.925	7421.14	382.14
331.42	1	22.85	7466.89	384.50
332.42	1	22.775	7489.67	385.67
333.42	1	22.7	7512.37	386.84
334.42	1	22.625	7534.99	388.01

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
335.42	1	22.6	7557.59	389.17
336.42	1	22.525	7580.12	390.33
337.42	1	22.5	7602.62	391.48
338.42	1	22.625	7625.24	392.64
339.42	1	22.725	7647.97	393.82
340.42	1	22.825	7670.79	394.99
341.42	1	23	7693.79	396.18
342.42	1	23.1	7716.89	397.38
343.42	1	23.1	7739.99	398.57
344.42	1	23.175	7763.17	399.77
345.42	1	23.25	7786.42	400.98
346.42	1	23.2	7809.62	402.18
347.42	1	23.2	7832.82	403.38
348.42	1	23.175	7855.99	404.58
349.42	1	23.05	7879.04	405.78
350.42	1	23	7902.04	406.97
351.42	1	22.925	7924.97	408.15
352.42	1	22.825	7947.79	409.33
353.42	1	22.775	7970.57	410.50
354.42	1	22.725	7993.29	411.67
355.42	1	22.65	8015.94	412.84
356.42	1	22.575	8038.52	414.00
357.42	1	22.5	8061.02	415.15
358.42	1	22.425	8083.44	416.30
359.42	1	22.425	8105.87	417.45
360.75	1.33	22.475	8135.76	418.99
361.75	1	22.45	8158.21	420.14
362.75	1	22.45	8180.66	421.29
363.75	1	22.55	8203.21	422.45
364.75	1	22.65	8225.86	423.61
365.75	1	22.7	8248.56	424.78
366.75	1	22.8	8271.36	425.96
367.75	1	23.05	8294.41	427.15
369.75	1	23.3	8340.96	429.57
370.75	1	23.35	8364.31	430.78
371.75	1	23.35	8387.66	431.99
372.75	1	23.35	8411.01	433.20

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
373.75	1	23.3	8434.31	434.41
374.75	1	23.15	8457.46	435.61
375.75	1	23.05	8480.51	436.80
376.75	1	23	8503.51	437.99
377.75	1	22.95	8526.46	439.18
378.75	1	22.85	8549.31	440.36
379.75	1	22.8	8572.11	441.53
380.75	1	22.7	8594.81	442.70
381.75	1	22.55	8617.36	443.86
382.75	1	22.45	8639.81	445.01
383.75	1	22.5	8662.31	446.17
384.75	1	22.55	8684.86	447.33
385.75	1	22.45	8707.31	448.48
386.75	1	22.5	8729.81	449.63
387.75	1	22.7	8752.51	450.80
388.75	1	22.8	8775.31	451.98
389.75	1	22.85	8798.16	453.16
390.75	1	23	8821.16	454.34
391.75	1	23.15	8844.31	455.54
392.75	1	23.2	8867.51	456.75
393.75	1	23.25	8890.76	457.95
394.75	1	23.3	8914.06	459.16
395.75	1	23.3	8937.36	460.37
396.75	1	23.3	8960.66	461.58
397.75	1	23.25	8983.91	462.79
398.75	1	23.2	9007.11	463.99
399.75	1	23.1	9030.21	465.18
400.75	1	23	9053.21	466.37
401.75	1	22.95	9076.16	467.56
402.75	1	22.9	9099.06	468.74
403.75	1	22.8	9121.86	469.92
404.75	1	22.7	9144.56	471.08
405.75	1	22.65	9167.21	472.25
407.75	1	22.55	9212.31	474.57
408.75	1	22.65	9234.96	475.73
409.75	1	22.7	9257.66	476.90
410.75	1	22.75	9280.41	478.07

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
411.75	1	22.8	9303.21	479.25
412.75	1	22.85	9326.06	480.43
413.75	1	22.95	9349.01	481.61
414.75	1	23	9372.01	482.80
415.75	1	23.15	9395.16	484.00
416.75	1	23.3	9418.46	485.21
417.75	1	23.3	9441.76	486.42
418.75	1	23.25	9465.01	487.62
419.75	1	23.2	9488.21	488.83
420.75	1	23.15	9511.36	490.03
421.75	1	23.05	9534.41	491.22
422.75	1	23.05	9557.46	492.41
423.75	1	23	9580.46	493.60
424.75	1	22.85	9603.31	494.78
425.75	1	22.75	9626.06	495.95
426.75	1	22.65	9648.71	497.11
427.75	1	22.55	9671.26	498.27
428.75	1	22.5	9693.76	499.43
429.75	1	22.45	9716.21	500.58
430.75	1	22.3	9738.51	501.72
431.75	1	22.3	9760.81	502.86
432.75	1	22.35	9783.16	504.01
433.75	1	22.3	9805.46	505.15
434.75	1	22.4	9827.86	506.30
435.75	1	22.5	9850.36	507.46
436.75	1	22.65	9873.01	508.62
437.75	1	22.9	9895.91	509.80
438.75	1	23.05	9918.96	511.00
439.75	1	23.15	9942.11	512.19
440.75	1	23.2	9965.31	513.40
441.75	1	23.2	9988.51	514.60
442.75	1	23.15	10011.66	515.80
444.75	1	23	10057.71	518.18
445.75	1	23	10080.71	519.37
446.75	1	22.95	10103.66	520.55
447.75	1	22.85	10126.51	521.73
448.75	1	22.75	10149.26	522.90

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
449.75	1	22.65	10171.91	524.07
450.75	1	22.55	10194.46	525.23
451.75	1	22.5	10216.96	526.38
452.75	1	22.45	10239.41	527.54
453.75	1	22.35	10261.76	528.68
454.75	1	22.3	10284.06	529.82
455.75	1	22.3	10306.36	530.97
456.75	1	22.2	10328.56	532.10
457.75	1	22.15	10350.71	533.23
458.75	1	22.25	10372.96	534.37
459.75	1	22.4	10395.36	535.52
460.75	1	22.55	10417.91	536.68
461.75	1	22.65	10440.56	537.85
462.75	1	22.8	10463.36	539.02
463.75	1	23	10486.36	540.21
464.75	1	23.1	10509.46	541.40
465.75	1	23.05	10532.51	542.60
466.75	1	22.95	10555.46	543.78
467.75	1	22.95	10578.41	544.97
468.75	1	22.9	10601.31	546.15
469.75	1	22.85	10624.16	547.33
470.75	1	22.75	10646.91	548.50
471.75	1	22.55	10669.46	549.66
472.75	1	22.5	10691.96	550.81
473.75	1	22.45	10714.41	551.97
474.75	1	22.35	10736.76	553.11
475.75	1	22.25	10759.01	554.25
476.75	1	22.15	10781.16	555.38
477.75	1	22.05	10803.21	556.51
478.75	1	22	10825.21	557.63
479.75	1	22	10847.21	558.75
482.75	1	22.15	10913.41	562.14
483.75	1	22.3	10935.71	563.28
484.75	1	22.45	10958.16	564.43
485.75	1	22.55	10980.71	565.59
486.75	1	22.6	11003.31	566.75

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
487.75	1	22.7	11026.01	567.92
488.75	1	22.85	11048.86	569.10
489.75	1	22.85	11071.71	570.28
490.75	1	22.8	11094.51	571.45
491.75	1	22.75	11117.26	572.62
492.75	1	22.65	11139.91	573.79
493.75	1	22.55	11162.46	574.95
494.75	1	22.45	11184.91	576.10
495.75	1	22.35	11207.26	577.24
496.75	1	22.3	11229.56	578.39
497.75	1	22.3	11251.86	579.53
498.75	1	22.25	11274.11	580.67
499.75	1	22.15	11296.26	581.80
500.75	1	22.05	11318.31	582.93
501.75	1	21.95	11340.26	584.05
502.75	1	21.9	11362.16	585.16
503.75	1	21.9	11384.06	586.28
504.75	1	21.95	11406.01	587.40
505.75	1	22	11428.01	588.52
506.75	1	22	11450.01	589.64
507.75	1	22	11472.01	590.77
508.75	1	22.05	11494.06	591.89
509.75	1	22.05	11516.11	593.02
510.75	1	22.1	11538.21	594.15
511.75	1	22.35	11560.56	595.29
512.75	1	22.5	11583.06	596.45
513.75	1	22.55	11605.61	597.61
514.75	1	22.55	11628.16	598.76
515.75	1	22.45	11650.61	599.92
518.75	1	22.35	11717.76	603.36
519.75	1	22.25	11740.01	604.50
520.75	1	22.15	11762.16	605.63
521.75	1	22.1	11784.26	606.76
522.75	1	22.1	11806.36	607.89
523.75	1	22.05	11828.41	609.01
524.75	1	22.05	11850.46	610.14

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
525.75	1	22	11872.46	611.26
526.75	1	21.85	11894.31	612.38
527.75	1	21.75	11916.06	613.48
528.75	1	21.75	11937.81	614.59
529.75	1	21.85	11959.66	615.70
530.75	1	22	11981.66	616.82
531.75	1	22.15	12003.81	617.96
532.75	1	22.2	12026.01	619.09
533.75	1	22.3	12048.31	620.23
534.75	1	22.45	12070.76	621.39
535.75	1	22.7	12093.46	622.56
536.75	1	22.9	12116.36	623.74
537.75	1	22.85	12139.21	624.92
538.75	1	22.8	12162.01	626.09
539.75	1	22.75	12184.76	627.26
540.75	1	22.65	12207.41	628.43
541.75	1	22.55	12229.96	629.59
542.75	1	22.4	12252.36	630.74
543.75	1	22.3	12274.66	631.88
544.75	1	22.3	12296.96	633.02
545.75	1	22.25	12319.21	634.16
546.75	1	22.1	12341.31	635.29
547.75	1	22	12363.31	636.41
548.75	1	21.95	12385.26	637.53
549.75	1	21.8	12407.06	638.64
550.75	1	21.7	12428.76	639.74
551.75	1	21.75	12450.51	640.85
552.75	1	21.8	12472.31	641.96
553.75	1	21.85	12494.16	643.07
554.75	1	21.9	12516.06	644.19
555.75	1	21.95	12538.01	645.31
556.75	1	22	12560.01	646.43
557.75	1	22.05	12582.06	647.56
558.75	1	22.15	12604.21	648.69
559.75	1	22.4	12626.61	649.84
561.75	1	22.7	12671.96	652.17
562.75	1	22.7	12694.66	653.34

