



Universidad de Concepción
Dirección de Postgrado
Facultad de Ingeniería-Programa de Magíster en Ciencias de la Ingeniería con Mención
en Ingeniería Civil



**Procedimiento de modelación analítica para estimar la
probabilidad de interrupción del tráfico por anegamiento de
caminos interurbanos**

Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería con
Mención en Ingeniería Civil

MANUEL FELIPE CONTRERAS JARA
CONCEPCIÓN-CHILE
2018

Profesor Guía: Dr. Tomás Echaveguren Navarro
Dpto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería
Universidad de Concepción

RESUMEN

Los eventos hidro-meteorológicos producen daños físicos y operacionales a la infraestructura vial. Entre estos, las inundaciones producen principalmente daños físicos, en tanto que los anegamientos afectan la operación del camino, interrumpiendo el tráfico vehicular. Son además los eventos que con mayor frecuencia interrumpen la circulación por las carreteras, incrementando los costos operacionales y de tiempo de viaje de los usuarios, y de no disponer de rutas alternativas, aislando comunidades.

Los modelos disponibles en la literatura para estimar la probabilidad de anegamiento son principalmente empíricos y estiman alturas de anegamiento mediante observación en terreno de la altura de agua y si un determinado vehículo puede circular o no. Esto redundaría en el uso de muestras pequeñas que no permiten generalizar sus resultados o producir información útil para la gestión de tráfico en periodos de lluvias intensas sobre una red vial.

En este trabajo se propone y aplica un procedimiento de modelación analítica para calcular la probabilidad de interrupción del tráfico en un camino por anegamiento. El procedimiento utiliza principios de confiabilidad para determinar curvas de probabilidad de interrupción de la circulación en función de clases de vehículos y la altura de agua presente sobre la plataforma del camino. Se aplicó el modelo a un caso de estudio en la zona central de Chile. Para ello se utilizaron datos de caudales de 10 estaciones fluviométricas, para estimar las funciones de densidad de probabilidad (fdp) empíricas de la altura de agua sobre el camino para 8 periodos de retorno, y 181 mil registros de vehículos de 44 pódicos de peaje *free-flow*, para estimar las fdp empíricas de las alturas de vadeo. Aplicando FORM se obtuvieron 42 curvas de probabilidad de interrupción de tráfico para 6 clases vehiculares y periodos de retorno entre 4 y 500 años. Finalmente, a partir de las curvas simuladas se estimó una expresión analítica por cada clase vehicular para estimar la probabilidad de interrupción del tráfico en función de la altura de agua sobre el camino. Se concluyó que la altura de agua ocasiona interrupción total del tráfico varía entre los 70 y 90 cm para vehículos livianos y entre 110 y 150 cm para vehículos pesados.

AGRADECIMIENTOS

El autor de este trabajo desea agradecer a la Comisión Nacional de Ciencia y Tecnología (CONICYT) del Ministerio de Educación de Chile por el financiamiento del proyecto de investigación FONDEF ID14I10309 y al proyecto FONDAP 15110017, dentro de los cuales se enmarca esta Tesis. Agradecer además al Ministerio de Obras Públicas de Chile por proporcionar los datos sobre la flota vehicular de Chile utilizados en este trabajo.

Deseo agradecer a mis padres, Manuel y María, por el apoyo y motivación para que todos mis logros sean posibles.

También agradecer a mis compañeros de estudio y oficina, por la ayuda prestada durante la carrera y el desarrollo de este trabajo: Francisca, Pablo, Gustavo, Daryl, María José y Macarena.

Por último, agradecer a mi casa de estudios, la Universidad de Concepción, por la calidad de sus profesores e instalaciones.

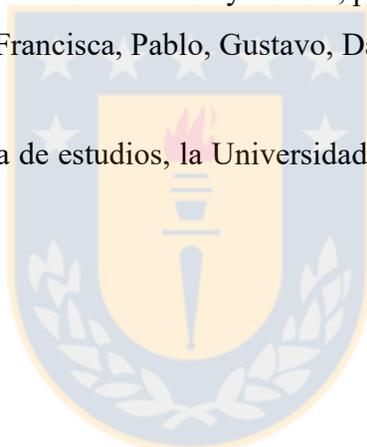


TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	II
ÍNDICE DE TABLAS.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Hipótesis.....	2
1.3 Objetivos	2
1.4 Plan de trabajo	3
1.5 Resultados y conclusiones.....	4
1.6 Alcances de la tesis.....	4
1.7 Estructura del informe	5
CAPÍTULO 2 EFECTOS DE LAS CRECIDAS SOBRE LA INFRAESTRUCTURA VIAL. 6	
2.1 Introducción.....	6
2.2 Efecto de inundaciones y anegamientos sobre la infraestructura vial.....	6
2.3 Modelación de crecidas	9
2.4 Modelación de los efectos de inundaciones usando principios de confiabilidad	10
2.5 Estudios de efectos de anegamientos e inundaciones en los vehículos.....	11
2.6 Conclusiones	12
CAPÍTULO 3 PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN DE CURVAS DE PROBABILIDAD	14
3.1 Introducción.....	14
3.2 Modelo conceptual	14
3.3 Modelación de función de distribución de probabilidad de altura de vadeo.....	16
3.4 Modelación de función de distribución de probabilidad de altura de anegamiento.....	21
3.5 Simulación de curvas de probabilidad con método FORM.....	26
3.6 Procedimiento de simulación de curvas de probabilidad	28
3.7 Conclusiones	30
CAPÍTULO 4 SIMULACIÓN DE CURVAS DE PROBABILIDAD DE INTERRUPCIÓN	32

4.1	Introducción.....	32
4.2	Zona de estudio	32
4.3	Modelación de funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo.....	33
4.4	Modelación de funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento.....	42
4.5	Simulación de curvas de probabilidad de interrupción	51
4.6	Análisis de resultados	55
4.7	Conclusiones	57
CAPÍTULO 5 PARAMETRIZACIÓN DE MODELOS DE PROBABILIDAD DE INTERRUPCIÓN.....		59
5.1	Introducción.....	59
5.2	Ajuste de funciones a los datos simulados	59
5.3	Parametrización de curvas de probabilidad de interrupción de la circulación vehicular ante anegamientos	60
5.4	Patrón de comportamiento de los parámetros de la Función Sigmoidal de 2 Parámetros Tipo I	61
5.5	Discusión de los resultados	63
5.6	Ilustración de aplicación de los modelos analíticos	64
5.7	Conclusiones	67
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES		69
REFERENCIAS		74
ANEXOS.....		81
ANEXO 4.4 Modelación funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento...		81
ANEXO 5.6 Ilustración de aplicación de los modelos analíticos.....		88

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Parque vehicular nacional por región y sub- clase vehicular para el año 2015.....	33
Tabla 4.2 Tamaño muestral de la flota vehicular necesaria por sub- clase vehicular	34
Tabla 4.3 Flota vehicular recopilada desde pódicos de peaje entre los años 2015-2016.....	35
Tabla 4.4 Porcentaje de representatividad de la muestra de datos respecto del parque vehicular regional en la zona de estudio	35
Tabla 4.5 Funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo por clase vehicular	40
Tabla 4.6 Ubicación geográfica de las Estaciones fluviométricas en la zona de estudio.....	42
Tabla 4.7 Funciones de frecuencia de caudales máximos anuales por estación fluviométrica	46
Tabla 4.8 Caudales por periodo de retorno del cauce hipotético	47
Tabla 4.9 Funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento por rango de periodo de retorno.....	49
Tabla 4.10 Altura de anegamiento límite y crítica por sub-clase vehicular	56
Tabla 5.1 Modelos de crecimiento sigmoideal y su MSE.....	59
Tabla 5.2 Modelos de probabilidad de interrupción vehicular por anegamientos.....	60
Tabla 5.3 Comparación resultados modelados y simulados de probabilidad de interrupción	63
Tabla 5.4 Probabilidades de interrupción para cada clase vehicular por caso y tramo afectado...	65
Tabla 5.5 Vehículos afectados para cada tramo y caso	66
Tabla A.4.1 Caudales máximos anuales para las estaciones fluviométricas N°1-5.	81
Tabla A.4.2 Caudales máximos anuales para las estaciones fluviométricas N°6 - 10	82
Tabla A.4.3 Incremento porcentual según periodo de retorno para cada estación fluviométrica de la zona de estudio.	85
Tabla A.4.4 Alturas de anegamiento según rangos de periodos de retorno.	85
Tabla A.5.1 Transito media diario anual para el tramo 1 y 2 del ejemplo de aplicación	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Anegamiento en Ruta CH-199 por desborde del río Trancura en Curarrehue, Región de La Araucanía, Chile	7
Figura 2.2 Situaciones de interrupción dependiendo de altura de vadeo y anegamiento	8
Figura 3.1 Modelo conceptual para el cálculo de curvas de probabilidad de interrupción de tráfico	15
Figura 3.2 Representación de la altura de vadeo de un vehículo ligero	17
Figura 3.3 Esquema de flota vehicular.	17
Figura 3.4 Variabilidad de la altura de anegamiento según el periodo de retorno en un área afectada del camino	21
Figura 3.5 Métodos para obtener la altura de anegamiento.....	22
Figura 3.6 Sección transversal tipo trapezoidal.....	24
Figura 3.7 Curva de probabilidad de interrupción.....	26
Figura 3.8 Curvas de probabilidad de interrupción por escenario.....	30
Figura 4.1 Zona de estudio	32
Figura 4.2 Base de datos para estimar parámetro $\alpha_{\text{sub-clase}}$	36
Figura 4.3 Curva para estimar alturas de vadeo de vehículos SUV	37
Figura 4.4 Resumen de base de datos de altura de vado por sub-clase vehicular	39
Figura 4.5 Funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo por sub- clase vehicular	41
Figura 4.6 Registro de caudales máximos anuales por estación.....	43
Figura 4.7 Sección transversal hipotética de un cauce	44
Figura 4.8 Caudales por periodo de retorno para cada estación en la zona de estudio	45
Figura 4.9 Incremento porcentual máximo por periodo de retorno.....	47
Figura 4.10 Resumen de datos de altura de anegamiento según periodo de retorno.....	48
Figura 4.11 Asociación de caudales con rangos de simulación	49
Figura 4.12 Funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento por rango de periodo de retorno.....	50
Figura 4.13 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno de 4 a 5 años	51

Figura 4.14 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 5 a 10 años	52
Figura 4.15 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 10 a 25 años	52
Figura 4.16 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 25 a 50 años	53
Figura 4.17 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 50 a 100 años	53
Figura 4.18 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 100 a 200 años	54
Figura 4.19 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 200 a 500 años	54
Figura 5.1 Curvas modeladas de probabilidad de interrupción	61
Figura 5.2 Comportamiento de los parámetros θ_1 y θ_2 de la S2PT1 para las curvas de probabilidad de interrupción	62
Figura 5.3 Zona de estudio del ejemplo de aplicación	64
Figura A.4.1 Funciones de frecuencia de caudales máximos anuales por estación.	84

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Los eventos hidrometeorológicos pueden producir daños físicos y operacionales en la infraestructura vial. En particular, las inundaciones se deben a precipitaciones intensas en periodos cortos de tiempo, generando así un desborde repentino y rápido de los cursos de agua por sobre sus riberas. Son flujos de agua usualmente con régimen de torrente, que erosionan taludes y terraplenes, socavan cepas y estribos en puentes, y debilitan fundaciones en las obras de protección fluvial.

Los anegamientos, por su parte, son acumulaciones de agua en zonas bajas del terreno. Se producen por crecidas fluviales lentas y presentan un régimen hidráulico de río en su escurrimiento. Ocasionalmente menos daño físico que las inundaciones, pero afectan significativamente la operación de los caminos, pueden llegar a interrumpir totalmente la circulación de los diversos tipos de vehículos, dependiendo de si la altura de agua sobre el camino, sobrepasa la máxima profundidad de agua a la cual los vehículos pueden circular por un flujo de agua sin que se descompongan las componentes del motor.

En la literatura el estudio del efecto de anegamientos se ha centrado en analizar la pérdida de la velocidad y estabilidad en los vehículos, pero no en precisar el nivel de interrupción de la circulación vehicular por acumulación de agua sobre el camino. Definen solo dos situaciones, corte o no corte de camino, estimadas principalmente a través de las zonas de inundación identificadas por la simulación de crecidas, mediante modelos hidráulicos. Por ejemplo, HEC-RAS, IBER, MIKE FLOOD, entre otros.

La modelación del riesgo de interrupción de la circulación vehicular, no puede evaluarse mediante el uso de modelos como los antes descritos, sino que se debe considerar también la capacidad de vadeo de los distintos marcas y modelos de vehículos que componen la flota vehicular, además, otro aspecto a considerar es la variabilidad de las crecidas según la magnitud de los caudales y la topografía de los cauces y zonas de inundación. Esto determina que un modelo de riesgo posea una

naturaleza probabilística, que requiere modelación con métodos de análisis de confiabilidad de primer o segundo orden.

Este trabajo propone un procedimiento de modelación analítico para estimar la probabilidad de interrupción de la circulación vehicular en función de la altura de agua sobre el camino o altura de anegamiento y la capacidad de los vehículos para circular por un flujo de agua, definida por la altura de vadeo. A su vez, debido a la naturaleza probabilística de las variables que definen el fenómeno, se utilizaron los principios de la confiabilidad para estimar las probabilidades de interrupción. La utilidad del trabajo radica en la cuantificación del efecto de anegamiento en camino, útil para aplicar medidas de prevención ante este tipo de eventos o generar planes de respuesta ante emergencias de anegamientos viales.

1.2 Hipótesis

La probabilidad de interrupción del tráfico en caminos interurbanos anegados es función de la altura de agua y del tipo de vehículo que circula por el camino.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Proponer un procedimiento de modelación analítica que estime la probabilidad de interrupción del tráfico en caminos anegados, utilizando los principios de la teoría de la confiabilidad.

1.3.2 Objetivos específicos

a) Caracterizar el fenómeno de anegamiento sobre caminos y las variables que lo explican.

- b) Caracterizar las variables geométricas que definen la capacidad de un vehículo para circular a través de un flujo de agua.
- c) Proponer un método de calibración analítica de curvas de probabilidad de interrupción del tráfico por anegamientos
- d) Elaborar curvas de probabilidad analíticas a partir de la estimación de probabilidad de interrupción del tráfico en caminos anegados mediante la simulación de las funciones de estado limite, aplicadas a un caso de estudio.
- e) Proponer expresiones analíticas que definan la probabilidad de interrupción de un vehículo al circular por caminos anegados a partir de la altura de agua.

1.4 Plan de trabajo

El plan de trabajo se dividió en cinco etapas: revisión del efecto de anegamientos y cómo modelarlos; diseño conceptual del método; simulación de curvas de probabilidad de interrupción; parametrización de modelos de probabilidad de interrupción. La primera etapa consistió en una revisión de los efectos de inundaciones y anegamientos sobre la infraestructura vial y los modelos existentes para simulación de crecidas, daños y riesgo ante inundaciones y anegamientos. Luego se definió el modelo conceptual que describen los efectos de un anegamiento sin corriente sobre las distintas sub-clases de vehículos, sus partes constituyentes y los modelos matemáticos utilizados para obtener las curvas de probabilidad. La cuarta etapa consistió en la simulación de las curvas de probabilidad de interrupción para las distintas sub-clases vehiculares, aplicado a la zona sur de Chile. Finalmente, en la quinta etapa se realizó el ajuste diversas funciones sigmoidales a los datos de probabilidad simulados y se analizaron los patrones de comportamiento en la de mejor ajuste, con el fin de estimar expresiones analíticas en función de la altura de agua sobre el camino, para cuantificar la probabilidad de interrupción de la circulación vehicular ante anegamientos.

1.5 Resultados y conclusiones

Se propusieron modelos analíticos para estimar la probabilidad de interrupción de la circulación vehicular ante un anegamiento vial, de las sub- clases vehiculares: automóviles, SUV (*Sport Utility Vehicle*), camionetas, camión simple liviano, camión simple pesado y camión articulado.

La inclusión de la incertidumbre en las variables explicativas del fenómeno de anegamiento, altura de vadeo y altura de anegamiento, en la interrupción de vehículos, se explica en la forma sigmoideal de la curva de probabilidad. De no ser incluida la forma sería la de una función escalón.

Al considerar la variabilidad de la altura de vadeo por casa sub-clase vehicular, la altura de agua que ocasiona interrupción total del tráfico varía entre los 70 y 90 cm para vehículos livianos y entre los 110 y 150 cm para los vehículos pesados. Al aplicar un umbral de alerta, para una probabilidad de interrupción del 50%, la altura límite disminuye en promedio un 40% para vehículos livianos y un 25% para vehículos pesados.

1.6 Alcances de la tesis

La presente investigación estuvo enfocada únicamente a escurrimientos de agua baja velocidad sobre caminos ($< 3,6$ km/h), por lo cual no se considera la velocidad del flujo en los análisis. Los supuestos del modelo son: el anegamiento presenta un régimen hidráulico; solo se considera la componente vertical de un anegamiento, no incluyendo el efecto de la dimensión horizontal del anegamiento ni la duración de este; la aleatoriedad de la altura de vadeo se determina asociando vehículos con geometrías y motor similares, definido según sub-clases vehiculares; la aplicación del método solo considera anegamientos de caminos ubicados en planicies de inundación producido por crecidas de río.

1.7 Estructura del informe

El informe se estructuró en cinco capítulos. El primero se presenta la motivación, hipótesis, objetivos, alcances de la tesis, el plan de trabajo y los principales resultados y conclusiones. En el segundo se definen los efectos de inundaciones y anegamientos sobre la infraestructura vial, los principales modelos de daño en infraestructura vial y aplicaciones de los principios de la confiabilidad frente a inundaciones. En el tercero se presenta el procedimiento general de cálculo de probabilidad de interrupción del tráfico por anegamientos, los fundamentos analíticos de los principios de confiabilidad, el procedimiento para modelar las funciones de probabilidad de las variables de entrada y el método de simulación de las curvas de probabilidad. En el cuarto capítulo se aplicó el modelo a un caso de estudio para obtener las curvas de probabilidad de falla cuando la altura de anegamiento es mayor a la altura de vadeo. En el quinto se presentan expresiones matemáticas que estiman la probabilidad de interrupción de la circulación de vehículos en caminos anegados, sobre la zona de estudio. Finalmente, en el último se presentan las conclusiones, los resultados obtenidos y líneas de investigación futuras.



CAPÍTULO 2 EFECTOS DE LAS CRECIDAS SOBRE LA INFRAESTRUCTURA VIAL

2.1 Introducción

En este capítulo se conceptualiza el fenómeno de anegamiento e inundación vial y los principales efectos que produce en el corto plazo sobre los usuarios de las rutas. Se presentan modelos de simulación de crecidas y modelos que cuantifican el daño ante inundaciones en infraestructura vial. Por último, se presentan ejemplos de aplicación de los principios de confiabilidad en la evaluación de riesgo en inundaciones y estudios de interrupción del tráfico debido a anegamiento.

2.2 Efecto de inundaciones y anegamientos sobre la infraestructura vial

Las inundaciones y anegamientos son fenómenos producidos por crecidas ribereñas. Se diferencian por la velocidad del escurrimiento de agua y la zona topográfica en la cual tienen mayores efectos. Las inundaciones son más repentinas y rápidas, generalmente se produce por precipitaciones intensas con duraciones cortas (Kron, 2009). En tanto los anegamientos son más lentos y se producen en zonas de baja pendiente con suelos de baja capacidad de infiltración (Petrucci y Pasqua, 2012). Las inundaciones ocurren cuando el nivel de aguas normales en los cursos de aguas sobrepasa las riberas del cauce, afectando directamente aquella infraestructura que cruza los cursos de agua, que se emplaza en planicies de inundación o zonas de baja pendiente, y en forma paralela al borde de ríos y sobre taludes de corte o mixto. El caudal límite que circula entre las riberas de un río, se conoce como caudal formativo y se considera para un periodo de retorno de crecida de 2 a 4 años. Una vez sobrepasado este caudal, ocurre la inundación (Niño, 2004).

El daño producido por las inundaciones sobre la infraestructura vial es principalmente físico, debido a la velocidad con la que escurre el agua y los sedimentos que arrastra consigo. Erosionan taludes y terraplenes, socavan cepas y estribos de puentes, y debilitan las fundaciones de protecciones fluviales. A su vez, estos daños reducen el nivel de servicio de las vías y producen una circulación vehicular restringida, segregada o a velocidad baja. Lo mismo ocurre cuando un

puente sufre daños sin perder estabilidad, permitiendo el tránsito solo de vehículos livianos, lo cual no ocurre cuando el puente sufre daño estructural, interrumpiendo el tráfico vehicular totalmente.

Los anegamientos, más que un daño físico, producen un daño operacional. Debido principalmente a que la acumulación de agua sobre el camino, lo cual como se observa en la Figura 2.1, produce inhabilitación funcional de la infraestructura hasta que los niveles de agua bajen. También afectan los sistemas de saneamiento y drenaje, colmatándolos de sedimentos lo cual reduce su capacidad hidráulica comprometiendo en el largo plazo la capacidad estructural de los pavimentos.

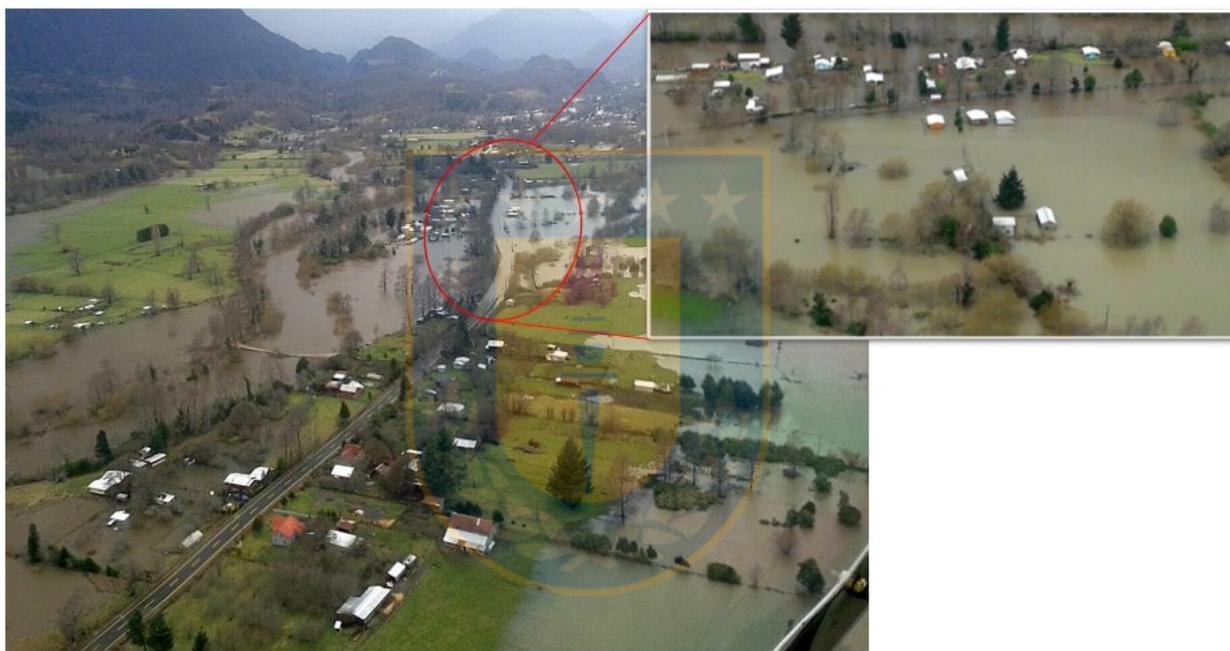


Figura 2.1 Anegamiento en Ruta CH-199 por desborde del río Trancura en Curarrehue, Región de La Araucanía, Chile
(Fuente: www.soychile.cl)

El nivel de daño sobre el sistema de transporte puede asimilarse a una pérdida de servicio, dando origen a cuatro escenarios dependiendo de la magnitud del anegamiento: corte total, corte parcial, circulación restringida, o circulación normal. Las consecuencias sobre el sistema de transporte son: aumento del tiempo de viaje, de costos de operación por re-ruteo o circulación restringida y accidentes. La pérdida en nivel de servicio se puede cuantificar también en términos monetarios

como pérdidas directas tanto para los usuarios y para la agencia vial valorando los costos antes mencionados (Agarwal *et al.*, 2005; De Palma y Rochat, 1999).

Cuando el anegamiento cubre totalmente el camino, las consecuencias dependen de la capacidad de los vehículos para circular a través de un flujo de agua, representada por la altura de vadeo de los vehículos. Se presentan dos situaciones: cuando la altura de agua es menor a la altura de vadeo y cuando la altura de agua es mayor o igual a la de vadeo. En la primera situación (ver Figura 2.2a), los vehículos circulan a velocidad restringida, aumentan los tiempos de viaje y los costos de operación, y disminuye momentáneamente el nivel de servicio, hasta que el evento es superado. En la segunda situación (Figura 2.2b), la interrupción es total, lo que implica una pérdida total del nivel de servicio, hasta que se evacuen totalmente las aguas. Esta situación puede restringir la circulación para algunos tipos de vehículo, considerando que sus alturas de vadeo son diferentes, dependiendo de su geometría, motor, ventilación y sistema eléctrico. Esto implica una interrupción segmentada del tráfico vehicular, dependiendo de las capacidades de los vehículos para transitar por el camino anegado.



a) Situación 1: altura de anegamiento menor a altura de vadeo
(Fuente: www.fresiaahora.cl)



b) Situación 2: Altura de anegamiento mayor a la de vadeo
(Fuente: www.soychillan.cl)

Figura 2.2 Situaciones de interrupción dependiendo de altura de vadeo y anegamiento

2.3 Modelación de crecidas

Existen variados modelos para simular crecidas, cotas de inundación y zonas inundables. Entre ellos se cuentan: modelos *ad-hoc*, modelos hidrológicos- hidráulicos (H-H) (uni, bi y tridimensionales) y modelos que integran los anteriores con sistemas de información geográfica (Gall *et al.*, 2007). Los modelos *ad-hoc* son modelos empíricos y basados en el historial de inundaciones de un territorio determinado para así identificar una zona afecta a inundaciones. Permiten construir mapas de inundaciones cuando no se dispone de suficiente información o el costo de desarrollar, adaptar y/o calibrar modelos es muy elevado (Petrucci y Pasqua (2012), Versini *et al.* (2010) y ICPR (2001)).

Los modelos unidimensionales requieren la topografía del terreno, el caudal de entrada o hidrograma de crecida, y el régimen hidráulico (río o torrente), para estimar el eje hidráulico y la superficie inundada. Entre estos se encuentran HEC-RAS y MIKE11 (USACE, 2016; DHI, 2002). Los modelos bidimensionales requieren además de la superficie de inundación, el valor de la rugosidad del área de estudio (representada por el coeficiente de Manning), la pendiente del cauce, la intensidad de las precipitaciones, y modelos de elevación del terreno (Patro *et al.*, 2009). Estiman mejor los flujos sobre las llanuras de inundaciones que los modelos unidimensionales, además de admitir variaciones en velocidades o flujos transversales. Entre estos modelos se encuentran HEC-RAS 2D, IBER y MIKE FLOOD (USACE, 2016a; Bladé, 2014; DHI, 2003). Los modelos tridimensionales toman en cuenta las variaciones de velocidad en las tres componentes espaciales. Además de las estimaciones que realizan los modelos bidimensionales, simulan los procesos asociados a transporte de sedimentos o calidad del agua, el oleaje y el transporte advectivo y dispersivo, por ejemplo, es el caso de MIKE 3 (DHI, 2001).

Los modelos de inundación integrados a sistemas de información geográfica permiten además de modelar crecidas, cuantifican los daños físicos y pérdidas económicas producto de inundaciones directamente, usando curvas profundidad- daño en sus análisis. Tal es el caso de los modelos HEC-FDA, HAZUS-HM, Damage Scanner, Flemish Model y Multi-Colored Manual (USACE, 2016b; FEMA, 2003; Klijn *et al.*, 2007; Vanneuville *et al.*, 2006; Penning- Rosewells *et al.*, 2005).