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
563.75	1	22.65	12717.31	654.51
564.75	1	22.55	12739.86	655.66
565.75	1	22.5	12762.36	656.82
566.75	1	22.5	12784.86	657.98
567.75	1	22.4	12807.26	659.12
568.75	1	22.3	12829.56	660.27
569.75	1	22.25	12851.81	661.41
570.75	1	22.2	12874.01	662.54
571.75	1	22.15	12896.16	663.67
572.75	1	22.05	12918.21	664.80
573.75	1	21.9	12940.11	665.92
574.75	1	21.85	12961.96	667.03
575.75	1	21.9	12983.86	668.14
576.75	1	21.95	13005.81	669.26
577.75	1	22	13027.81	670.39
578.75	1	21.95	13049.76	671.51
579.75	1	22	13071.76	672.63
580.75	1	22.1	13093.86	673.76
581.75	1	22.15	13116.01	674.89
582.75	1	22.25	13138.26	676.03
583.75	1	22.45	13160.71	677.18
584.75	1	22.65	13183.36	678.35
585.75	1	22.7	13206.06	679.52
586.75	1	22.75	13228.81	680.69
587.75	1	22.7	13251.51	681.86
588.75	1	22.55	13274.06	683.01
589.75	1	22.5	13296.56	684.17
590.75	1	22.5	13319.06	685.32
591.75	1	22.45	13341.51	686.48
592.75	1	22.35	13363.86	687.62
593.75	1	22.3	13386.16	688.76
594.75	1	22.25	13408.41	689.90
595.75	1	22.2	13430.61	691.04
596.75	1	22.2	13452.81	692.17
597.75	1	22.1	13474.91	693.30
599.75	1	21.9	13518.76	695.54
600.75	1	21.95	13540.71	696.66

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
601.75	1	22	13562.71	697.78
602.75	1	22.05	13584.76	698.91
603.75	1	22.05	13606.81	700.03
604.75	1	22.05	13628.86	701.16
605.75	1	22.15	13651.01	702.29
606.75	1	22.25	13673.26	703.43
607.75	1	22.35	13695.61	704.58
608.75	1	22.45	13718.06	705.73
609.75	1	22.5	13740.56	706.88
610.75	1	22.5	13763.06	708.04
611.75	1	22.5	13785.56	709.19
612.75	1	22.5	13808.06	710.35
613.75	1	22.45	13830.51	711.50
614.75	1	22.35	13852.86	712.65
615.75	1	22.3	13875.16	713.79
616.75	1	22.3	13897.46	714.93
617.75	1	22.25	13919.71	716.07
618.75	1	22.1	13941.81	717.20
619.75	1	22.05	13963.86	718.32
620.75	1	22	13985.86	719.45
621.75	1	21.9	14007.76	720.56
622.75	1	21.85	14029.61	721.68
623.75	1	21.85	14051.46	722.79
624.75	1	21.9	14073.36	723.91
625.75	1	21.9	14095.26	725.02
626.75	1	21.9	14117.16	726.14
627.75	1	21.9	14139.06	727.25
628.75	1	21.85	14160.91	728.37
629.75	1	21.85	14182.76	729.48
630.75	1	21.95	14204.71	730.60
631.75	1	22.05	14226.76	731.73
632.75	1	22.2	14248.96	732.86
634.75	1	22.25	14293.51	735.14
635.75	1	22.15	14315.66	736.27
636.75	1	22.1	14337.76	737.40
637.75	1	22.1	14359.86	738.53
638.75	1	22.05	14381.91	739.66

**Continuación Tabla No. 161      Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
639.75	1	21.95	14403.86	740.78
640.75	1	21.9	14425.76	741.89
641.75	1	21.85	14447.61	743.01
642.75	1	21.75	14469.36	744.11
643.75	1	21.7	14491.06	745.22
644.75	1	21.7	14512.76	746.32
645.75	1	21.65	14534.41	747.42
646.75	1	21.55	14555.96	748.52
647.75	1	21.55	14577.51	749.61
648.75	1	21.6	14599.11	750.71
649.75	1	21.6	14620.71	751.80
650.75	1	21.65	14642.36	752.90
651.75	1	21.8	14664.16	754.01
652.75	1	21.95	14686.11	755.13
653.75	1	22.05	14708.16	756.26
654.75	1	22.2	14730.36	757.39
655.75	1	22.35	14752.71	758.54
656.75	1	22.5	14775.21	759.70
657.75	1	22.65	14797.86	760.86
658.75	1	22.7	14820.56	762.03
659.75	1	22.7	14843.26	763.20
660.75	1	22.65	14865.91	764.36
661.75	1	22.55	14888.46	765.52
662.75	1	22.45	14910.91	766.67
663.75	1	22.4	14933.31	767.82
664.75	1	22.35	14955.66	768.97
665.75	1	22.3	14977.96	770.11
666.75	1	22.3	15000.26	771.25
667.75	1	22.25	15022.51	772.39
668.75	1	22.15	15044.66	773.52
669.75	1	22.05	15066.71	774.65
670.75	1	21.95	15088.66	775.77
672.75	1	22	15132.61	778.01
673.75	1	22.05	15154.66	779.14
674.75	1	22.15	15176.81	780.27
675.75	1	22.25	15199.06	781.41
676.75	1	22.35	15221.41	782.55

**Continuación Tabla No. 161**      **Tabla de registro de temperatura de concreto convencional en laboratorio (28 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
677.75	1	22.45	15243.86	783.71
678.75	1	22.5	15266.36	784.86
679.75	1	22.65	15289.01	786.03
680.75	1	22.9	15311.91	787.21
681.75	1	23.05	15334.96	788.40
682.75	1	23.1	15358.06	789.60
683.75	1	23.1	15381.16	790.79
684.75	1	23.05	15404.21	791.98
685.75	1	22.95	15427.16	793.17
686.75	1	22.8	15449.96	794.34
687.75	1	22.7	15472.66	795.51
688.75	1	22.6	15495.26	796.67
689.75	1	22.45	15517.71	797.83
690.75	1	22.35	15540.06	798.97
691.75	1	22.25	15562.31	800.11
692.75	1	22.25	15584.56	801.25
693.75	1	22.2	15606.76	802.39

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.162.**      Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a seis centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
0	0.5		0.00	0
0.5	0.5	28.25	14.13	0.80
1	0.5	28.45	28.35	1.60
1.5	0.5	28.35	42.53	2.41
2	0.5	28.05	56.55	3.20
2.5	0.5	28	70.55	3.98
3	0.5	27.75	84.43	4.76
3.5	0.5	26.95	97.90	5.50
4	0.5	26.3	111.05	6.22
4.5	0.5	25.95	124.03	6.92
5	0.5	25.85	136.95	7.62

**Continuación Tabla No. 162 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a seis centímetros de profundidad (3 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
6	0.5	25.95	162.88	9.02
6.5	0.5	26	175.88	9.72
7	0.5	26.1	188.93	10.43
7.5	0.5	26.3	202.08	11.15
8	0.5	26.5	215.33	11.87
8.5	0.5	26.85	228.75	12.61
9	0.5	27.35	242.43	13.37
9.5	0.5	28	256.43	14.16
10	0.5	28.7	270.78	14.98
10.5	0.5	29.1	285.33	15.81
11	0.5	29.15	299.90	16.65
11.5	0.5	29	314.40	17.48
12	0.5	28.75	328.78	18.30
12.5	0.5	28.45	343.00	19.11
13	0.5	28.1	357.05	19.90
13.5	0.5	27.5	370.80	20.66
14	0.5	26.75	384.18	21.40
14.5	0.5	25.95	397.15	22.10
15	0.5	25.1	409.70	22.77
15.5	0.5	24.3	421.85	23.41
16	0.5	23.6	433.65	24.03
16.5	0.5	23.15	445.23	24.63
17	0.5	22.75	456.60	25.21
17.5	0.5	22.35	467.78	25.78
18	0.5	22.05	478.80	26.35
18.5	0.5	21.85	489.73	26.90
19	0.5	21.65	500.55	27.45
19.5	0.5	21.45	511.28	28.00
20	0.5	21.4	521.98	28.54
20.5	0.5	21.45	532.70	29.08
21	0.5	21.65	543.53	29.63
21.5	0.5	22.1	554.58	30.20
22	0.5	22.75	565.95	30.78
22.5	0.5	23.35	577.63	31.39
23	0.5	23.7	589.48	32.01

**Continuación Tabla No. 162 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a seis centímetros de profundidad (3 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
25	0.5	24.65	638.13	34.57
25.5	0.5	24.65	650.45	35.23
26	0.5	24.55	662.73	35.88
26.5	0.5	24.2	674.83	36.51
27	0.5	23.8	686.73	37.13
27.5	0.5	23.45	698.45	37.74
28	0.5	23.3	710.10	38.35
28.5	0.5	23.35	721.78	38.95
29	0.5	23.4	733.48	39.56
29.5	0.5	23.3	745.13	40.17
30	0.5	23.1	756.68	40.76
30.5	0.5	22.9	768.13	41.36
31	0.5	22.6	779.43	41.94
31.5	0.5	22.25	790.55	42.51
32	0.5	22	801.55	43.07
32.5	0.5	21.7	812.40	43.62
33	0.5	21.35	823.08	44.16
33.5	0.5	21.05	833.60	44.69
34	0.5	20.85	844.03	45.22
34.5	0.5	20.7	854.38	45.74
35	0.5	20.55	864.65	46.25
35.5	0.5	20.45	874.88	46.77
36	0.5	20.35	885.05	47.28
36.5	0.5	20.2	895.15	47.78
37	0.5	20.05	905.18	48.28
37.5	0.5	19.9	915.13	48.78
38	0.5	19.65	924.95	49.27
38.5	0.5	19.4	934.65	49.75
39	0.5	19.25	944.28	50.23
39.5	0.5	19.15	953.85	50.71
40	0.5	19.05	963.38	51.18
40.5	0.5	18.9	972.83	51.65
41	0.5	18.75	982.20	52.12
41.5	0.5	18.65	991.53	52.58
42	0.5	18.6	1000.83	53.04