Timbe y Willems (2015) mencionan que la mayor parte de las modelaciones se realizan en modelos uni y bidimensionales. Estos han sido comparados en los estudios de Ahmad y Simonovic (1999), Horritt y Bates (2002), Bates *et al.* (1997), Sinnakaudan *et al.* (2002) y Timbe y Willems (2015), concluyendo que los modelos unidimensionales no son tan precisos en las riberas del cauce como los bidimensionales, pero los costos en tiempo y procesamiento de información de los modelos bidimensionales son mayores a los unidimensionales. Timbe y Willems (2015) proponen una solución a la imprecisión de los modelos unidimensionales, mediante una aproximación intermedia entre los modelos uni y bidimensionales (modelación cuasi-bidimensional), en donde se consideran a las riberas del cauce como parte del río en la sección transversal, diferenciando en la modelación el cauce, las riberas y otros elementos, según la rugosidad.

2.4 Modelación de los efectos de inundaciones usando principios de confiabilidad

La mayoría de los modelos que usan el análisis de confiabilidad se enfocan en el análisis estructural de protecciones fluviales y muros de contención en presas ante diversos mecanismos de falla, como erosión, *overtopping* y *piping*. Utilizan generalmente simulaciones analíticas, mediante métodos de confiabilidad de primer orden y simulación de Monte Carlo para obtener curvas de fragilidad.

Apel *et al.* (2004) modelaron el riesgo de inundaciones en el río Rhin, estudiando procesos de erosión y *overtopping* en diques. La USACE desarrolló curvas de fragilidad para diques de tierra y muros de contención en Nueva Orleans (IPET, 2009). Hall *et al.* (2003) y Gouldby *et al.* (2008), usaron curvas de fragilidad en modelos de evaluación del riesgo de inundación a escala regional considerando el *piping* y el *overtopping*, sobre 60 tipos de protecciones fluviales en Reino Unido. Vorogushyn *et al.* (2009) desarrollaron curvas de fragilidad para diques de tierra frente dos mecanismos de falla, *piping* y desestabilización de la fundación por filtración.

El uso de la teoría de la confiabilidad se origina en la incertidumbre de las variables en los fenómenos que definen la falla de los elementos. Esta falla generalmente se enfoca en su comportamiento estructural, no así en la parte funcional. En la literatura no se encontraron

aplicaciones específicas de la teoría de la confiabilidad sobre el fenómeno de interrupción de la circulación de vehículos ante anegamientos viales.

2.5 Estudios de efectos de anegamientos e inundaciones en los vehículos

Pregolato *et al.* (2017) recopilaron estudios que analizan el efecto de anegamientos e inundaciones de caminos sobre los vehículos. Identificaron tres enfoques estudio: reducción de la velocidad, estabilidad del vehículo ante un flujo de agua e interrupción de caminos por cobertura de la plataforma.

Los estudios que analizan la reducción de la velocidad de los vehículos, son principalmente de carácter observacional empírico y local, estimando las variaciones de velocidad comparando la condición de circulación normal y la condición en anegamiento, según el tiempo de viaje de los vehículos y el tiempo de demoras. Establecen relaciones matemáticas entre la intensidad de la lluvia y la velocidad de los vehículos o el porcentaje de vehículos afectados según la intensidad del evento (Agarwal *et al.*, 2005; Hooper *et al.*, 2014; Hranac *et al.*, 2006; Kyte *et al.*, 2000; Sabir *et al.*, 2008; Smith *et al.*, 2004; Tsapakis *et al.*, 2013).

Los estudios de estabilidad del vehículo ante escurrimientos de agua son principalmente de carácter experimental, estudiando la estabilidad para distintos modelos de vehículos livianos estacionados o aparcados, con distintos ángulos y grados de pendiente del camino, frente a distintas velocidades de escurrimiento y alturas de agua. Estiman coeficientes de estabilidad para cada vehículo y la definición de zonas estables dependiendo de la velocidad y la altura del escurrimiento de agua (Martínez- Gomariz *et al.*, 2017; Shand *et al.*, 2011; Teo *et al.*, 2012; Xia *et al.*, 2014; Xia *et al.*, 2016).

Los estudios de interrupción del camino ante anegamientos se basan en la identificación de zonas inundadas, a través de simulaciones de crecidas, para luego decidir si el camino es transitable o no, según una altura de agua de seguridad constante, igual a 0.30 m para vehículos livianos y 0.60 m para vehículos de emergencia. Estos estudios no consideran variabilidad en la altura de vadeo de

los vehículos, ni la variación del comportamiento de la altura del anegamiento según el caudal de la crecida (Pyatkova *et al.*, 2015; Yin *et al.*, 2016; Kramer *et al.*, 2016).

Pregolato *et al.* (2017) desarrollaron la Ecuación 2.1 que estima la velocidad límite de los vehículos ante un anegamiento ($v(w)$, en km/h) a partir de altura del agua de anegamiento en caminos urbanos (w , en mm); Usaron datos de velocidad de vehículos a distintas alturas de anegamiento, recopilados de análisis de videos, estudios experimentales, literatura de seguridad y opiniones de expertos:

$$v(w) = 0.0009w^2 - 0.5529w + 86.9448 ; R^2 = 95\% . \quad (2.1)$$

Ajustaron la curva solo para vehículos livianos, considerando una altura máxima de seguridad igual a 0.30 m, para condiciones de agua estancada o a velocidad de escurrimiento nula. No consideraron la variabilidad de las alturas de vadeo de los vehículos, la intensidad de la precipitación, el efecto del tipo de pavimento, visibilidad y presión de los neumáticos, dado que la información que recopilaron no contenía los detalles suficientes sobre la flota vehicular y las condiciones del terreno.

2.6 Conclusiones

Las inundaciones tienen implicancia en el daño físico de la infraestructura, en tanto los anegamientos al daño funcional. Dado que el daño físico tiene mayor implicancia hacia la sociedad, se le da prioridad en el desarrollo de modelos y *software* para su cuantificación. Debido a esto, el daño operacional de caminos por anegamientos no ha sido exhaustivamente estudiado y modelado.

Los aspectos que inciden en la aleatoriedad del fenómeno de anegamiento en la interrupción del tráfico, son la altura de vadeo de los vehículos y la altura de anegamiento. La altura de vadeo es aleatoria considerando que cada vehículo presenta configuraciones de motor y geometría diferentes. La altura de anegamiento es aleatoria por el comportamiento variable de la cota de inundación respecto al caudal de crecida.

Existen una amplia disponibilidad de modelos y *software* para simular crecidas. El nivel de precisión y tipo de resultados incrementa de acuerdo a las dimensiones espaciales de la modelación, como también la cantidad de información de entrada y tiempo de procesamiento. Es decir, un modelo tridimensional entrega mejores resultados, pero a su vez implica mayor tiempo y costos en su implementación. Debido a esto, comúnmente se utilizan modelos uni, bi y cuasi-bidimensionales, para estimar el comportamiento de las inundaciones, ya que se genera un equilibrio entre costos de implementación y el detalle de los resultados obtenidos.

No se identificaron estudios que apliquen la teoría de la confiabilidad en el análisis del efecto de caminos anegados sobre la circulación vehicular. Los estudios existentes sobre inundaciones se han priorizado en el análisis del comportamiento estructural de muros de contención de presas, ante cargas de agua. Pero esto no implica que la teoría de la confiabilidad no pueda aplicarse para medir el aspecto funcional de los vehículos ante anegamientos.

El estudio del efecto de anegamientos de caminos en la circulación de vehículos se ha enfocado principalmente en analizar la disminución de la velocidad en los vehículos, por la implicancia de estos estudios para cuantificar la pérdida en el nivel de servicio del camino ante el evento. Estos estudios no han considerado la aleatoriedad de las variables implicadas en el fenómeno, ya que consideran de manera determinística las alturas de anegamiento y vadeo de los vehículos, a modo de simplificaciones.

El estudio de la estabilidad de los vehículos se ha desarrollado solo para vehículos livianos que no están en movimiento, simplificando el efecto de la variabilidad de la altura de anegamiento según el caudal que produce el evento. Pero si consideran la velocidad del escurrimiento en la estimación de la estabilidad vehicular.

El estudio de la interrupción de la circulación de vehículos, es el menos concreto. Solo representando una condición binaria, de camino cortado o no. Además, las variabilidades de la altura de vadeo y altura de anegamiento fueron simplificadas considerándolas como variables determinísticas.

CAPÍTULO 3 PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN DE CURVAS DE PROBABILIDAD

3.1 Introducción

En este capítulo se desarrolla el procedimiento de modelación analítica para cuantificar la probabilidad de interrupción del tráfico por anegamiento de camino. Se presenta la base teórica del método de análisis de confiabilidad de primer orden (FORM) para estimar cada punto coordenado de las curvas de probabilidad de interrupción, se describen el procedimiento propuesto para modelar las funciones de distribución de probabilidad de la altura de vadeo y de la altura de anegamiento.

3.2 Modelo conceptual

La Figura 3.1 presenta el modelo conceptual propuesto para estimar las curvas de probabilidad de interrupción de un vehículo, dependiendo de la profundidad o altura del anegamiento sobre el camino. Este modelo se compone de tres partes:

- Estimación de la curva de probabilidad de interrupción del tráfico en función de la altura de anegamiento.
- Estimación de las probabilidades de interrupción utilizando teoría de la confiabilidad.
- Estimación de las funciones de distribución de probabilidad de las componentes que describen la variabilidad del fenómeno.

Los modelos para estimar las curvas de probabilidad de interrupción de tráfico (Figura 3.1a), son funciones que describen las probabilidades de interrupción, condicionadas para las distintas alturas de anegamiento a las que se expone un vehículo. Tienen forma sigmoideal, debido a la inclusión de la incertidumbre de las variables que describen el fenómeno. Físicamente describen la probabilidad

de interrupción de los vehículos cuando la altura de anegamiento es mayor a la máxima profundidad de agua que un vehículo puede circular sin presentar problemas mecánicos, definida como altura de vadeo.

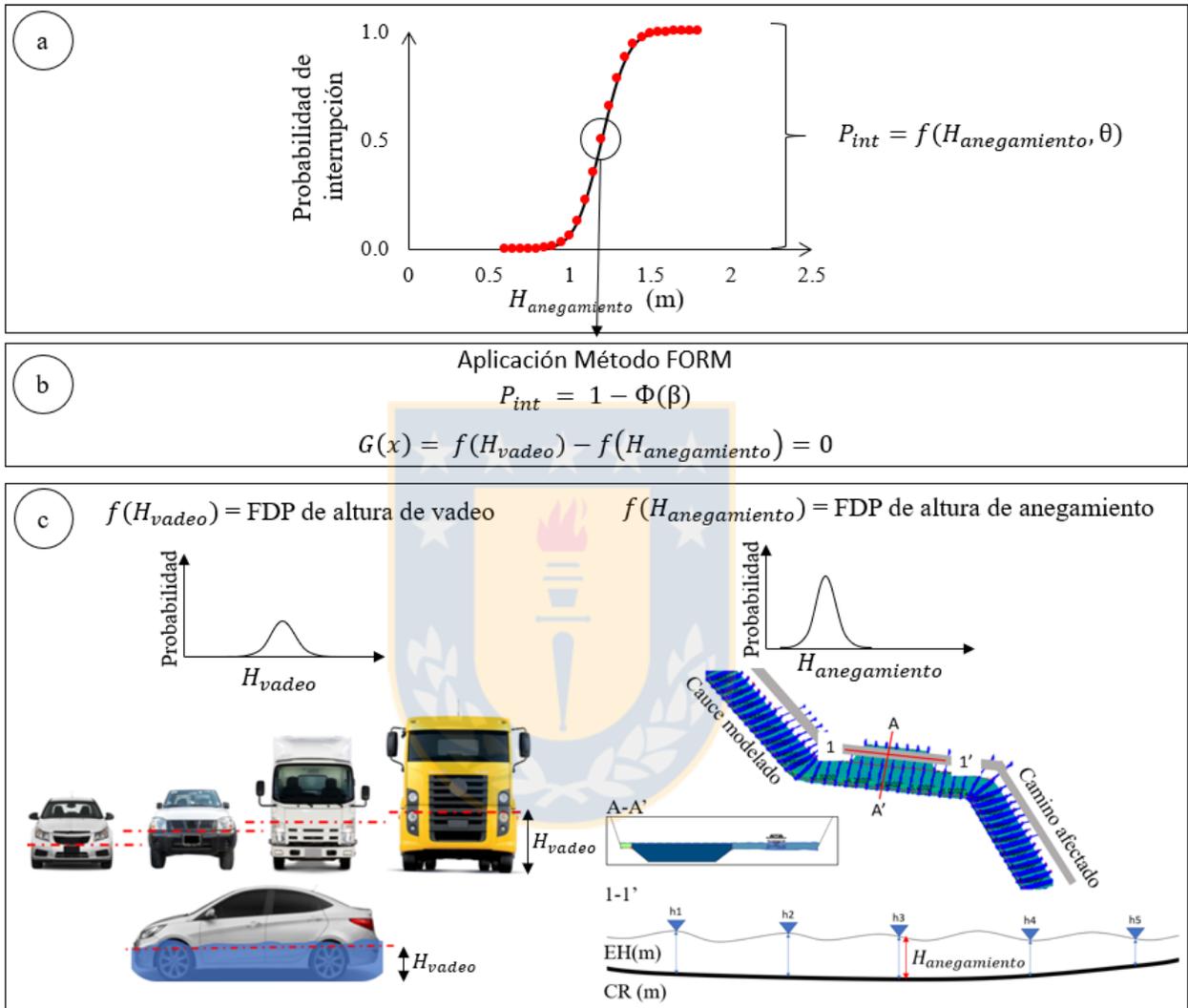


Figura 3.1 Modelo conceptual para el cálculo de curvas de probabilidad de interrupción de tráfico

La aplicación del método FORM (Figura 3.1b) se utiliza para simular las probabilidades de interrupción (P_{int}) en cada uno de los escenarios de modelación, que componen las curvas de probabilidad de la Figura 3.1a. La probabilidad de interrupción se determina en función del índice de confiabilidad (β), el cual mide la confiabilidad de un sistema. Este factor se determina cuando la función de estado límite ($G(x)$) es igual a cero. Es decir, la altura de anegamiento es igual a la de vadeo.

La Figura 3.1c, presenta las componentes de la función de estado límite que describen la variabilidad o incertidumbre del fenómeno, representado a través de sus distribuciones de probabilidad. La altura de vadeo define la capacidad de un vehículo para circular a través de un flujo de agua. Su aleatoriedad se debe a las distintas configuraciones geométricas, de motor y ventilación de los modelos de vehículos que conforman la flota vehicular. En tanto, la altura de anegamiento se define como la diferencia entre la cota del eje hidráulico (EH), o cota del pelo de agua de la inundación y la cota de rasante (CR) (cota de la plataforma del camino). Su aleatoriedad se debe al comportamiento variable del eje hidráulico dependiendo del caudal y tipo de crecida que produce la inundación, para una cota de rasante constante.

El modelo calcula la probabilidad para estimar el nivel de interrupción del tráfico, sin considerar los efectos en la reducción de velocidad y estabilidad de los vehículos. Los supuestos del modelo son: el anegamiento presenta un régimen hidráulico, dada la consideración de que ocurre a una velocidad baja o nula, como agua estancada; la aleatoriedad de la altura de vadeo se determina asociando vehículos con geometrías y motor similares, definido según sub-clases vehiculares; la aplicación del método considera anegamientos producido por crecidas de río, afectando a caminos aledaños al cauce en sus planicies de inundación.

3.3 Modelación de función de distribución de probabilidad de altura de vadeo

3.3.1 Altura de vadeo

La altura de vadeo (Figura 3.1c) se define como la profundidad máxima de una corriente de agua a través de la cual un vehículo puede circular sin presentar daños al sistema de motor, sistema de ventilación o sistema eléctrico. Varía de acuerdo a las configuraciones de estos sistemas existentes en cada tipo de vehículo. Por tanto, cada vehículo posee una altura de vadeo propia (ver Figura 3.2).

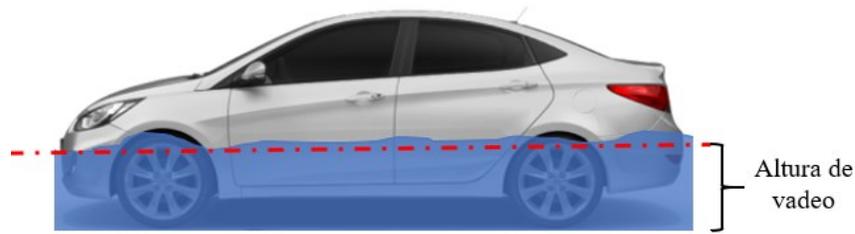


Figura 3.2 Representación de la altura de vadeo de un vehículo ligero

La flota vehicular corresponde a un conjunto de vehículos de diversas clases que conforman el parque vehicular de circulación en un país determinado. La Figura 3.3 esquematiza como se divide la flota vehicular, asociando vehículos a clases y sub-clases, dependiendo de las características geométricas y del motor. La flota vehicular se puede dividir en tres clases y 9 sub-clases vehiculares. A su vez, cada sub-clase agrupa distintas marcas vehiculares, las cuales se sub-dividen en variados modelos de vehículos, con características geométricas y de motor diferentes.

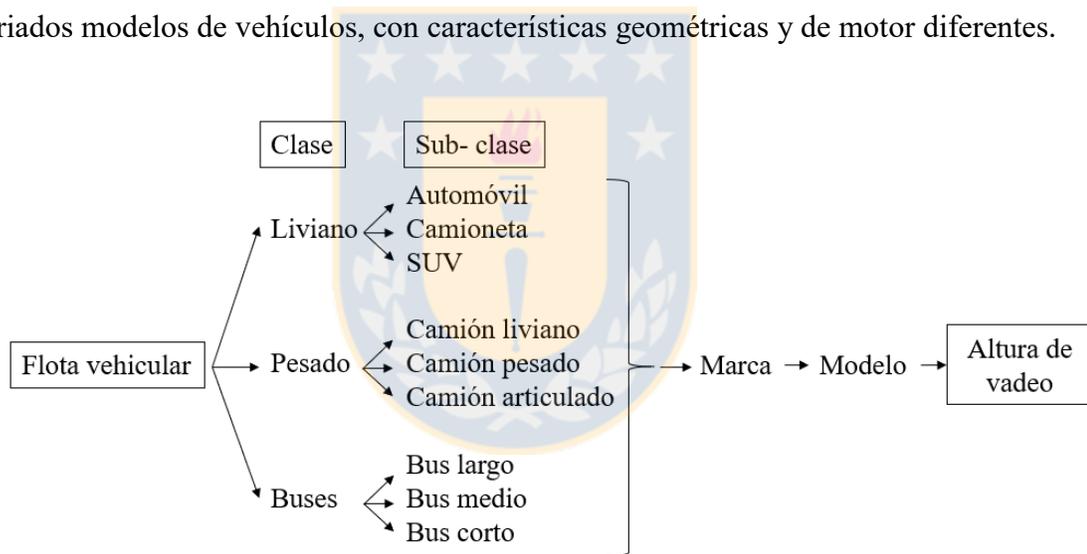


Figura 3.3 Esquema de flota vehicular.

Considerando que la altura de vadeo depende de las configuraciones de cada vehículo, en una flota vehicular existirán tantas alturas de vadeo como modelos de vehículos existen. Por ejemplo, en Chile unas 70 marcas de vehículos livianos, agrupando un aproximado de 1700 modelos ANAC (2016). Lo anterior implica que la altura de vadeo es una variable aleatoria.

3.3.2 Obtención de la flota vehicular

La flota vehicular de un país se puede obtener de 5 fuentes de información:

- Recolección directa de información: se contabilizan los vehículos en un tramo específico durante un periodo de tiempo.
- Plazas de peaje fija: registra la clase, marca y modelo de los vehículos que atraviesan las plazas de peaje.
- Plazas de pesaje: registro solo vehículos pesados y buses.
- Pórticos de peaje *Free- Flow*: similar a la plaza de peaje, pero registra una mayor cantidad de información dado que permite la libre circulación de los vehículos.
- Base de datos estadísticos: fuentes de información como el INE (Instituto Nacional de Estadísticas).

Las fuentes de datos anteriores representan solo la zona donde se obtiene la muestra. Por tanto, para validar su utilización en zonas diferentes, es necesario comprobar la representatividad de la flota dentro del parque vehicular de la zona de estudio. Este se obtiene de fuentes de información como el INE (Instituto Nacional de Estadísticas de Chile), ANAC (Asociación Nacional Automotriz de Chile A.G.) y el MOP (Ministerios de Obras Públicas) en el caso de Chile

Así, para comprobar la representatividad de la flota, primero se debe determinar el tamaño muestral de flota vehicular necesario a partir de fuentes de información, para luego verificar el grado de cobertura de la flota en la zona de estudio.

El tamaño muestral (n) se obtiene según la Ecuación 3.1, en donde N es el tamaño de la población por clase vehicular, $Z_{\alpha} = 1.96$ para un nivel de confianza del 95 %, “ e ” es el error, en %, p y q ($q=1-p$) son constantes que describen la proporción de individuos con características distintas.

$$n = \frac{Z_{\alpha}^2 N p q}{e^2 (N - 1) + Z_{\alpha}^2 p q}, \quad (3.1)$$

El grado de cobertura de la muestra, en cada zona de estudio, en caso de que la muestra de flota no pertenezca a dicha zona, se estima mediante la Ecuación 3.2, en donde t_{clase} y T_{clase} corresponde al tamaño total de vehículos según la clase vehicular, de la muestra y el parque vehicular de la zona de estudio, respectivamente.

$$\text{Cobertura} = \frac{t_{clase}}{T_{clase}} 100\%. \quad (3.2)$$

3.3.3 Estimación analítica de la altura de vadeo

La altura de vadeo se puede obtener de tres formas. La primera consiste en obtener los valores de altura desde catálogos de fabricantes para cada marca-modelo vehicular. La segunda consiste en estimar la altura de vadeo empíricamente, como lo realizaron Pregolato *et al.* (2017). La tercera consiste en una estimación analítica, considerando los datos existentes de catálogos y características geométricas comúnmente entregadas por los fabricantes, con el fin de obtener una relación matemática entre ambas variables. Dado que la altura de vadeo no es una variable comúnmente otorgada por los fabricantes de vehículos en sus catálogos.

En este trabajo se propone un método analítico para obtener la altura de vadeo. Utiliza el diámetro exterior geométrico de la llanta para estimar la altura de vadeo, dato comúnmente entregado en catálogos de fabricantes, y el parámetro $\alpha_{sub-clase}$. El parámetro $\alpha_{sub-clase}$ se obtiene a partir de los modelos de vehículo con datos disponibles de altura de vadeo y se considera constante dentro de cada clase vehicular. Se calcula mediante la Ecuación 3.3, considerando un número de vehículos “v” por cada sub-clase, los cuales poseen una altura de vadeo conocida ($H_{vadeo,sub-clase,i}$, en mm) y diámetro exterior de llanta conocido ($\Phi_{LL_{sub-clase,i}}$, en mm).

$$\alpha_{\text{sub-clase}} = \frac{1}{V} \sum_{i=1}^{i=V} \frac{H_{\text{vadeo,sub-clase},i}}{\Phi_{LL_{\text{sub-clase},i}}}, \quad (3.3)$$

La altura de vadeo para cada modelo de vehículo “i” (Hv_i , en m), se estima mediante la Ecuación 3.4, considerando el parámetro $\alpha_{\text{sub-clase}}$ por clase y el diámetro exterior de la llanta de cada vehículo (Φ_{LL_i} , en m). Esta ecuación no considera la deformación de los neumáticos por carga de transporte y solo considera las dimensiones del neumático recomendada por los fabricantes en catálogos.

$$Hv_i = \alpha_{\text{sub-clase}} \Phi_{LL_i}. \quad (3.4)$$

3.3.4 Estimación de la función de distribución de probabilidad de altura de vadeo

Las funciones de distribución de probabilidad se estiman por sub-clase vehicular, aplicando la siguiente secuencia de pasos:

- Paso 1: Agrupación de datos discretos de altura de vadeo (Hv_i) de cada modelo de vehículo en su respectiva sub- clase vehicular.
- Paso 2: Ajuste de funciones de distribución de probabilidad (FDP) continuas a los datos discretos. Esto se puede desarrollar con software de análisis estadístico que posean ensayos de bondad de ajuste. Por ejemplo, los test de Kolmogorov- Smirnov, Chi cuadrado y Anderson-Darling.
- Paso 3: Con el software estadístico, se realiza un ranking de las funciones ajustadas según el test de bondad de ajuste seleccionado, a partir de los estadísticos de cada test.

A partir del procedimiento anterior se obtienen las funciones de distribución de probabilidad de la altura de vadeo para cada sub- clase vehicular considerada en el estudio. Por ejemplo, Normal, Lognormal, Weibull, Frechet o Beta.

3.4 Modelación de función de distribución de probabilidad de altura de anegamiento

3.4.1 Altura de anegamiento

La altura de anegamiento es la otra componente que incide en la probabilidad de interrupción por anegamiento de caminos (ver Figura 3.1c). Se define como la diferencia entre la cota del eje hidráulico, definida como la línea de la superficie de una inundación (EH, en m) y la cota de rasante del camino, definida como la cota de la plataforma del camino (CR, en m).

La variabilidad de la altura de anegamiento se explica por la variabilidad del comportamiento del eje hidráulico, para diferentes caudales, según el periodo de retorno y las condiciones topográficas del cauce, considerando una cota de rasante del camino constante. Asumiendo “ i ” igual al periodo de retorno en años y “ x ” la sección transversal del área inundada, en la Figura 3.4 se observa que para la misma sección transversal del área inundada (h_x), se tienen diferentes alturas de anegamiento dependiendo del caudal ($Q(T_i)$).

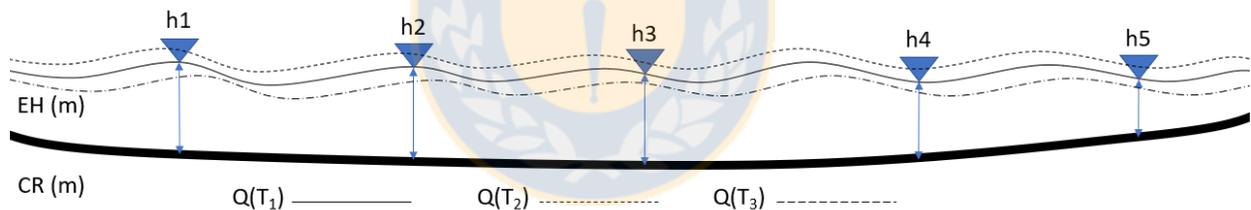


Figura 3.4 Variabilidad de la altura de anegamiento según el periodo de retorno en un área afectada del camino

En el caso de considerar una red vial, en donde se ven afectados diversos tramos de caminos, la aleatoriedad de la altura de anegamiento no solo radica en el eje hidráulico y la topografía del cauce, sino que se expande a las condiciones de cada cauce que afectan los tramos. Considerando que cada río presenta comportamientos distintos en sus crecidas, se tienen tantas alturas de anegamiento, como tramos afectados y secciones transversales consideradas.

3.4.2 Obtención de la función de probabilidad de la altura de anegamiento

La altura de anegamiento se puede obtener usando dos métodos (ver Figura 3.5). El primero es la medición directa, es de carácter empírico y consiste en obtener las alturas de anegamiento a través de registros directos o mediante análisis de videos (Pregolato *et al.*, 2017).

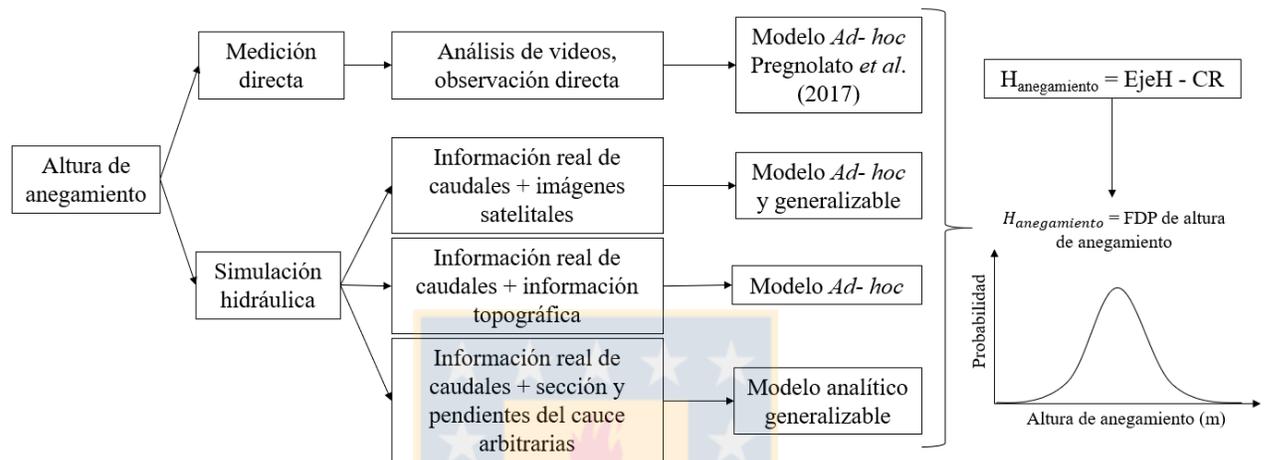


Figura 3.5 Métodos para obtener la altura de anegamiento

La segunda opción consiste en utilizar un *software* de modelación hidráulica para simular el eje hidráulico de la inundación. La altura de anegamiento ($H_{\text{anegamiento}}$) se obtiene como la diferencia entre la cota del eje hidráulico y la cota de rasante. Esta opción se puede realizar de tres maneras. Las dos primeras son modelos *ad-hoc*, de carácter empírico, simulados en *software* hidráulicos bidimensionales. Utilizan registros reales de caudales de crecida y la información topográfica del cauce y el área anegada. Se diferencian en la fuente de la información topográfica. El primero utiliza imágenes satelitales como la nube de puntos del terreno. La segunda utiliza estudios topográficos para dimensionar y georreferenciar las secciones transversales del cauce y el área anegada.