**Continuación Tabla No. 162 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a seis centímetros de profundidad (3 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
44	0.5	18.05	1037.45	54.85
44.5	0.5	18.2	1046.55	55.30
45	0.5	18.55	1055.83	55.76
45.5	0.5	19.1	1065.38	56.23
46	0.5	19.85	1075.30	56.73
46.5	0.5	20.65	1085.63	57.25
47	0.5	21.75	1096.50	57.80
47.5	0.5	23	1108.00	58.40
48	0.5	23.85	1119.93	59.02
48.5	0.5	24.3	1132.08	59.66
49	0.5	24.4	1144.28	60.30
49.5	0.5	24.35	1156.45	60.95
50	0.5	24.15	1168.53	61.58
50.5	0.5	23.85	1180.45	62.20
51	0.5	23.5	1192.20	62.82
51.5	0.5	23.15	1203.78	63.42
52	0.5	22.9	1215.23	64.01
52.5	0.5	22.7	1226.58	64.59
53	0.5	22.45	1237.80	65.17
53.5	0.5	22.2	1248.90	65.73
54	0.5	22	1259.90	66.30
54.5	0.5	21.8	1270.80	66.85
55	0.5	21.5	1281.55	67.40
55.5	0.5	21.1	1292.10	67.93
56	0.5	20.75	1302.48	68.45
56.5	0.5	20.45	1312.70	68.96
57	0.5	20.1	1322.75	69.47
57.5	0.5	19.75	1332.63	69.96
58	0.5	19.45	1342.35	70.44
58.5	0.5	19.15	1351.93	70.92
59	0.5	18.9	1361.38	71.39
59.5	0.5	18.7	1370.73	71.85
60	0.5	18.55	1380.00	72.31
60.5	0.5	18.35	1389.18	72.77
61	0.5	18.2	1398.28	73.22

**Continuación Tabla No. 162 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a seis centímetros de profundidad (3 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
63	0.5	17.95	1434.48	75.00
63.5	0.5	17.75	1443.35	75.44
64	0.5	17.6	1452.15	75.88
64.5	0.5	17.55	1460.93	76.31
65	0.5	17.6	1469.73	76.74
65.5	0.5	17.5	1478.48	77.18
66	0.5	17.35	1487.15	77.60
66.5	0.5	17.25	1495.78	78.03
67	0.5	17.2	1504.38	78.45
67.5	0.5	17.2	1512.98	78.88
68	0.5	17.15	1521.55	79.30
68.5	0.5	17.2	1530.15	79.72
69	0.5	17.1	1538.70	80.15
69.5	0.5	17.55	1547.48	80.58
70	0.5	18.8	1556.88	81.05
70.5	0.5	19.8	1566.78	81.54
71	0.5	20.4	1576.98	82.05
71.5	0.5	20.95	1587.45	82.58
72	0.5	22.25	1598.58	83.15
72.5	0.5	24.05	1610.60	83.78
73	0.5	25.45	1623.33	84.46
73.5	0.5	26.6	1636.63	85.19
74	0.5	27.7	1650.48	85.96
74.5	0.5	28.35	1664.65	86.77
75	0.5	28.55	1678.93	87.58
75.5	0.5	28.7	1693.28	88.40
76	0.5	29.05	1707.80	89.23
76.5	0.5	29.2	1722.40	90.07
77	0.5	28.85	1736.83	90.90
77.5	0.5	28.25	1750.95	91.69
78	0.5	27.55	1764.73	92.46
78.5	0.5	26.85	1778.15	93.20
79	0.5	26.05	1791.18	93.91
79.5	0.5	25.25	1803.80	94.58

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.163.** Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a ocho centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
0	0.5		0.00	0
0.5	0.5	28.1	14.05	0.79
1	0.5	28.1	28.10	1.58
1.5	0.5	28.15	42.18	2.38
2	0.5	28.05	56.20	3.17
2.5	0.5	27.95	70.18	3.95
3	0.5	27.9	84.13	4.73
3.5	0.5	27.55	97.90	5.50
4	0.5	27.15	111.48	6.25
4.5	0.5	26.9	124.93	6.99
5	0.5	26.8	138.33	7.73
5.5	0.5	26.95	151.80	8.47
6	0.5	27.15	165.38	9.22
6.5	0.5	27.3	179.03	9.98
7	0.5	27.5	192.78	10.74
7.5	0.5	27.75	206.65	11.52
8	0.5	28.1	220.70	12.31
8.5	0.5	28.6	235.00	13.12
9	0.5	29.25	249.63	13.97
9.5	0.5	29.95	264.60	14.84
10	0.5	30.5	279.85	15.75
10.5	0.5	30.75	295.23	16.66
11	0.5	30.75	310.60	17.57
11.5	0.5	30.6	325.90	18.48
12	0.5	30.35	341.08	19.38
12.5	0.5	30.05	356.10	20.26
13	0.5	29.65	370.93	21.12
13.5	0.5	29.05	385.45	21.95
14	0.5	28.25	399.58	22.75
14.5	0.5	27.3	413.23	23.51
15	0.5	26.4	426.43	24.23
15.5	0.5	25.6	439.23	24.92
16	0.5	24.85	451.65	25.58
16.5	0.5	24.25	463.78	26.21
17	0.5	23.7	475.63	26.83
17.5	0.5	23.2	487.23	27.43

Continuación Tabla No. 163 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a ocho centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
18	0.5	22.9	498.68	28.03
18.5	0.5	22.7	510.03	28.61
19	0.5	22.5	521.28	29.19
19.5	0.5	22.3	532.43	29.76
20	0.5	22.2	543.53	30.33
20.5	0.5	22.2	554.63	30.89
21	0.5	22.25	565.75	31.46
21.5	0.5	22.4	576.95	32.04
22	0.5	22.75	588.33	32.62
22.5	0.5	23.25	599.95	33.23
23	0.5	23.6	611.75	33.84
23.5	0.5	23.85	623.68	34.47
24	0.5	24.1	635.73	35.10
24.5	0.5	24.55	648.00	35.75
25	0.5	24.9	660.45	36.41
25.5	0.5	24.95	672.93	37.07
26	0.5	25	685.43	37.74
26.5	0.5	24.9	697.88	38.40
27	0.5	24.65	710.20	39.05
27.5	0.5	24.35	722.38	39.70
28	0.5	24.05	734.40	40.33
28.5	0.5	23.95	746.38	40.95
29	0.5	24	758.38	41.58
29.5	0.5	23.95	770.35	42.21
30	0.5	23.85	782.28	42.83
30.5	0.5	23.75	794.15	43.46
31	0.5	23.5	805.90	44.07
31.5	0.5	23.2	817.50	44.67
32	0.5	23	829.00	45.26
32.5	0.5	22.75	840.38	45.85
33	0.5	22.45	851.60	46.42
33.5	0.5	22.15	862.68	46.99
34	0.5	21.95	873.65	47.55
34.5	0.5	21.75	884.53	48.10
35	0.5	21.6	895.33	48.65
35.5	0.5	21.45	906.05	49.20

Continuación Tabla No. 163 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a ocho centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
37	0.5	21.05	937.78	50.80
37.5	0.5	20.95	948.25	51.33
38	0.5	20.75	958.63	51.85
38.5	0.5	20.5	968.88	52.36
39	0.5	20.3	979.03	52.87
39.5	0.5	20.15	989.10	53.38
40	0.5	20.05	999.13	53.88
40.5	0.5	19.95	1009.10	54.38
41	0.5	19.85	1019.03	54.87
41.5	0.5	19.75	1028.90	55.37
42	0.5	19.65	1038.73	55.86
42.5	0.5	19.55	1048.50	56.34
43	0.5	19.45	1058.23	56.83
43.5	0.5	19.25	1067.85	57.31
44	0.5	19.05	1077.38	57.78
44.5	0.5	19.05	1086.90	58.25
45	0.5	19.15	1096.48	58.73
45.5	0.5	19.4	1106.18	59.21
46	0.5	19.85	1116.10	59.71
46.5	0.5	20.35	1126.28	60.22
47	0.5	21.2	1136.88	60.75
47.5	0.5	22.3	1148.03	61.32
48	0.5	23.15	1159.60	61.92
48.5	0.5	23.7	1171.45	62.54
49	0.5	24.05	1183.48	63.17
49.5	0.5	24.25	1195.60	63.81
50	0.5	24.2	1207.70	64.45
50.5	0.5	24.05	1219.73	65.08
51	0.5	23.9	1231.68	65.70
51.5	0.5	23.7	1243.53	66.32
52	0.5	23.45	1255.25	66.93
52.5	0.5	23.2	1266.85	67.53
53	0.5	23	1278.35	68.13
53.5	0.5	22.85	1289.78	68.72
54	0.5	22.7	1301.13	69.30
54.5	0.5	22.55	1312.40	69.88

Continuación Tabla No. 163 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a ocho centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
56	0.5	21.7	1345.43	71.57
56.5	0.5	21.45	1356.15	72.11
57	0.5	21.1	1366.70	72.64
57.5	0.5	20.75	1377.08	73.17
58	0.5	20.5	1387.33	73.68
58.5	0.5	20.25	1397.45	74.19
59	0.5	19.95	1407.43	74.69
59.5	0.5	19.75	1417.30	75.18
60	0.5	19.55	1427.08	75.67
60.5	0.5	19.3	1436.73	76.15
61	0.5	19.15	1446.30	76.62
61.5	0.5	19.05	1455.83	77.09
62	0.5	19	1465.33	77.57
62.5	0.5	18.95	1474.80	78.04
63	0.5	18.8	1484.20	78.50
63.5	0.5	18.65	1493.53	78.96
64	0.5	18.5	1502.78	79.42
64.5	0.5	18.4	1511.98	79.88
65	0.5	18.4	1521.18	80.33
65.5	0.5	18.35	1530.35	80.79
66	0.5	18.2	1539.45	81.24
66.5	0.5	18.05	1548.48	81.68
67	0.5	18	1557.48	82.13
67.5	0.5	17.95	1566.45	82.57
68	0.5	17.85	1575.38	83.01
68.5	0.5	17.85	1584.30	83.45
69	0.5	17.65	1593.13	83.89
69.5	0.5	17.7	1601.98	84.33
70	0.5	18.55	1611.25	84.78
70.5	0.5	19.5	1621.00	85.27
71	0.5	20.05	1631.03	85.77
71.5	0.5	20.4	1641.23	86.28
72	0.5	21.2	1651.83	86.82
72.5	0.5	22.5	1663.08	87.40
73	0.5	23.8	1674.98	88.02
73.5	0.5	24.9	1687.43	88.68

**Continuación Tabla No. 163 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a ocho centímetros de profundidad (3 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
75.75	0.5	27.3	1727.45	90.88
76.75	0.5	27.6	1741.25	91.65
77.75	0.5	27.9	1755.20	92.43
78.75	0.5	28.25	1769.33	93.23
79.75	0.5	28.3	1783.48	94.03
80.75	0.5	28	1797.48	94.81
81.75	0.5	27.6	1811.28	95.58
82.75	0.5	27.15	1824.85	96.33
83.75	0.5	26.6	1838.15	97.06
84.75	0.5	25.95	1851.13	97.77

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.164. Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a diez centímetros de profundidad (3 días).**

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
0	0.5		0.00	0
0.5	0.5	28.2	14.10	0.80
1	0.5	27.65	27.93	1.57
1.5	0.5	27.4	41.63	2.33
2	0.5	27.35	55.30	3.09
2.5	0.5	27.3	68.95	3.85
3	0.5	27.45	82.68	4.61
3.5	0.5	27.5	96.43	5.37
4	0.5	27.3	110.08	6.13
4.5	0.5	27.2	123.68	6.88
5	0.5	27.25	137.30	7.64
5.5	0.5	27.4	151.00	8.40
6	0.5	27.65	164.83	9.17
6.5	0.5	28	178.83	9.96
7	0.5	28.35	193.00	10.76
7.5	0.5	28.65	207.33	11.58
8	0.5	29.1	221.88	12.41
8.5	0.5	29.65	236.70	13.27
9	0.5	30.3	251.85	14.17

**Continuación Tabla No. 164 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a diez centímetros de profundidad (3 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
10	0.5	31.55	283.15	16.05
10.5	0.5	31.65	298.98	17.01
11	0.5	31.6	314.78	17.97
11.5	0.5	31.45	330.50	18.92
12	0.5	31.2	346.10	19.86
12.5	0.5	30.9	361.55	20.78
13	0.5	30.45	376.78	21.68
13.5	0.5	29.65	391.60	22.54
14	0.5	28.5	405.85	23.35
14.5	0.5	27.4	419.55	24.11
15	0.5	26.5	432.80	24.83
15.5	0.5	25.7	445.65	25.53
16	0.5	24.95	458.13	26.19
16.5	0.5	24.4	470.33	26.83
17	0.5	23.95	482.30	27.46
17.5	0.5	23.5	494.05	28.07
18	0.5	23.25	505.68	28.68
18.5	0.5	23.15	517.25	29.28
19	0.5	23.05	528.78	29.87
19.5	0.5	22.95	540.25	30.46
20	0.5	22.85	551.68	31.05
20.5	0.5	22.75	563.05	31.64
21	0.5	22.65	574.38	32.22
21.5	0.5	22.6	585.68	32.80
22	0.5	22.65	597.00	33.39
22.5	0.5	22.95	608.48	33.98
23	0.5	23.35	620.15	34.59
23.5	0.5	23.6	631.95	35.20
24	0.5	23.75	643.83	35.82
24.5	0.5	24.25	655.95	36.46
25	0.5	24.7	668.30	37.11
25.5	0.5	24.8	680.70	37.77
26	0.5	24.95	693.18	38.44
26.5	0.5	25.05	705.70	39.10
27	0.5	25	718.20	39.77

**Continuación Tabla No. 164 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a diez centímetros de profundidad (3 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 M(t)</b>	<b>Ecuación 2 te</b>
29	0.5	24.3	767.15	42.35
29.5	0.5	24.25	779.28	42.99
30	0.5	24.2	791.38	43.63
30.5	0.5	24.15	803.45	44.26
31	0.5	24	815.45	44.89
31.5	0.5	23.8	827.35	45.51
32	0.5	23.6	839.15	46.13
32.5	0.5	23.4	850.85	46.74
33	0.5	23.2	862.45	47.34
33.5	0.5	22.95	873.93	47.93
34	0.5	22.7	885.28	48.52
34.5	0.5	22.5	896.53	49.09
35	0.5	22.35	907.70	49.67
35.5	0.5	22.2	918.80	50.23
36	0.5	22	929.80	50.80
36.5	0.5	21.85	940.73	51.35
37	0.5	21.75	951.60	51.91
37.5	0.5	21.65	962.43	52.46
38	0.5	21.5	973.18	53.00
38.5	0.5	21.3	983.83	53.54
39	0.5	21.15	994.40	54.07
39.5	0.5	21	1004.90	54.60
40	0.5	20.9	1015.35	55.13
40.5	0.5	20.8	1025.75	55.66
41	0.5	20.65	1036.08	56.17
41.5	0.5	20.55	1046.35	56.69
42	0.5	20.45	1056.58	57.20
42.5	0.5	20.35	1066.75	57.71
43	0.5	20.25	1076.88	58.22
43.5	0.5	20.15	1086.95	58.73
44	0.5	20.05	1096.98	59.23
44.5	0.5	19.95	1106.95	59.73
45	0.5	19.9	1116.90	60.22
45.5	0.5	20	1126.90	60.72
46	0.5	20.3	1137.05	61.23

**Continuación Tabla No. 164 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a diez centímetros de profundidad (3 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
48	0.5	22.45	1179.98	63.41
48.5	0.5	23.05	1191.50	64.01
49	0.5	23.5	1203.25	64.62
49.5	0.5	23.8	1215.15	65.24
50	0.5	23.9	1227.10	65.87
50.5	0.5	23.95	1239.08	66.49
51	0.5	23.95	1251.05	67.12
51.5	0.5	23.8	1262.95	67.74
52	0.5	23.6	1274.75	68.36
52.5	0.5	23.5	1286.50	68.97
53	0.5	23.35	1298.18	69.58
53.5	0.5	23.15	1309.75	70.18
54	0.5	23.05	1321.28	70.77
54.5	0.5	22.95	1332.75	71.36
55	0.5	22.8	1344.15	71.95
55.5	0.5	22.6	1355.45	72.53
56	0.5	22.4	1366.65	73.11
56.5	0.5	22.15	1377.73	73.67
57	0.5	21.85	1388.65	74.23
57.5	0.5	21.6	1399.45	74.78
58	0.5	21.35	1410.13	75.32
58.5	0.5	21.1	1420.68	75.85
59	0.5	20.85	1431.10	76.38
59.5	0.5	20.65	1441.43	76.90
60	0.5	20.45	1451.65	77.41
60.5	0.5	20.2	1461.75	77.92
61	0.5	20.05	1471.78	78.42
61.5	0.5	19.9	1481.73	78.91
62	0.5	19.75	1491.60	79.41
62.5	0.5	19.7	1501.45	79.90
63	0.5	19.6	1511.25	80.39
63.5	0.5	19.5	1521.00	80.87
64	0.5	19.4	1530.70	81.36
64.5	0.5	19.25	1540.33	81.83
65	0.5	19.2	1549.93	82.31

**Continuación Tabla No. 164 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a diez centímetros de profundidad (3 días).**

<b>Tiempo (h)</b>	<b>Incremento de tiempo (<math>\Delta t</math>)</b>	<b>Temperatura promedio (<math>T_a</math>)</b>	<b>Ecuación 1 <math>M(t)</math></b>	<b>Ecuación 2 <math>t_e</math></b>
67	0.5	18.75	1587.75	84.19
67.5	0.5	18.7	1597.10	84.65
68	0.5	18.65	1606.43	85.11
68.5	0.5	18.6	1615.73	85.57
69	0.5	18.45	1624.95	86.03
69.5	0.5	18.55	1634.23	86.49
70	0.5	19.1	1643.78	86.96
70.5	0.5	19.6	1653.58	87.45
71	0.5	19.9	1663.53	87.95
71.5	0.5	20.15	1673.60	88.45
72	0.5	20.65	1683.93	88.97
72.5	0.5	21.45	1694.65	89.52
73	0.5	22.35	1705.83	90.09
73.5	0.5	23.2	1717.43	90.69
73.75	0.5	24.15	1729.50	91.33
74.75	0.5	25.05	1742.03	91.99
75.75	0.5	25.6	1754.83	92.68
76.75	0.5	25.8	1767.73	93.38
77.75	0.5	25.9	1780.68	94.08
78.75	0.5	26.45	1793.90	94.80
79.75	0.5	27.05	1807.43	95.55
80.75	0.5	27.2	1821.03	96.30
81.75	0.5	27.15	1834.60	97.05
82.75	0.5	27	1848.10	97.80
83.75	0.5	26.65	1861.43	98.53
84.75	0.5	26.15	1874.50	99.24

Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.165.** Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a quince centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 M(t)	Ecuación 2 te
0	0.5		0.00	0
0.5	0.5	27.05	13.53	0.75
1	0.5	26.6	26.83	1.47
1.5	0.5	26.35	40.00	2.19
2	0.5	26.35	53.18	2.91
2.5	0.5	26.4	66.38	3.63
3	0.5	26.55	79.65	4.36
3.5	0.5	26.5	92.90	5.08
4	0.5	26.45	106.13	5.80
4.5	0.5	26.65	119.45	6.53
5	0.5	26.9	132.90	7.27
5.5	0.5	27.2	146.50	8.03
6	0.5	27.6	160.30	8.80
6.5	0.5	28	174.30	9.58
7	0.5	28.4	188.50	10.39
7.5	0.5	28.75	202.88	11.21
8	0.5	29.15	217.45	12.05
8.5	0.5	29.75	232.33	12.91
9	0.5	30.45	247.55	13.81
9.5	0.5	31.2	263.15	14.75
10	0.5	31.75	279.03	15.72
10.5	0.5	31.8	294.93	16.68
11	0.5	31.65	310.75	17.64
11.5	0.5	31.5	326.50	18.60
12	0.5	31.3	342.15	19.54
12.5	0.5	31.05	357.68	20.47
13	0.5	30.2	372.78	21.36
13.5	0.5	28.55	387.05	22.17
14	0.5	27	400.55	22.91
14.5	0.5	26	413.55	23.62
15	0.5	25.25	426.18	24.29
15.5	0.5	24.6	438.48	24.94
16	0.5	24	450.48	25.57
16.5	0.5	23.55	462.25	26.18
17	0.5	23.2	473.85	26.79

Continuación Tabla No. 165 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a quince centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
18	0.5	23.2	496.98	27.98
18.5	0.5	23.35	508.65	28.59
19	0.5	23.4	520.35	29.20
19.5	0.5	23.4	532.05	29.81
20	0.5	23.35	543.73	30.41
20.5	0.5	23.2	555.33	31.01
21	0.5	23.1	566.88	31.61
21.5	0.5	23	578.38	32.21
22	0.5	22.9	589.83	32.80
22.5	0.5	23.05	601.35	33.39
23	0.5	23.25	612.98	34.00
23.5	0.5	23.4	624.68	34.60
24	0.5	23.55	636.45	35.22
24.5	0.5	23.95	648.43	35.84
25	0.5	24.3	660.58	36.48
25.5	0.5	24.45	672.80	37.13
26	0.5	24.7	685.15	37.78
26.5	0.5	24.9	697.60	38.45
27	0.5	25	710.10	39.11
27.5	0.5	24.9	722.55	39.77
28	0.5	24.7	734.90	40.43
28.5	0.5	24.6	747.20	41.08
29	0.5	24.55	759.48	41.73
29.5	0.5	24.45	771.70	42.37
30	0.5	24.45	783.93	43.02
30.5	0.5	24.45	796.15	43.66
31	0.5	24.35	808.33	44.31
31.5	0.5	24.25	820.45	44.94
32	0.5	24.15	832.53	45.58
32.5	0.5	24	844.53	46.21
33	0.5	23.8	856.43	46.83
33.5	0.5	23.6	868.23	47.45
34	0.5	23.45	879.95	48.06
34.5	0.5	23.3	891.60	48.66
35	0.5	23.1	903.15	49.26
35.5	0.5	22.95	914.63	49.85
36	0.5	22.8	926.03	50.44

Continuación Tabla No. 165 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a quince centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
37	0.5	22.55	948.63	51.60
37.5	0.5	22.5	959.88	52.18
38	0.5	22.4	971.08	52.75
38.5	0.5	22.2	982.18	53.32
39	0.5	22.05	993.20	53.88
39.5	0.5	21.9	1004.15	54.44
40	0.5	21.8	1015.05	55.00
40.5	0.5	21.7	1025.90	55.55
41	0.5	21.55	1036.68	56.09
41.5	0.5	21.45	1047.40	56.64
42	0.5	21.35	1058.08	57.18
42.5	0.5	21.25	1068.70	57.72
43	0.5	21.15	1079.28	58.25
43.5	0.5	21	1089.78	58.78
44	0.5	20.9	1100.23	59.31
44.5	0.5	20.8	1110.63	59.83
45	0.5	20.65	1120.95	60.35
45.5	0.5	20.6	1131.25	60.87
46	0.5	20.65	1141.58	61.39
46.5	0.5	20.7	1151.93	61.91
47	0.5	20.9	1162.38	62.44
47.5	0.5	21.3	1173.03	62.97
48	0.5	21.8	1183.93	63.53
48.5	0.5	22.35	1195.10	64.10
49	0.5	22.75	1206.48	64.69
49.5	0.5	23.05	1218.00	65.28
50	0.5	23.3	1229.65	65.89
50.5	0.5	23.5	1241.40	66.50
51	0.5	23.6	1253.20	67.12
51.5	0.5	23.65	1265.03	67.73
52	0.5	23.65	1276.85	68.35
52.5	0.5	23.6	1288.65	68.96
53	0.5	23.5	1300.40	69.58
53.5	0.5	23.35	1312.08	70.18
54	0.5	23.3	1323.73	70.79
54.5	0.5	23.25	1335.35	71.39
55	0.5	23.15	1346.93	71.99

Continuación Tabla No. 165 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a quince centímetros de profundidad (3 días).

Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
56	0.5	22.85	1369.85	73.17
56.5	0.5	22.7	1381.20	73.76
57	0.5	22.5	1392.45	74.34
57.5	0.5	22.3	1403.60	74.91
58	0.5	22.15	1414.68	75.47
58.5	0.5	21.95	1425.65	76.03
59	0.5	21.7	1436.50	76.58
59.5	0.5	21.55	1447.28	77.13
60	0.5	21.4	1457.98	77.67
60.5	0.5	21.2	1468.58	78.21
61	0.5	21	1479.08	78.74
61.5	0.5	20.8	1489.48	79.26
62	0.5	20.65	1499.80	79.78
62.5	0.5	20.6	1510.10	80.30
63	0.5	20.5	1520.35	80.81
63.5	0.5	20.4	1530.55	81.33
64	0.5	20.3	1540.70	81.84
64.5	0.5	20.15	1550.78	82.34
65	0.5	20.05	1560.80	82.84
65.5	0.5	19.95	1570.78	83.34
66	0.5	19.85	1580.70	83.84
66.5	0.5	19.75	1590.58	84.33
67	0.5	19.65	1600.40	84.82
67.5	0.5	19.6	1610.20	85.31
68	0.5	19.55	1619.98	85.79
68.5	0.5	19.45	1629.70	86.28
69	0.5	19.2	1639.30	86.75
69.5	0.5	19.15	1648.88	87.23
70	0.5	19.45	1658.60	87.71
70.5	0.5	19.7	1668.45	88.21
71	0.5	19.8	1678.35	88.70
71.5	0.5	19.85	1688.28	89.20
72	0.5	20.1	1698.33	89.70
72.5	0.5	20.55	1708.60	90.22
73	0.5	21.1	1719.15	90.75
73.5	0.5	21.65	1729.98	91.30
73.75	0.5	22.35	1741.15	91.87

Continuación Tabla No. 165 Tablas de registro de temperatura de concreto convencional en campo, termocupla a quince centímetros de profundidad (3 días).

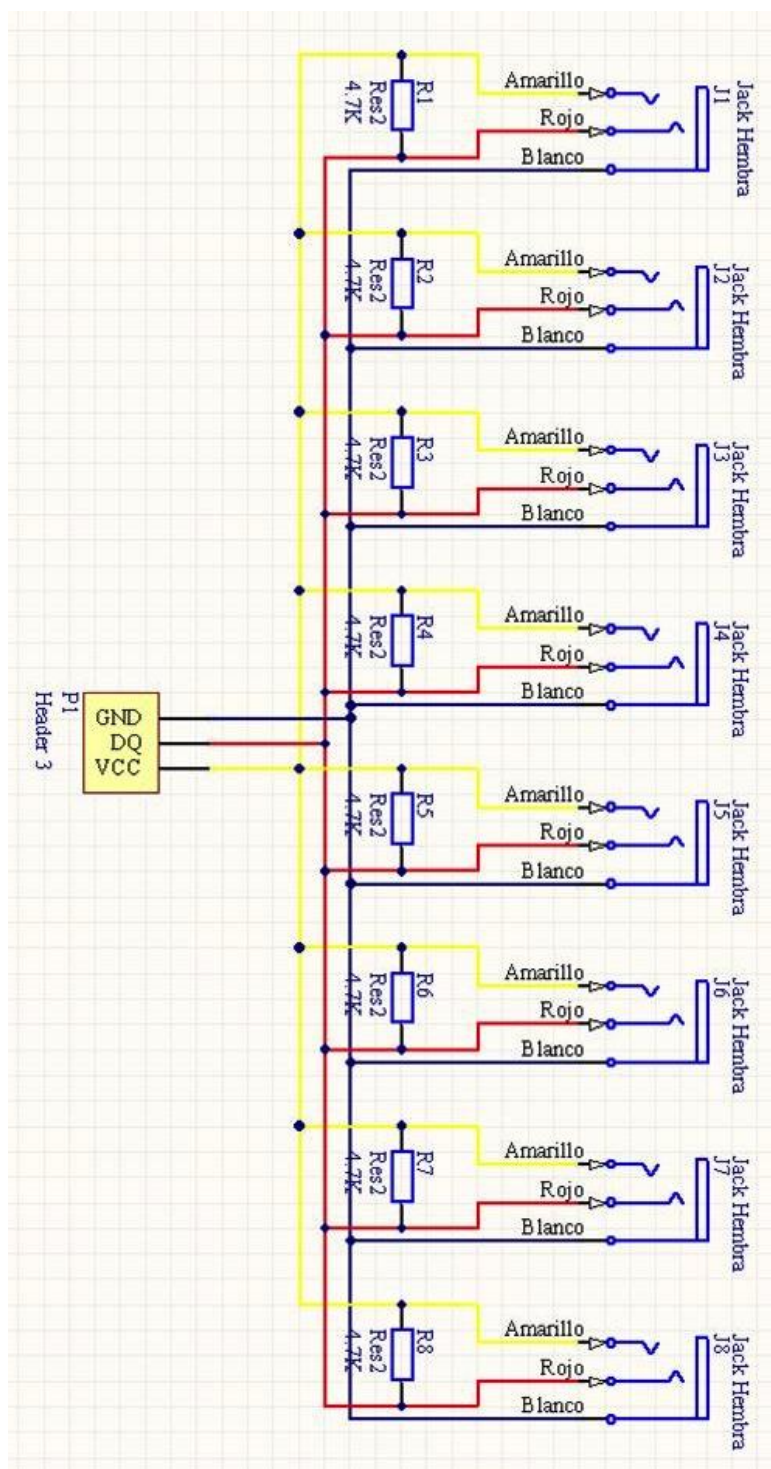
Tiempo (h)	Incremento de tiempo ( $\Delta t$ )	Temperatura promedio ( $T_a$ )	Ecuación 1 $M(t)$	Ecuación 2 $t_e$
75.75	0.5	23.7	1764.58	93.09
76.75	0.5	23.85	1776.50	93.71
77.75	0.5	23.9	1788.45	94.34
78.75	0.5	24.6	1800.75	94.99
79.75	0.5	25.45	1813.48	95.67
80.75	0.5	25.8	1826.38	96.37
81.75	0.5	26	1839.38	97.07
82.75	0.5	26.05	1852.40	97.78
83.75	0.5	25.95	1865.38	98.48
84.75	0.5	25.75	1878.25	99.18