La tercera manera consiste en un modelo que generaliza el comportamiento de varios cauces de una gran zona de estudio, a partir de una relación entre sus caudales de crecida y su caudal formativo, definido como el caudal previo a una inundación, delimitado por las riberas del cauce (Niño, 2004). Con el fin de estimar caudales que representen el comportamiento de toda la zona de

estudio, para luego simular la inundación sobre una sección hipotética de un cauce, con dimensiones y cotas conocidas.

Luego, a través de análisis estadísticos se realiza un ajuste de los datos discretos de altura de anegamiento a funciones continuas de probabilidad, con el fin de obtener la variabilidad de la altura de anegamiento, a través de su distribución de probabilidades. Para el primer método, el análisis estadístico de los datos es directo, en tanto para el segundo método se debe obtener la altura de anegamiento a través de la diferencia de cotas entre el eje hidráulico y la rasante, en el área afectada.

3.4.3 Estimación analítica de la altura de anegamiento

La modelación analítica del eje hidráulico asimila una modelación bidimensional, considerando la sección del camino inundada como parte de la sección transversal del cauce. La secuencia de pasos para realizar la estimación analítica del eje hidráulico se puede dividir en 4 partes: la recopilación de caudales máximos anuales de los cauces importantes de la zona a los cuales se les realiza un análisis de frecuencia, para estimar los caudales según su periodo de retorno; estimación de los caudales para la modelación analítica a través del caudal base del o los cauces en la zona; definición de la sección transversal hipotética y simulación del eje hidráulico; cálculo de altura de anegamiento y asociación en rangos por periodo de retorno.

A continuación, se presentan los pasos para realizar una simulación analítica del eje hidráulico:

- Paso 1: Recolección de los caudales máximos anuales para el o los cauces analizados de la zona de estudio, dependiendo si es un análisis de red o de una zona puntual. Estos se obtienen de estaciones limnimétricas o fluviométricas disponibles en la zona de estudio.
- Paso 2: Realizar el análisis de frecuencia de las series de caudales máximos anuales para cada cauce, ajustando las funciones Gamma, Log normal y Log Pearson III. El ajuste de estas funciones proporciona a partir de la probabilidad de excedencia, el caudal para cada periodo de retorno “i” (en años), de un total de “z” periodos de retorno considerados ($Q(T_i)$).

- Paso 3: Calcular el aumento porcentual de los caudales estimados por periodo de retorno en el paso anterior, respecto del caudal base de cada cauce ($Q(T=4)$). Usando la Ecuación 3.5, en donde ΔQ (en %) corresponde al incremento porcentual de $Q(T_i)$ respecto al caudal formativo ($Q(T=4)$), para cada cauce (“j”) considerado en la zona de estudio, de un total de “x” cauces. En el caso de considerar solo un cauce, $j = 1$.

$$(\Delta Q_j)_i = \left(\frac{Q(T_i)_j}{Q(T=4)_j} - 1 \right) 100\%; \forall j, 1 \leq j \leq x; \forall i, 1 \leq i \leq z , \quad (3.5)$$

- Paso 4: Determinar los incrementos porcentuales máximos según el periodo de retorno dentro de los cauces en la zona de estudio con la Ecuación 3.6, para estimar los caudales que se utilizaran en la simulación.

$$\{\Delta Q_{Max}(T_i)\}_i = \max_{1 \leq \Delta Q \leq c} [(\Delta Q_j)_i] , \quad (3.6)$$

- Paso 5: Definición de la sección hipotética para la simulación. Se puede considerar una sección típica trapezoidal, por ejemplo, el corte A-A’ de la Figura 3.6.

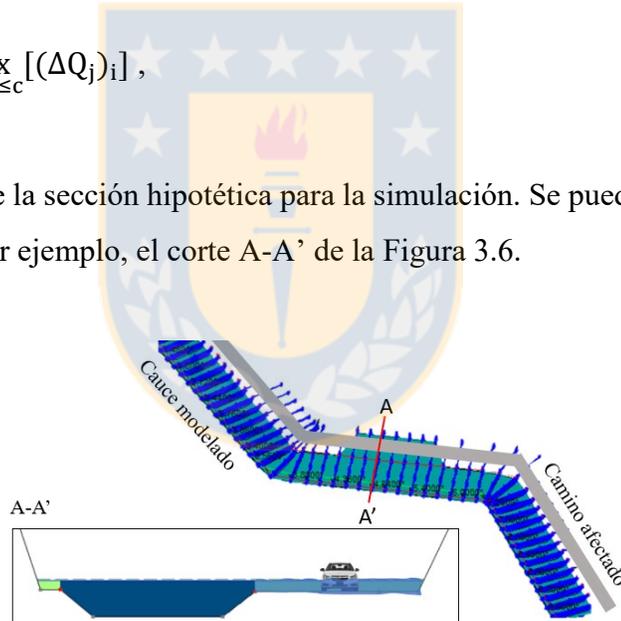


Figura 3.6 Sección transversal tipo trapezoidal

- Paso 6: Estimar de los caudales de modelación usando la Ecuación 3.7, en donde Q_{Si} corresponde al caudal utilizado en la simulación, Q_{base} corresponde al caudal formativo del cauce hipotético y ΔQ_{Max} corresponde al incremento porcentual máximo de la Ecuación 3.6.

$$Q_{Si} = Q_{base}(1 + \Delta Q_{Max}_i), \quad (3.7)$$

- Paso 7: Simular el eje hidráulico a través de un software hidráulico unidimensional. Para lo cual se necesitan como mínimo los siguientes datos de entrada: dimensiones y cotas de la sección transversal; régimen hidráulico de río; rugosidad de Manning del cauce; zonas laterales y plataforma del camino; pendiente media del cauce; pendiente del camino; distancia entre secciones transversales. No se consideran sedimentos o residuos en el camino.
- Paso 8: Calcular la altura de anegamiento usando la Ecuación 3.8, que define la diferencia entre la cota del eje hidráulico ($E H_x$) y la cota de rasante ($C R_x$) en cada sección transversal “x” considerada en el área anegada.

$$\{H_{\text{anegamiento}}\}_x = E H_x - C R_x . \quad (3.8)$$

3.4.4 Estimación de la función de distribución de probabilidad de altura de anegamiento

Las funciones de distribución de probabilidad se estiman para cada rango por periodos de retorno, aplicando la siguiente secuencia de pasos:

- Paso 1: Agrupación de datos discretos de altura de anegamiento ($H_{\text{anegamiento}}$) según por rangos de periodos de retorno, según la Ecuación 3.9.

$$\text{Rango} = [H_{\text{anegamiento}}(T_i) - H_{\text{anegamiento}}(T(i + 1))] , \quad (3.9)$$

- Paso 2: Ajuste de funciones de distribución de probabilidad (FDP) continuas a los datos discretos. Esto se puede desarrollar con software de análisis estadístico que posean ensayos de bondad de ajuste, por ejemplo, los test de Kolmogorov- Smirnov, Chi cuadrado y Anderson-Darling.
- Paso 3: Con el software estadístico, se realiza un ranking de las funciones ajustadas según el test de bondad de ajuste seleccionado, a partir de los estadísticos de cada test.

A partir del procedimiento anterior se obtienen las funciones de distribución de probabilidad de la altura de anegamiento para cada rango por periodo de retorno considerado en el estudio. Por ejemplo, se tienen las distribuciones: Normal, Lognormal, Weibull, Frechet o Beta.

3.5 Simulación de curvas de probabilidad con método FORM

3.5.1 Curva de probabilidad

Las curvas de probabilidad son funciones que describen la probabilidad de interrupción de un vehículo, condicionada por la altura de anegamiento sobre el camino. En este caso la probabilidad de interrupción corresponde a: $P(H_{\text{anegamiento}} \geq H_{\text{vadeo}})$. Para estimarlas se utiliza el método de análisis de confiabilidad de primer orden (FORM), dado que incluye en su proceso de análisis la incertidumbre de las variables.

En la Figura 3.7 se presenta un ejemplo de curva de probabilidad de interrupción. El eje de las ordenadas presenta la probabilidad de interrupción de las diversas clases vehiculares, mientras que, en el eje de las abscisas, se presenta la altura de anegamiento sobre el camino. La forma sigmoideal de las curvas de probabilidad describe la incertidumbre en la capacidad de los vehículos para circular por un camino anegado, o alternativamente, la incertidumbre de que dada una altura de anegamiento produzca una interrupción a la circulación de los vehículos. En caso de no existir incertidumbre la curva toma la forma de una función escalón.

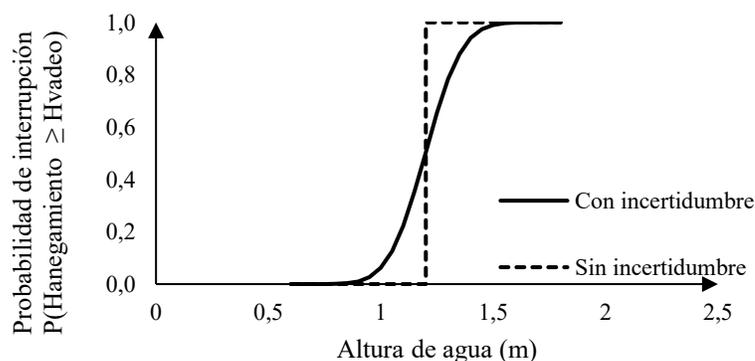


Figura 3.7 Curva de probabilidad de interrupción

3.5.2 Fundamentos teóricos del método FORM

El planteamiento teórico del método FORM considera que: sean G_1 y G_2 , funciones no lineales y aleatorias, que definen la función de estado límite $G(X)$ del fenómeno, de modo que $G(X) = G_1(X) - G_2(X)$, siendo X un vector de variables aleatorias que las describe. Para el fenómeno de anegamiento $G_1(X)$ y $G_2(X)$ corresponden a las funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo ($f(H_{\text{vadeo}})$) y altura de anegamiento ($f(H_{\text{anegamiento}})$), respectivamente. La probabilidad de interrupción (P_{int}) se define con la probabilidad que $G(x)$ sea menor o igual a 0. Es decir: $P(G(x) \leq 0)$, lo que conceptualmente define la interrupción vehicular cuando $H_{\text{anegamiento}} \geq H_{\text{vadeo}}$. La función de estado límite $G(X)$ expresa la interrupción de los vehículos de acuerdo al comportamiento de sus variables explicativas aleatorias. Describe la frontera que delimita la zona de interrupción y de no interrupción vehicular, por lo cual corresponde a una función implícita del tipo $G(x) = 0$, siendo X un vector de variables aleatorias.

Si $G(X)$ es una función lineal, las variables aleatorias siguen una distribución de probabilidad normal y no correlacionada. La probabilidad de interrupción puede describirse según la Ecuación 3.10 (Haldar y Mahadevan, 2000).

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - P_{\text{int}}); \quad \beta = \frac{\mu}{\sigma} = \frac{a_0 + \sum_i a_i \mu_{xi}}{\sqrt{\sum_i a_i^2 \sigma_{xi}^2}}, \quad (3.10)$$

En la Ecuación 3.11, β es el índice de confiabilidad, μ y σ son la media y la desviación estándar de la función $g(X)$, a_i son constantes determinísticas, μ_{xi} y σ_{xi} son la media y la desviación estándar de X , para la función “i”.

La función de estado límite que describe los efectos de anegamientos en caminos sobre el tráfico vehicular no es lineal, y las funciones de distribución de probabilidad de cada variable no necesariamente es normal. Por tal motivo, se utiliza el método de Hasofer y Lind (1974) para linealizar la función de estado límite en el punto de diseño. Definiendo β como la distancia mínima entre el origen del sistema coordenado y el punto de diseño localizado sobre la función de estado límite $G(X)$. El método requiere además la normalización de las variables para lo cual se utiliza la

transformación de Rosenblatt (1952), con lo cual β se estima en base a la Ecuación 3.11 (Hasofer y Lind, 1974).

$$\beta_{HL} = \min_{\{X \in g(X)=0\}} \sqrt{\sum_i X_i^2}; u^* = -\beta_{HL}\alpha^* = \beta_{HL} \left(\frac{\frac{\partial g}{\partial x_i}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2} \right), \quad (3.11)$$

En donde β_{HL} es el índice de confiabilidad de Hasofer y Lind (1974), u_i es la variable x_i normalizada, para la función “i”, y α es el vector normalizado que describe la función $g(u) = 0$ en el punto de diseño u^* . La Ecuación 3.11 se resuelve numéricamente o mediante programas computacionales de análisis de confiabilidad. Finalmente, la probabilidad de interrupción (P_{int}) se estima usando la Ecuación 3.12, en función del valor de β_{HL} .

$$P_{int} = 1 - \Phi(\beta_{HL}), \quad (3.12)$$

3.6 Procedimiento de simulación de curvas de probabilidad

La definición de los escenarios de modelación o funciones de estado límite, consiste en definir los casos de modelación por cada clase vehicular, respecto al número de rangos por periodo de retorno considerados. Entonces, según la Ecuación 3.13, dada una clase vehicular, con su función de distribución de altura de vadeo ($f(H_v)$) y distintos rangos por periodo de retorno con sus distribuciones ($f(H_{anegamiento})$), sus parámetros (θ), media (μ) y desviación estándar (σ). Existen tantas curvas, como rangos por periodo de retorno han sido considerados (Z), con media variable y desviación estándar constante según rango. Es decir, si existen 7 rangos de agrupación de alturas de anegamiento, se tienen 7 curvas o casos por cada clase vehicular.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Clase vehicular} \\ f(H_{vadeo}) = (\mu_1, \sigma_1, \theta) \end{array} \right\} \begin{array}{l} f(H_{anegamiento1}) = (\mu_{variable}, \sigma_1, \theta) \\ f(H_{anegamiento2}) = (\mu_{variable}, \sigma_2, \theta) \\ f(H_{anegamiento3}) = (\mu_{variable}, \sigma_3, \theta) \\ \vdots \\ f(H_{anegamientoZ}) = (\mu_{variable}, \sigma_Z, \theta) \end{array}, \quad (3.13)$$

La simulación de las probabilidades de interrupción para una clase vehicular sigue las condiciones:

- La función de distribución de probabilidad de altura de vadeo es constante en media, varianza y parámetros en todas las curvas.
- La media de las funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento es variable desde 0.0 m hasta 2.0 m en cada caso. Esta variable representa el aumento de intensidad del anegamiento o altura de anegamiento y se realiza en intervalos de 0.05 m.
- La varianza de las funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento es constante dentro de cada caso. Esta variable representa la incertidumbre en el comportamiento de cada rango de periodos de retorno.
- Los parámetros se consideran invariables en todas las distribuciones de probabilidad.