Fuente: Elaboración propia

## 6.4. Medición de temperatura del concreto.

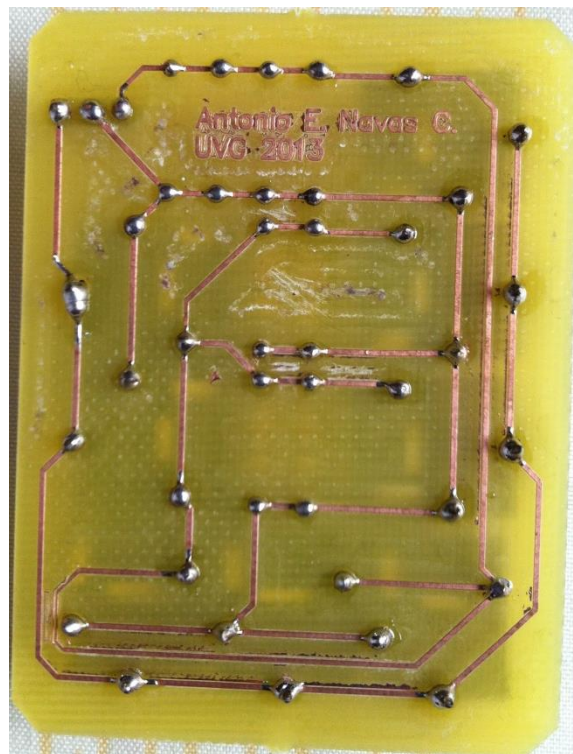
Figura No. 244

Esquemático placa de entradas sensor temperatura.



Fuente: Elaboración propia

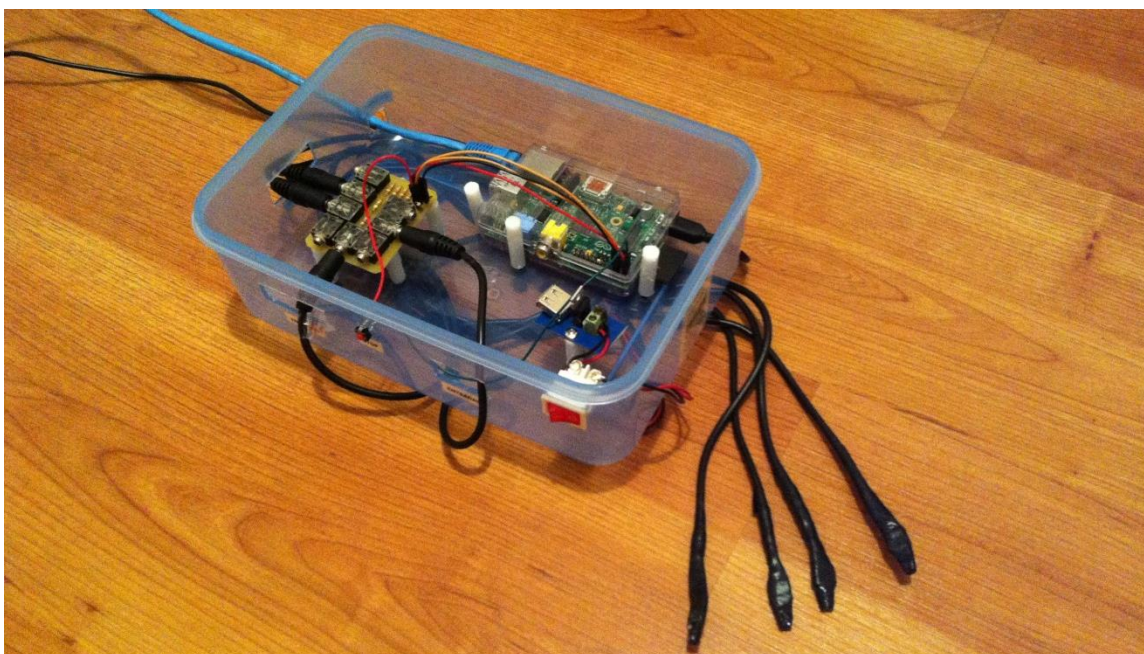
**Figura No. 245**      **Placa de entradas sensor de temperatura terminada.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 246.****Cable del sensor de temperatura.**

Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 247.****Módulo electrónico sensor de temperatura terminado.**

Fuente: Elaboración propia

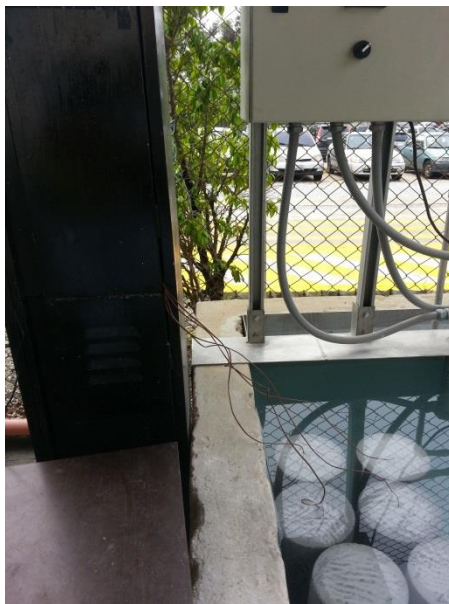
## 6.5. Fotografías.

**Figura No. 248. Datalogger y termocuplas insertadas en cilindros.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 249. Cilindros de concreto convencional en pilas de curado.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 250. Preparación de termocuplas.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 251. Vertido de losa de concreto convencional.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 252. Colocación de termocuplas en campo.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 253. Equipo colocado en campo.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 254. Moldes de Cilindros.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 255. Registro manual de temperatura del concreto fresco.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 256. Fabricación de moldes cilíndricos de concreto.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 257. Prueba de Flujo del concreto.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 258. Fundición de muro.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 259. Instalación de termopares para monitorear muro.**



Fuente: Elaboración propia

**Figura No. 260. Vibración de concreto.**



Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.165.** Cálculo del caudal y velocidad por medio de un aforo en Masagua.

Punto de estudio: Masagua km. 85,35											
Hora de analisis 8:45 - 9:12											
Molinete	Factor	0,67202	Constante	0,00543							
Distancia	Profundidad	Revoluciones	Tiempo	V 20% o V 80%	V promedio vertical actual	V promedio vertical actual y anterior	Area entre vertical actual y anterior	Perimetro mojado entre vertical actual y anterior	Caudal entre vertical actual y anterior	Perimetro mojado entre vertical actual y anterior	Caudal entre vertical actual y anterior
m	m	rpm	seg	m/s	m/s	m/s	m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup> /s	m	m <sup>3</sup> /s
0	0			0,000							
1	0,16	10	41,5	0,167	0,167	0,084	0,080	1,013	0,007		0,007
2	0,37	25	43,5	0,382	0,382	0,280	0,285	1,022	0,074		0,074
3	0,58	60	42,2	0,361	0,361	0,676	0,475	1,022	0,221		0,221
4	0,61	110	41	1,808	1,808	1,385	0,595	1,000	0,824		0,824
5	0,45	70	41,5	1,193	1,193	1,474	0,530	1,013	0,781		0,781
6	0,4	45	42,2	0,722	0,722	0,930	0,425	1,001	0,395		0,395
7	0,44	35	43,3	0,549	0,549	0,635	0,420	1,001	0,267		0,267
7,52	0	0	0	0	0,000	0,274	0,114	0,681	0,031		0,031
7,520	0,61						2,904	7,763	2,701		2,701
Area	Perimetro Mojado	Ancho	Profundidad media	Radio Hidraulico	Profundidad maxima	Caudal					
2,904	7,763	7,520	0,376	0,375	0,610	2,701					

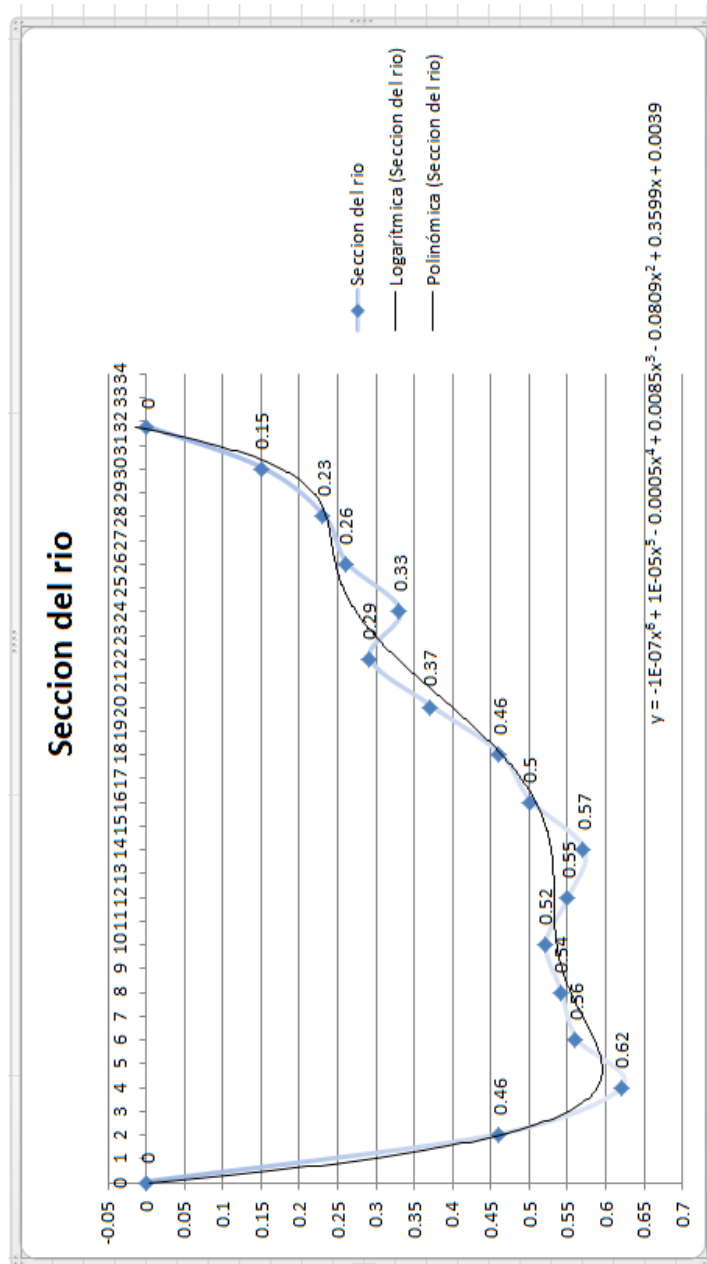
Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.166.** Cálculo del caudal y velocidad por medio de un aforo en Alotenango.

Punto de estudio: Alotenango Km. 85.35 Hora de análisis: 12:09-12:38											
Molinete	Factor	0.67202	Constante	0.00543	V promedio vertical actual	V promedio vertical actual y anterior	Área entre vertical actual y anterior	Área entre vertical actual y anterior	Perímetro mojado entre vertical actual y anterior	Perímetro mojado entre vertical actual y anterior	Caudal entre vertical actual y anterior
Distancia	Profundidad	Revoluciones	Tiempo	V20% o V80%	m/s	m/s	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /s
0	0			0.000							
2	0.46	30	42.8	0.476	0.476	0.238	0.460	0.460	2.052	2.052	0.110
4	0.62	65	41.7	1.053	1.053	0.765	1.080	1.080	2.006	2.006	0.826
6	0.56	75	41.4	1.223	1.223	1.138	1.180	1.180	2.001	2.001	1.343
8	0.54	110	41.1	1.804	1.804	1.513	1.900	1.900	2.000	2.000	1.665
10	0.52	140	40.8	2.311	2.311	2.058	1.060	1.060	2.000	2.000	2.181
12	0.55	165	31.5	3.526	3.526	2.918	1.070	1.070	2.000	2.000	3.123
14	0.57	160	41.7	2.584	2.584	3.055	1.120	1.120	2.000	2.000	3.421
16	0.5	160	40.5	2.660	2.660	2.622	1.070	1.070	2.001	2.001	2.806
18	0.46	115	40.7	1.904	1.904	2.262	0.960	0.960	2.000	2.000	2.191
20	0.37	110	40.3	1.840	1.840	1.872	0.830	0.830	2.002	2.002	1.554
22	0.29	100	41	1.645	1.645	1.742	0.660	0.660	2.002	2.002	1.150
24	0.33	90	40.9	1.484	1.484	1.564	0.620	0.620	2.000	2.000	0.970
26	0.26	65	42	1.045	1.045	1.265	0.590	0.590	2.001	2.001	0.746
28	0.23	45	41.1	0.741	0.741	0.883	0.490	0.490	2.000	2.000	0.438
30	0.15	20	42.4	0.322	0.322	0.532	0.380	0.380	2.002	2.002	0.202
31.73	0	0	0	0.000	0.000	0.161	0.130	0.130	1.736	1.736	0.021
31.730	0.62						12.800	12.800	31.805	31.805	22.745
Área	Perímetro Mojado	Ancho	Profundidad media	Factor Hidráulico	Profundidad máxima	Caudal					
12.800	31.805	31.730	0.401	0.402	0.620	22.745					

Fuente: Elaboración propia

Figura No. 261. Sección transversal del río en el punto de Alotenango



Fuente: Elaboración propia

Figura No. 262. Megaproyectos sobresalientes en la rama hidráulica

La Hora Guatemala, 23 de agosto de 2013/Página 31

**Universidad**

Un esfuerzo conjunto de Diario La Hora y la Universidad del Valle de Guatemala para enfocar los problemas del país y sus soluciones.

Excelencia que trasciende

## El agua, un recurso energético

**Trabajos hechos por estudiantes de Ingeniería Civil de la UVG aportan nuevos datos**

**PER ROBERTO GODO LEYVA**

La hidráulica debería ser una pasión para los ingenieros civiles con especialidad en estructuras o infraestructuras.

Tradicionalmente, en Guatemala, la hidráulica, una de las áreas del plan de estudio de Ingeniería Civil de la UVG, no despertó mucho entusiasmo en los alumnos ya que la preferencia va hacia el diseño, la administración de proyectos o la supervisión de obras.

Sin embargo, en los últimos años las cosas han cambiado. En el 2010, después de los acontecimientos de la tormenta Agatha, el Departamento de Ingeniería Civil organizó un primer seminario sobre puentes fluviales dedicado al socavamiento de pilas y estribos de puentes, con la participación del doctor Robert Ettima, decano de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de Wyoming.

En el 2012, se realizó un acercamiento con la empresa Aquacorp (Dallo Pozos, Serripozos, Hidroventa) por medio de la ingeniera María Antonieta Castillo, gerente de mercados. Se hizo el ejercicio de contrastar la oferta académica de los cursos relacionados con el agua con la oferta profesional de la empresa. A raíz de este intercambio se hicieron adaptaciones en los contenidos de los cursos en el área de aguas. Temas como bombas, sistemas contra incendios o piscinas son ahora esta-

**INGENIERO EXPERTO**

Ingeniero MBA Roberto Godo Leyva es el director de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle de Guatemala. Master en Estructuras, por la Escuela Politécnica Federal de Lausanne, Suiza.

Laboró por dos años como auxiliar del laboratorio de hidráulica del Iuge y un año como ingeniero encargado del área de modelación. En dicha universidad fabricó modelos hidráulicos a pequeña escala, pero en grandes tamaños para representar lagos, ríos o represas en una época donde apenas existían los primeros programas de simulación.

pecto ambiental insignificante.

Como punto de partida, se realizó una investigación sobre los distintos métodos de generación de energía mediante el mar y los prototipos que han sido construidos en otros países. Se evaluó cada uno de ellos y se determinó cuál sería el método más adecuado para las costas de Guatemala. Se analizaron las olas en las costas del Pacífico y del Atlántico, y se concluyó que las olas más apropiadas para lograr el buen funcionamiento de este prototipo son las del litoral del Pacífico debido a que son de una mayor altura y un periodo de oscilación promedio más adecuado.

Se realizaron diseños del prototipo y se ensayaron en el canal de olas del Laboratorio de Ingeniería Civil de la UVG.

El proyecto surgió como una respuesta a los altos índices de consumo de energía eléctrica en el país, y al aprovechamiento potencial de las costas oceánicas. A diferencia de otros proyectos de generación eléctrica que usan combustibles fósiles o energía nuclear, es un proyecto de obtención de energía limpia, sin dañar el ambiente.

El Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle busca impulsar la hidráulica a través de una participación activa tanto de los docentes como de los alumnos y con la colaboración de empresas privadas.

Para más información contacten: <http://www.uvg.edu.gt/facultaddeingenieriacivil/contacto.html>

**Prototipo para la generación de energía Urdimatrix. Modelo físico en funcionamiento.**

estación cuenta con una base de datos que recolecta información y un módulo de transmisión de datos. Con ésta se pueden determinar los ciclos de crecidas, comportamiento del río y establecer niveles de alertas por posibles inundaciones. Amado a esto provee información vital para la protección de infraestructura vial, industrial, hidroeléctricas y poblaciones. Asimismo brinda información para los ingenieros y un punto de partida para el diseño de dragados y estructuras cercanas al río.

El segundo proyecto es un sistema de distribución de agua potable con bombas de arrete cuyo objetivo principal es evaluar el uso de esta bomba para uso residencial en una comunidad del municipio de Mixco. Se buscó la mejor opción de fuente de agua en el sector, alternativas de potabilización y consensos para que sea ejecutable económicamente, de fácil mantenimiento y autosostenible bajo administración de la propia comunidad.