Lo anterior se representa en la Figura 3.8, para una clase vehicular y considerando tres escenarios con distintas distribuciones de probabilidad de altura de anegamiento, es decir diferentes varianzas. Se tienen entonces tres curvas de probabilidad de interrupción. A su vez, se tiene que cada altura de anegamiento entrega 3 diferentes probabilidades de interrupción, dependiendo de la variabilidad del rango por periodo de retorno.

El aumento de la altura de anegamiento en la simulación depende de cada clase vehicular. Puesto que la probabilidad igual a 1.0 no se produce a la misma altura de anegamiento para cada clase, ya que estas presentan distintas alturas de vadeo. Así entonces, para cada clase vehicular, cuando la probabilidad es igual a 1.0, la simulación se detiene, ya que, a mayores alturas de anegamiento, la probabilidad de interrupción siempre será constante, igual a 1.0.

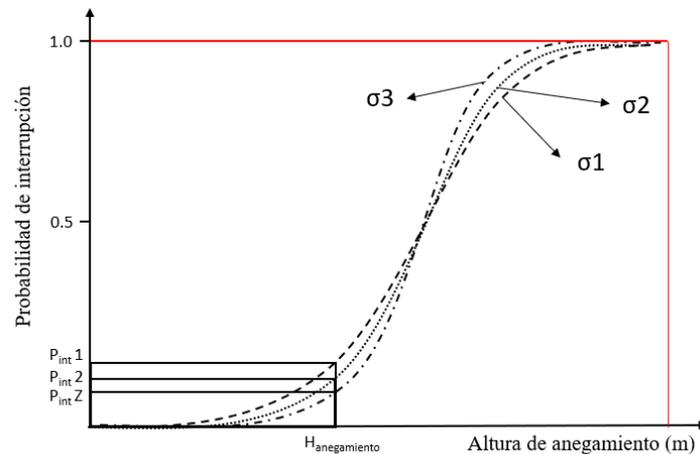


Figura 3.8 Curvas de probabilidad de interrupción por escenario

3.7 Conclusiones

El método para estimar la probabilidad de interrupción de los vehículos ante anegamientos solo considera la interrupción debido a la altura de agua como fenómeno de falla. Los efectos de reducción de velocidad o pérdida de estabilidad no son estimados por el modelo. Esto implica una complementariedad con los modelos estimados en la literatura respecto a reducción de velocidad. Tampoco se considera el efecto del flujo de agua sobre la estabilidad de los vehículos, dado que se considera al anegamiento como un flujo de agua a muy baja velocidad (menor a 2 m/s) o prácticamente nula.

La aleatoriedad de la altura de vadeo dentro de una clase vehicular se produce por la diferencia entre las configuraciones de motor y geometría, y por tanto diferentes alturas de vadeo, dependiendo de cada modelo de vehículo que compone la clase vehicular.

La aleatoriedad de la altura de inundación se produce debido al comportamiento variable del eje hidráulico, dependiendo del caudal de la crecida y la topografía del cauce, como así también las condiciones de rugosidad, régimen hidráulico y topografía de la zona inundada.

El cálculo de la función de distribución de la altura de vadeo, requiere estimar analíticamente la altura de vadeo, dado que no es especificada en todos por los catálogos de fabricación. Así entonces, mediante una relación de los datos existentes y la altura de la llanta de los vehículos, se logra una estimación de la altura de vadeo.

Un modelo ad- hoc para el cálculo de altura de anegamiento para estimar las probabilidades de interrupción de un área en específico, tiene utilidad en el diseño de la infraestructura o en la implementación de medidas de mitigación del anegamiento. En tanto un modelo generalizable, tiene utilidad en planeación de un sistema de emergencias ante anegamientos en una gran zona.

La cantidad de curvas de probabilidad simuladas es igual al producto entre la cantidad de clases vehiculares y el número de rangos por periodo de retorno considerados. La simulación se realiza considerando la incertidumbre de la altura de vadeo constante y la varianza de cada periodo de retorno constante. Esto implica que, dada una clase vehicular y una cierta altura de anegamiento, se tienen tantos valores de probabilidad de interrupción, como rangos por periodo de retorno se consideren.

Las limitaciones del método consideran la utilización de un solo fenómeno de falla para definir la interrupción. Además, no se considera la dimensión horizontal del área anegada ni la duración del evento, solo se considerando la componente vertical del anegamiento.

Para la estimación de la altura de vadeo se asume que el parámetro α es constante dentro de cada sub-clase vehicular y que el diámetro de la llanta explica la posición de la altura de vadeo en un vehículo. Para la estimación de la altura de anegamientos se consideró régimen hidráulico de río en la simulación del eje hidráulico, dado que se asumió el anegamiento como un fenómeno con baja o nula velocidad de escurrimiento.

CAPÍTULO 4 SIMULACIÓN DE CURVAS DE PROBABILIDAD DE INTERRUPCIÓN

4.1 Introducción

En este capítulo se aplicó el procedimiento propuesto en la zona sur de Chile. Se estimó la función de distribución de probabilidades de la altura de vadeo y altura de anegamiento, utilizando la flota y los caudales de la zona de estudio. Luego se presentan las curvas de probabilidades para estimar la probabilidad de interrupción debido a un anegamiento de caminos. Finalmente se discuten los resultados del capítulo.

4.2 Zona de estudio

Se aplicó el método para estimar las curvas de probabilidad de interrupción por anegamiento de caminos para cada clase vehicular en la zona sur de Chile (ver Figura 4.1), abarcando las regiones Maule, Biobío y La Araucanía, entre la latitud $34^{\circ} 47' 42''$ S y $39^{\circ} 29' 50''$ S.

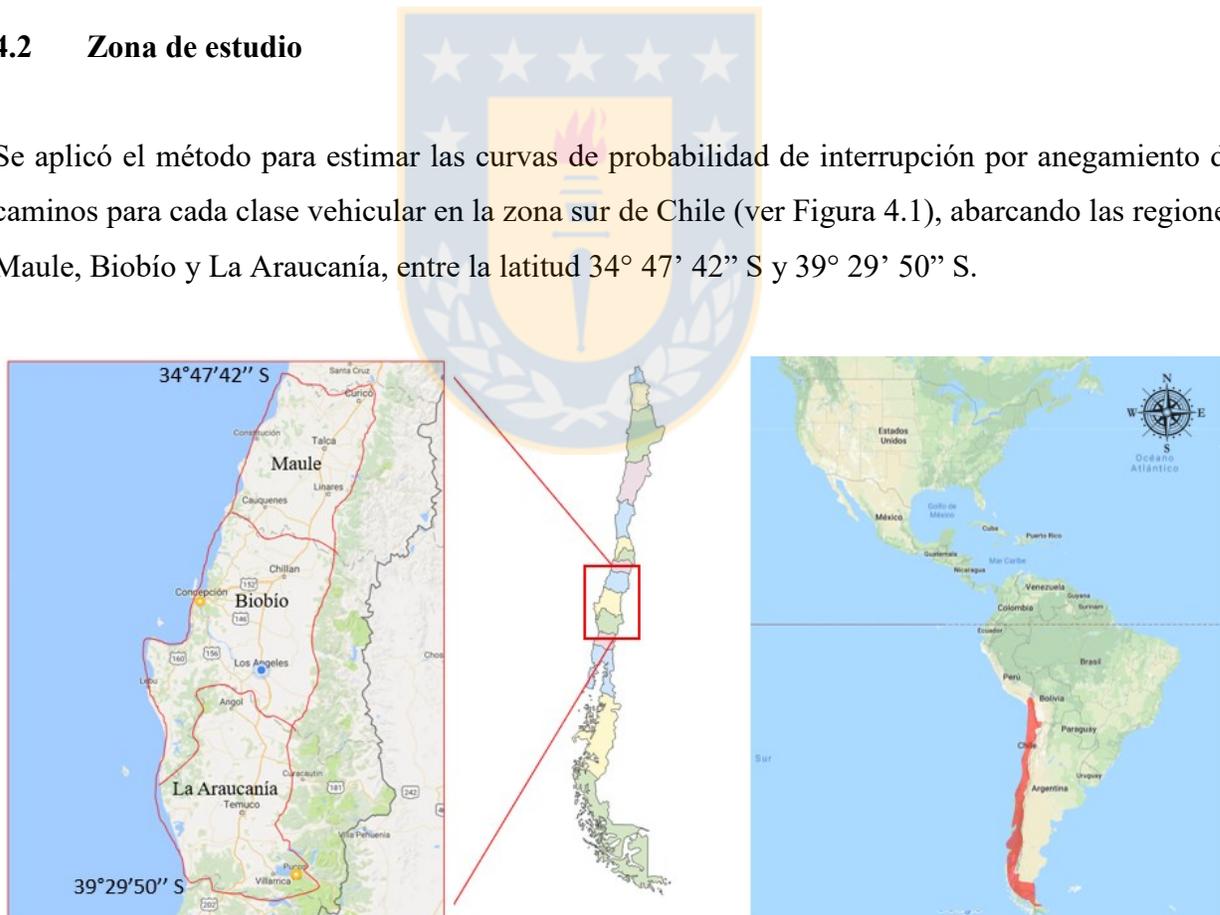


Figura 4.1 Zona de estudio

La zona es propensa a sufrir anegamientos en la depresión intermedia, debido a la existencia de caminos en planicies de inundación a lo largo de los ríos, con pendientes menores al 2% y presencia de vegetación perturbada por efectos de inundaciones y anegamientos (MOP, 2011).

Se consideraron 10 estaciones fluviométricas ubicadas en afluentes de los cauces más representativos de la zona (río Maule, Itata, Biobío e Imperial) y realizar la estimación analítica de la altura de anegamiento. En tanto, la flota vehicular utilizada proviene de registros en pódicos de peaje *Free- Flow*.

4.3 Modelación de funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo

4.3.1 Definición de flota vehicular

Los datos de entrada para estima la FDP de altura de vadeo fueron:

- (1) Parque vehicular de la zona de estudio (INE, 2015).
- (2) Flota vehicular de la zona de estudio segregada por clase y modelo de vehículo (MOP, 2017).

En la Tabla 4.1, se presenta el parque vehicular nacional por clase vehicular y región (INE, 2015), resaltando el parque vehicular para las regiones que comprende la zona de estudio.

Tabla 4.1 Parque vehicular nacional por región y sub- clase vehicular para el año 2015

Región	Automóvil	Camioneta	SUV	Utilitario + VAN	Buses	Camión Simple	Articulado
Tarapacá	86.409	15.214	2.492	1.350	2.006	4.118	2.444
Antofagasta	96.803	33.247	4.211	2.846	3.319	9.209	5.896
Atacama	44.965	21.052	2.372	1.911	1.912	6.960	5.814
Coquimbo	114.625	45.835	4.002	5.230	3.609	8.089	2.546
Valparaíso	321.009	77.372	9.061	20.566	8.727	16.258	8.648
O'Higgins	147.258	51.601	4.533	8.506	6.979	12.570	5.049
Maule	168.637	76.979	6.626	12.146	6.185	16.247	7.336

Región	Automóvil	Camioneta	SUV	Utilitario + VAN	Buses	Camión Simple	Articulado
Biobío	286.272	114.356	14.706	18.575	9.617	22.439	9.442
La Araucanía	105.682	56.163	6.889	8.170	4.785	10.008	2.679
Los Lagos	109.757	50.914	5.702	7.150	5.053	10.564	3.428
Aysén	17.675	9.499	1.030	594	486	1.884	405
Magallanes	42.281	11.191	906	909	731	2.544	1.473
Los Ríos	45.237	19.887	3.008	3.057	1.724	4.228	1.272
Arica y Parinacota	52.925	7.875	1.507	492	1.233	2.254	1.605
Metropolitana	2.140.735	35.288	1.877.667	28.542	1.292.891	17.586	7.936
Total país	3.780.270	626.473	1.944.712	120.044	1.349.257	144.955	65.970

Utilizando la Ecuación 3.1 se estimó el tamaño muestral necesario vehículos por cada sub-clase para definir la flota de circulación en la zona de estudio (ver Tabla 4.2). Se consideró un error del 5%, $Z\alpha = 1.96$ para un 95% de confianza, $p = q = 0.5$ y N igual al parque vehicular de la zona de estudio.

Tabla 4.2 Tamaño muestral de la flota vehicular necesaria por sub-clase vehicular

Sub-clase	Población (N)	(e, %)	Tamaño necesario
Automóvil	560.591	5	384
SUV	28.221	5	384
Camioneta	133.256	5	384
Utilitario + VAN	38.891	5	383
Camión Simple	48.694	5	384
Bus y minibus	20.587	5	383
Camión Articulado	19.457	5	382

Del MOP (2017) se obtuvieron los registros de vehículos que han circulado a través de 44 pórticos de peaje *Free-Flow*, localizados en Chile entre los años 2015 y 2016. Dado que el tamaño muestral de cada sub-clase es mayor al estimado en la Tabla 4.2, se utilizó para estimar las funciones de distribución de probabilidades de altura de vadeo.