El tercer proyecto es el desarrollo de un prototipo para la generación de energía Urdimatrix a partir de la energía mecánica contenida en el movimiento de las olas. Este tipo de energía renovable proviene de una fuente natural e inagotable: el mar. El proyecto consistió en desarrollar un prototipo a pequeña escala, que sea económicamente factible, de fácil instalación en el país y con un im-

**Más información: [www.uvg.edu.gt](http://www.uvg.edu.gt) · [info@uvg.edu.gt](mailto:info@uvg.edu.gt) · Tel. 2368-8309**

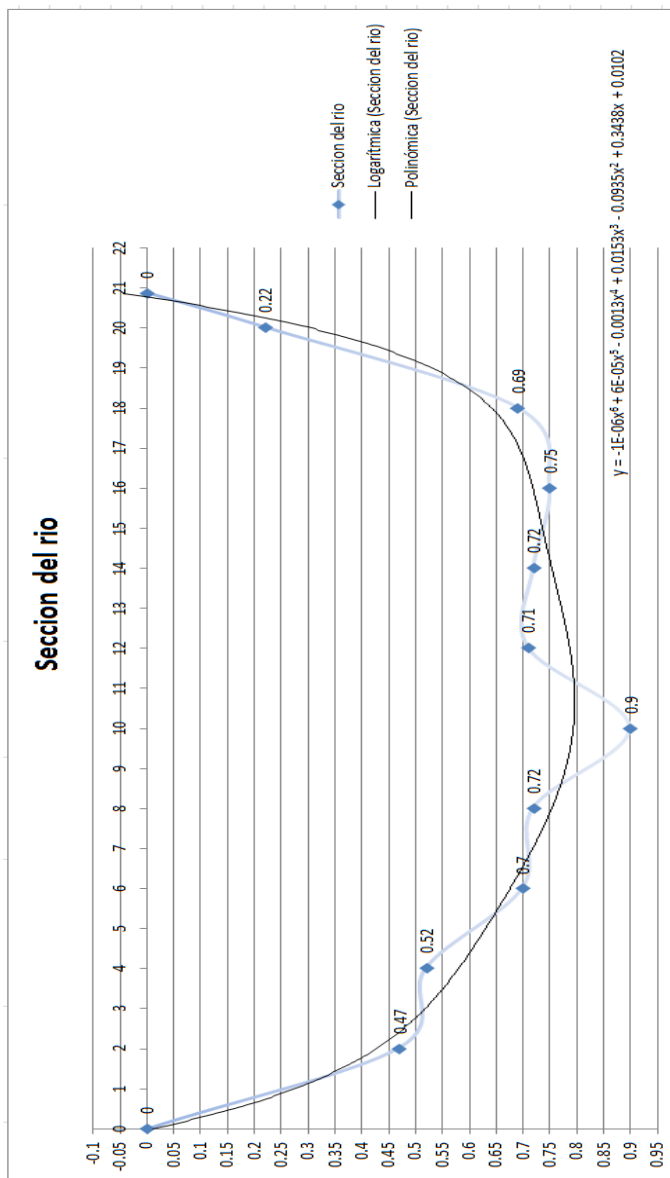
Fuente: Diario La Hora. 2013

**Figura No. 263.** Foto cartográfica de la hoja 2058 IV, serie E754



Fuente: IGN. 2003

Figura No. 264. Sección transversal del río en el punto del puente Guacalate en la CA-2



Fuente: Elaboración propia

**Tabla No.167.** Cálculo del caudal y velocidad por medio de un aforo en el puente Guacalate en la CA-2.

Punto de estudio: Puente Guacalate CA-2													
Hora de aforo: 8:05 - 8:30													
Muestra	Factor	0.67202	Constante	0.06543									
Distancia	Profundidad	Revoluciones	Tiempo	Revoluciones	Tiempo	V.20% V.60% V.80% V.promedio	V.promedio	Area entre vertical actual y anterior	Area entre vertical actual y anterior	Perimetro mojado entre vertical actual y anterior	Perimetro mojado entre vertical actual y anterior	Caudal entre vertical actual y anterior	
m	m	rpm	seg	rpm	seg	m/s	m/s	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /s	
0	0					0.000							
2	0.47	75	40.6			1.247	0.823	0.470	0.470	2.054	2.054	0.233	
4	0.82	100	41.6			1.821	1.434	0.980	0.980	2.001	2.001	1.420	
6	0.7	150	42.8			2.361	1.991	1.220	1.220	2.008	2.008	2.429	
8	0.72	180	40.9			2.963	2.362	1.420	1.420	2.000	2.000	3.780	
10	0.9	200	41.1	125	41.9	3.276	2.600	1.620	1.620	2.008	2.008	4.541	
12	0.71	175	42.4			2.779	2.711	1.610	1.610	2.009	2.009	4.385	
14	0.72	170	41.3			2.772	2.775	1.490	1.490	2.000	2.000	3.969	
16	0.75	145	41.3			2.385	2.569	1.470	1.470	2.000	2.000	3.775	
18	0.69	40	41.6			0.882	1.908	1.440	1.440	2.001	2.001	2.172	
20	0.22	15	42.7			0.242	0.447	0.890	0.890	2.054	2.054	0.486	
20.68	0	0	0			0	0.021	0.895	0.895	0.888	0.888	0.011	
20.890	0.3							12.675	12.675	21.024	21.024	27.180	
Area	Perimetro Mojado	Ancho	Profundidad media	Radio Hidraulico	Profundidad maxima	Caudal							
12.675	21.024	20.880	0.533	0.603	0.900	27.180							

Fuente: Elaboración propia

## VII. Abreviaturas

- FTP File Transfer Protocol.
- GHz. Gigahertz.
- HMI Human-Machine Interface.
- IETF Internet Engineering Task Force.
- IP Internet Protocol.
- IRC Internet Relay Chat.
- KB. Kilobyte.
- mA. Miliamper.
- MHz. Megahertz.
- mV. Milivolt.
- NNTP Network News Transport Protocol.
- P2P Peer-to-peer.
- PDA Personal Digital Assistant.
- RAM Random Access Memory.
- RISC Reduced Instruction Set Computer.
- ROM Read-Only memory.
- SMTP Simple Mail Transfer Protocol.
- SPI Serial Peripheral Interface.
- SSH Secure Shell.
- TCP Transmission Control Protocol.
- TTL Transistor-Transistor Logic.
- UART Universal Asynchronous Receiver-Transmitter.
- USART Universal Synchronous Asynchronous Receiver Transmitter.
- V. Volt.
- VDC Volts Direct Current.
- VNC Virtual Network Computing.
- W. Watt.
- WWW World Wide Web.

## VIII. Glosario

- **Afluencia:** Efecto que tiene una corriente la cual vierte sus aguas en otro cuerpo de agua.
- **Aforo:** Proceso por el cual se determina la altura, área, velocidad y caudal de un río.
- **Agua subterránea:** Agua localizada en el suelo y alimenta los manantiales.
- **Aguas abajo:** Localización con relieve bajo dentro de un tramo de la cuenca y donde la dirección es en el sentido de la corriente.
- **Aguas arriba:** Localización con relieve alto dentro de un tramo de la cuenca y donde la dirección es en el sentido contrario de la corriente.
- **Capacidad de infiltración:** Capacidad con la que el suelo absorbe el agua.
- **Cauce:** Espacio físico el cual domina el agua en movimiento.
- **Caudal:** Flujo o volumen de agua por cantidad de tiempo en una sección dentro de un río.
- **Caudal Medio:** Promedio de los caudales históricos registrados
- **Corriente:** Cantidad agua que fluye en un cauce natural o artificial.
- **Inundación:** Flujo alto de corriente dentro de un río dando lugar a la invasión de la tierra cercana al cauce.
- **Escorrentía:** Precipitación que se convierte en una corriente superficial dentro de una cuenca, pudiendo ser igual que el caudal del mismo.
- **Estación hidrológica:** Conjunto de aparatos para la elaboración de mediciones hidrológicas en puntos específicos.
- **Evaporación del suelo:** Pérdida de humedad del suelo debido a distintos factores.
- **Infiltración:** Movimiento del agua a través del suelo.
- **Isoyetas:** Líneas las cuales determinan la misma precipitación dentro de un área en un período de tiempo dado.
- **Mapa pluviométrico:** Mapa en donde se esquematizan las isoyetas.
- **Nivel freático:** Es toda el agua subterránea.
- **Pluviómetro:** Instrumento utilizado para determinar la cantidad de precipitación dentro de un área específica.

- Precipitación: Cantidad de agua dentro de un área específica.
- Río: Corriente de agua la cual desemboca en un cuerpo de agua mayor.
- Secciones: Sección transversal de un río donde se mide el caudal.
- Sedimentos: Material suelto debido a efectos diversos, el cual es transportado por el agua o viento.
- Tributario: Cauce del río el cual desemboca en otro cauce mayor.
- Vulnerabilidad: Susceptibilidad de los sistemas naturales, económicos y sociales al impacto de un peligro de origen natural o inducido por el hombre.
- Desastres: Es un hecho natural o provocado por el ser humano que afecta negativamente a la vida, al sustento o a la industria y desemboca con frecuencia en cambios permanentes en las sociedades humanas, en los ecosistemas y en el medio ambiente.
- Exorreica: Es el carácter de las regiones cuya red hidrográfica se halla conectado con otra forma de agua continental, con algún mar, o con el océano.
- Isoyetas: Es una isolínea que une los puntos, en un plano cartográfico, que presentan la misma precipitación en la unidad de tiempo considerada.
- Morfocronología: Consiste en la datación de las formas del relieve, es decir su ubicación en el tiempo geológico.
- Morfografía: Consiste en el análisis de los agentes y procesos que originaron el relieve a través del tiempo.