En la Tabla 4.3 se presenta la flota vehicular con sus tamaños muestrales por clases, con un total de 181.162 vehículos, segregados en 8 sub-clases vehiculares, como también por el número de marcas y modelos por sub-clase. La clase vehicular SUV (*Sport Utility Vehicle*) corresponde a una

asimilación de los tipos todo-terreno, *jeep* y *crossover*. En tanto las clases VAN y utilitarios se unieron por tener características geométricas y de motor similares.

Tabla 4.3 Flota vehicular recopilada desde pórticos de peaje entre los años 2015-2016 (MOP, 2017)

Clase	Sub- clase	Nº de Marcas	Nº de Modelos	Muestra
Ligeros	Automóvil	52	392	87.264
	SUV	42	217	41.440
	Camioneta	29	75	31.245
	Utilitario + VAN	28	75	13.382
Pesados	Camión Simple	27	136	3.884
	Bus y minibus	19	48	1.625
	Articulado	29	212	2.322

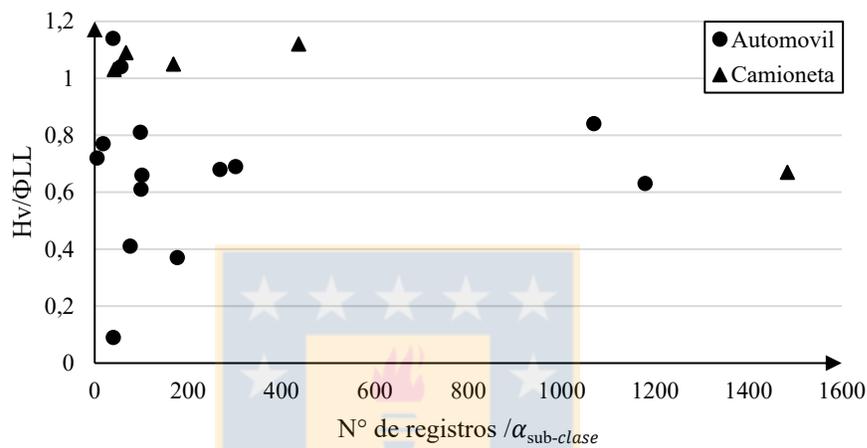
La verificación de la representatividad por cobertura de la flota vehicular recopilada del Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP, 2017) se presenta porcentualmente en la Tabla 4.4. El porcentaje de cobertura se calculó con la Ecuación 3.2. Para cada sub-clase vehicular, se consideró como “T” a la población del parque vehicular y “t” a la muestra de flota vehicular. En promedio la cobertura de cada sub-clase vehicular por región es mayor al 30% por tanto se consideró que la flota vehicular si es representativa en la zona de estudio. Con la excepción de la sub-clase bus y minibus, la cual en promedio tiene una cobertura del 11%, por lo que no se consideró en el caso de estudio.

Tabla 4.4 Porcentaje de representatividad de la muestra de datos respecto del parque vehicular regional en la zona de estudio

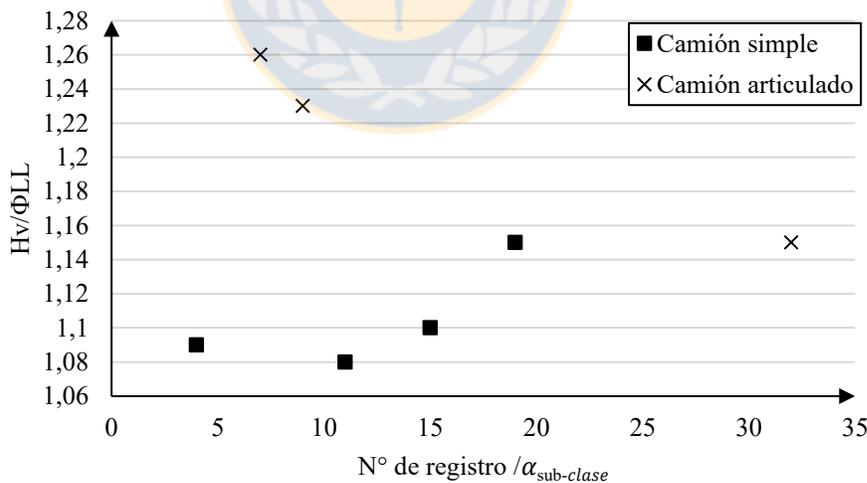
Sub- clase	Representatividad de la muestra por región (%)		
	Maule	Biobío	Araucanía
Automóvil	51,7	30,5	82,6
SUV	100,0	100,0	100,0
Camioneta	40,6	27,3	55,6
Utilitario + VAN	100,0	72,0	100,0
Camión Simple	66,2	42,6	85,6
Camión Articulado	31,7	24,6	86,7
Bus y minibus	10,0	7,2	16,2

4.3.2 Estimación altura de vadeo

El parámetro $\alpha_{sub-clase}$ se estimó empíricamente con los datos conocidos de altura de vadeo y diámetro exterior de la llanta (ver Figura4.2), para las sub-classes vehiculares: automóvil, camioneta, camión simple y camión articulado. Para la clase VAN + utilitarios debido a la falta de información no se estimaron alturas de vadeo.



a) Resumen base de datos de relación H_v/Φ_{LL} para automóviles y camionetas



b) Resumen base de datos de relación H_v/Φ_{LL} para camión simple y articulado

Figura 4.2 Base de datos para estimar parámetro $\alpha_{sub-clase}$

De los registros de la Figura 4.2a el parámetro α_{clase} para automóviles es igual a 0.68, con 14 valores diferentes del parámetro, considerando 3527 observaciones. Para camionetas es 0.808, con 6 valores distintos del parámetro, considerando 2199 observaciones. De la Figura 4.2b el parámetro α_{clase} es igual a 1.10 para camión simple liviano y pesado, con 3 valores distintos, considerando 49 observaciones y para el camión articulado es igual a 1.18, con 4 valores distintos en 48 registros.

Para el caso de la clase vehicular SUV (*Sport utility vehicle*) se utilizó otro método para estimar la altura de vadeo, debido a que la existencia de mayor cantidad de registros. Se realizó un ajuste simple con una curva polinómica de grado dos a los datos conocidos de altura de vadeo (ver Figura 4.3), considerando como variable independiente el diámetro exterior de la llanta de los vehículos con información conocida. Así entonces, se ajusta la curva de la Ecuación 4.1, con un $R^2 = 0.71$, para estimar la altura de vadeo de cada vehículo “i” dentro de la clase SUV (H_{v_i} , en mm), considerando el diámetro exterior de llanta (Φ_{LL_i} , en mm) y los parámetros a, b y c constantes a estimar.

$$H_{v_i} = 0.0213\Phi_{LL_i}^2 - 30.262\Phi_{LL_i} + 11202, \quad (4.1)$$

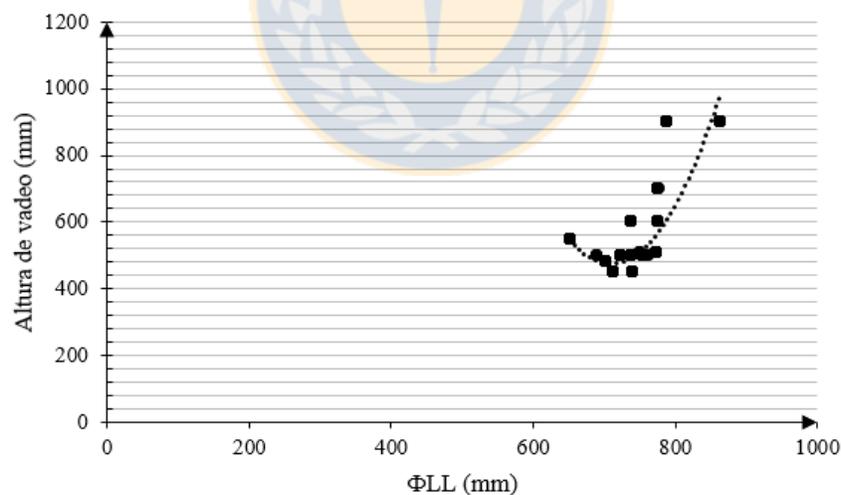
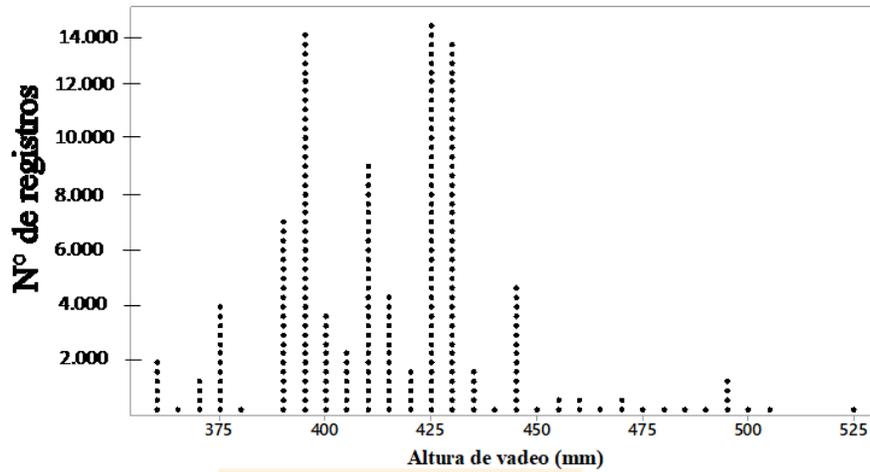


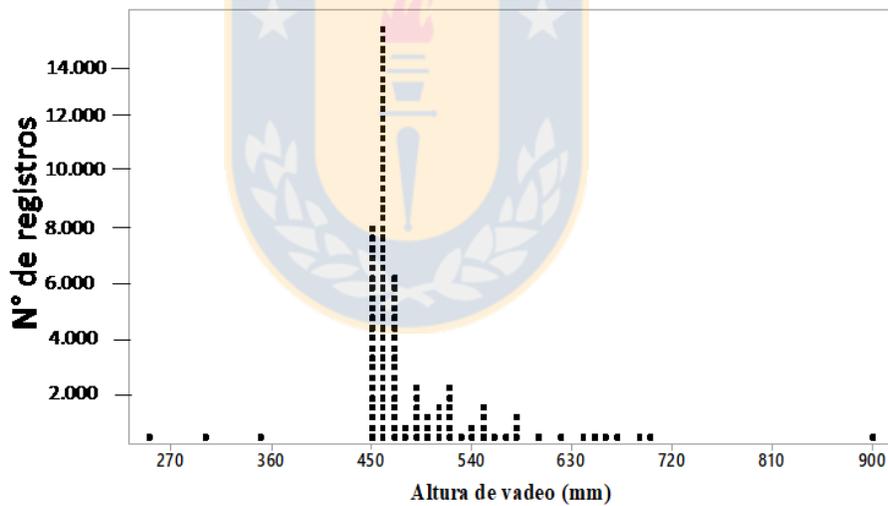
Figura 4.3 Curva para estimar alturas de vadeo de vehículos SUV

Así entonces con los parámetros α_{clase} y la Ecuación 4.1 se estimaron las alturas de vadeo de los vehículos en la flota vehicular. La Figura 4.4 sintetiza los registros de altura de vadeo por cada sub-

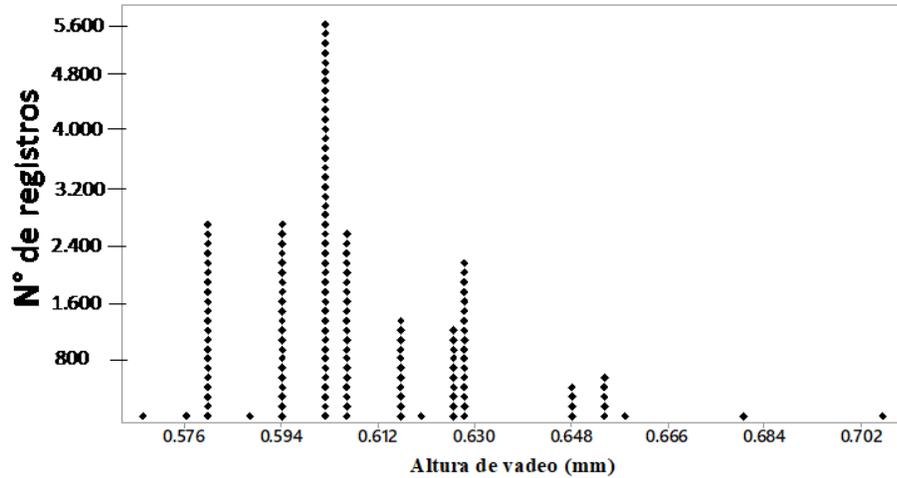
clase vehicular (Contreras, 2018), graficadas mediante el software MINITAB (Minitab, 2014). En el eje “y” se agrupa la cantidad de observaciones según la altura de vadeo en el eje “x”.



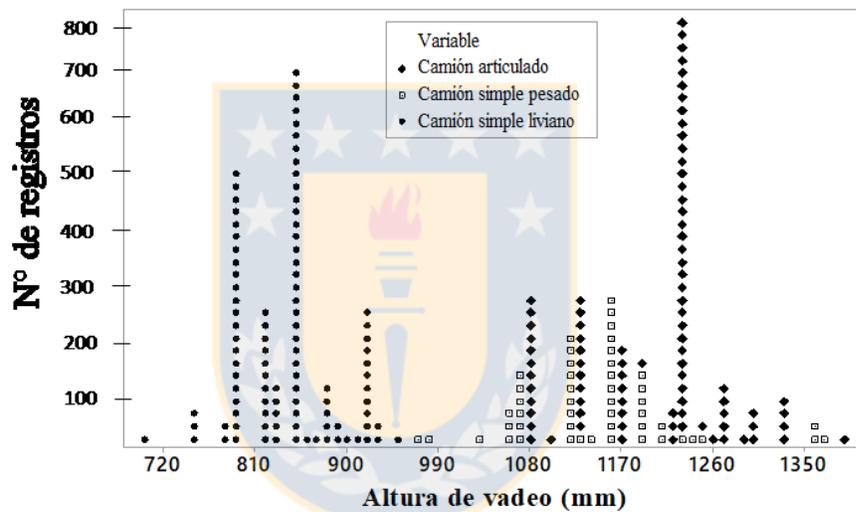
a) Automóvil (cada símbolo representa hasta 346 observaciones)



b) SUV (cada símbolo representa hasta 386 observaciones)



c) Camioneta (cada símbolo representa hasta 127 observaciones)



d) Vehículos pesados (cada símbolo representa hasta 30 observaciones)

Figura 4.4 Resumen de base de datos de altura de vadeo por sub-clase vehicular

Dentro de los vehículos livianos, cada símbolo en la sub-clase de automóviles (ver Figura 4.4a) representa hasta 346 observaciones. Es decir, existen 346 vehículos con la misma altura de vadeo agrupados en cada punto. Las alturas de vadeo se centran en los valores de 400 mm a 430 mm, con algunas excepciones que superan los 500 mm. En tanto, los SUV (ver Figura 4.4b) cada símbolo representa 386 observaciones. Tienen una distribución de los datos más acotada, con valores entre los 450 mm hasta los 540 mm. Con la excepción de algunos valores bajo los 360 mm, pero con una baja cantidad de observaciones. Para las camionetas (ver Figura 4.4c) cada símbolo representa 127

datos, debido a que existe un mayor rango de variabilidad en los valores de altura de vadeo. Desde alturas de vadeo de 570 mm hasta 700 mm.

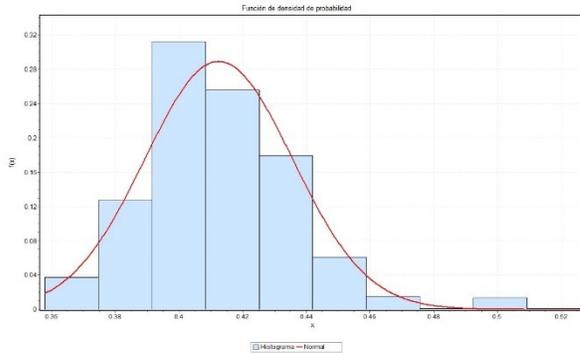
Los vehículos pesados se agruparon en un solo gráfico (ver Figura 4.4d) debido a que existen menos registros de altura de vadeo, representando cada símbolo hasta 30 observaciones. En el gráfico se observa claramente la existencia de dos poblaciones distintas dentro de la sub-clase camión simple, entre los rangos 720 mm a 900 mm y 1080 mm a 1350 mm. Lo cual implicó en la división de la sub-clase, en camión simple liviano y camión simple pesado. En tanto los camiones articulados, si bien tienen alturas de vadeo similares al camión simple pesado, la cantidad de observaciones en alturas de vadeo sobre los 1200 mm es mayor que la de camión simple pesado. Por tanto, se decidió no unir estas sub-clases para el estudio.

4.3.3 Estimación de la función de distribución de probabilidad por sub-clase vehicular

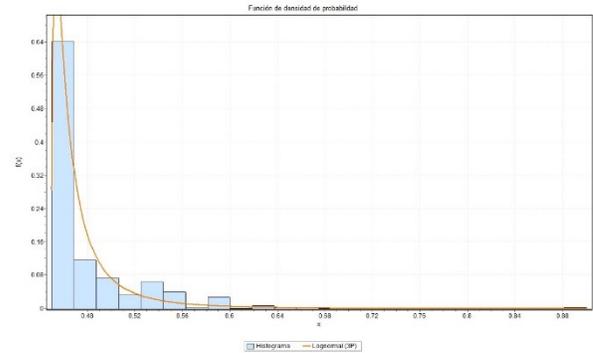
La Tabla 4.5 resume las funciones de distribución de probabilidad por cada sub-clase vehicular obtenidas con el *software* estadístico EasyFit 5.5 (MatWave, 2010) y son representadas gráficamente en la Figura 4.5 (Normal (μ ; σ), Lognormal3P (μ ; σ ; γ), y Weibull (μ ; σ ; γ)).

Tabla 4.5 Funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo por clase vehicular

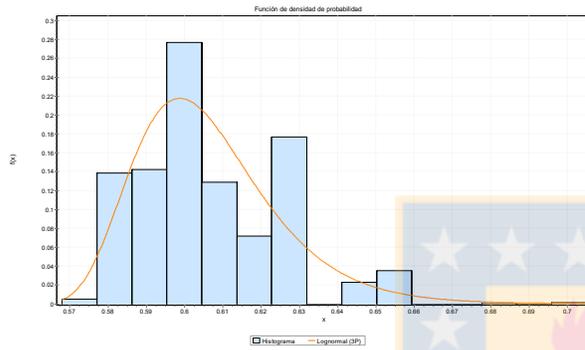
Clase	Sub-clase	Función de distribución de probabilidad
Ligeros	Automóvil	Normal (0.4125; 0.0232)
	Camioneta	Lognormal3P (0.606; 0.019; 0.544)
	SUV	Lognormal3P (0.0477; 0.0436; 0.4496)
Pesados	Camión simple liviano	Lognormal3P (0.8417; 0.0462; 0.4789)
	Camión simple pesado	Weibull (1.1323; 0.0568; 0.6261)
	Camión articulado	Normal (1.1986; 0.0692)



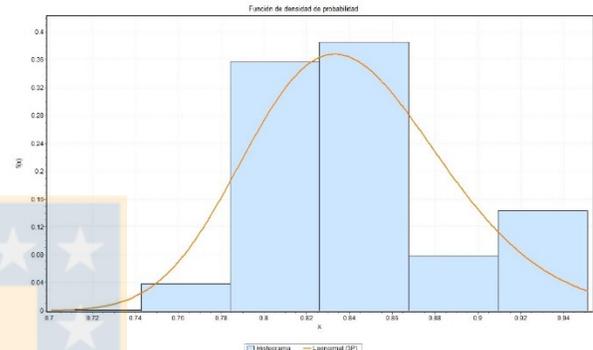
a) Automóvil: Normal (0.4125; 0.0232)



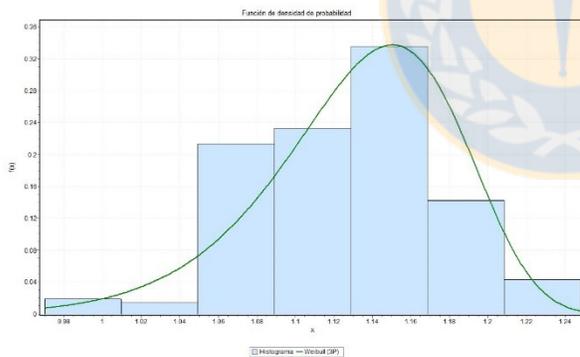
b) SUV: Lognormal3P (0.0477; 000436; 0.4496)



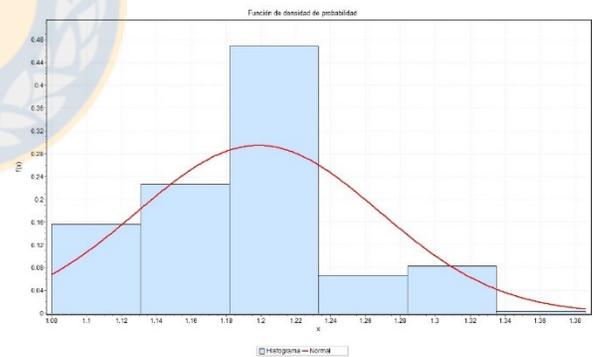
c) Camioneta: Lognormal3P(0.606; 0.019; 0.544).



d) Camión simple liviano: Lognormal3P (0.8417; 0.0462; 0.4789)



e) Camión simple pesado: Weibull (1.1323; 0.0568; 0.6261)



f) Camión Articulado: Normal (1.1986; 0.0692)

Figura 4.5 Funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo por sub- clase vehicular

4.4 Modelación de funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento

4.4.1 Registro de caudales máximos anuales de estaciones fluviométricas

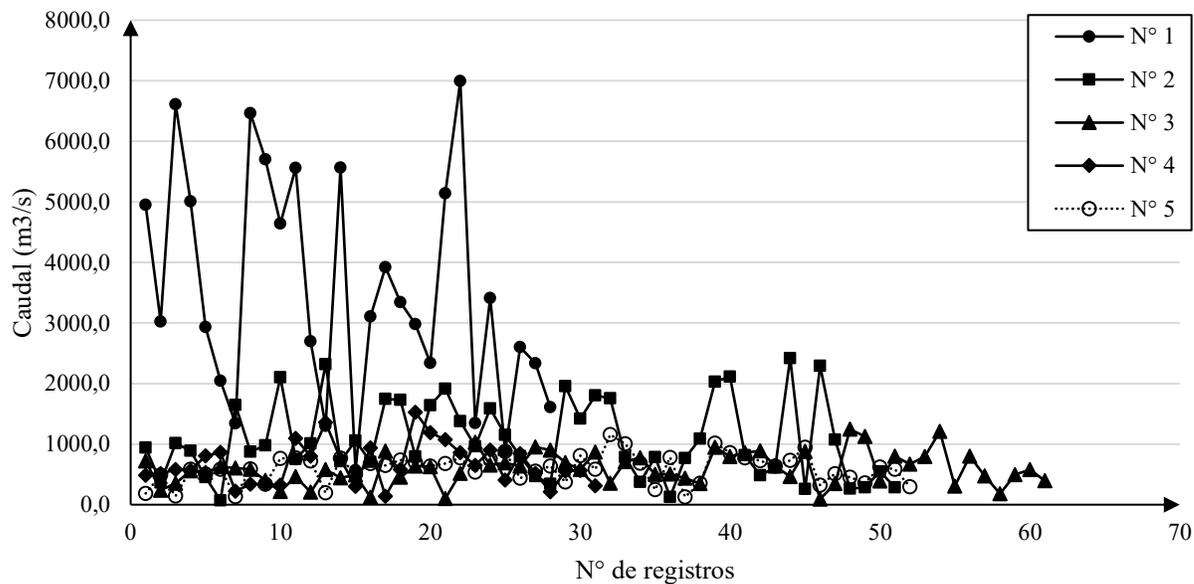
Los datos de entrada para estimar la función de distribución de probabilidad de altura de vadeo corresponden a:

- (1) Caudales máximos anuales en los cauces representativos de la zona de estudio (DGA, 2017)
- (2) Sección transversal, datos de entrada del *software* hidráulico y supuestos, para la simulación analítica del eje hidráulico.

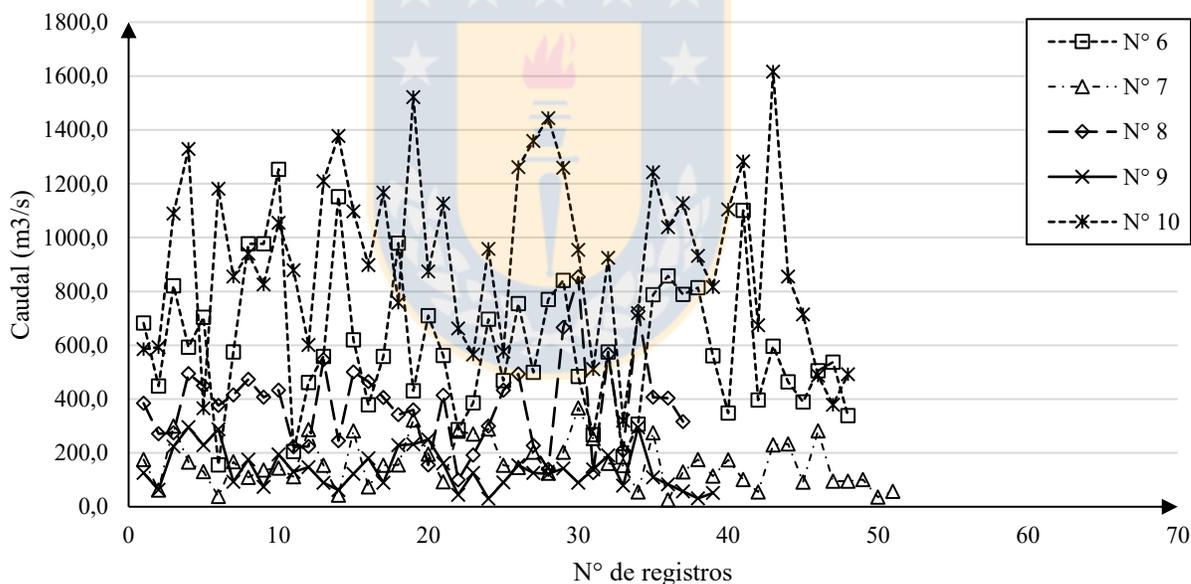
La Tabla 4.6 agrupa las estaciones fluviométricas de donde se obtuvieron los caudales máximos anuales presentados en la Figura 4.6 para cada estación (DGA, 2017). Los registros de caudales se recopilaron del Sistema Nacional de Información de Aguas de la Dirección General de Aguas de Chile (SNIA-DGA) y se utilizaron para estimar los caudales de simulación (ver detalle de caudales máximos anuales por estación en Anexo 4.4).

Tabla 4.6 Ubicación geográfica de las Estaciones fluviométricas en la zona de estudio

N°	Región	Estación	Latitud (S)	Longitud (W)
1	Maule	Loncomilla en Las Brisas	35°37'01"	71°46'04"
2	Maule	Perquillauquén en Quella	36°03'00"	72°05'00"
3	Maule	Perquillauquén en San Manuel	36°22'33"	71°37'24"
4	Biobío	Diguillín Longitudinal	36°52'00"	72°20'00"
5	Biobío	Itata en Cholguán	37°09'00"	72°04'00"
6	Biobío	Duqueco en Villucura	37°33'00"	72°02'00"
7	La Araucanía	Mininco en Longitudinal	37°51'49"	72°23'39"
8	La Araucanía	Malleco en Collipulli	37°57'53"	72°26'10"
9	La Araucanía	Lumaco en Lumaco	38°09'00"	72°54'00"
10	La Araucanía	CholChol en Cholchol	38°26'29"	72°50'52"



a) Estación fluviométrica N° 1 – 5



b) Estación fluviométrica N° 6 – 10

Figura 4.6 Registro de caudales máximos anuales por estación (DGA, 2017)

4.4.2 Cauce hipotético para la simulación

La Figura 4.7 presenta la sección transversal hipotética del cauce utilizado en la simulación del eje hidráulico. Corresponde a una sección trapezoidal, que incluye en sus riberas el camino afectado por la inundación.

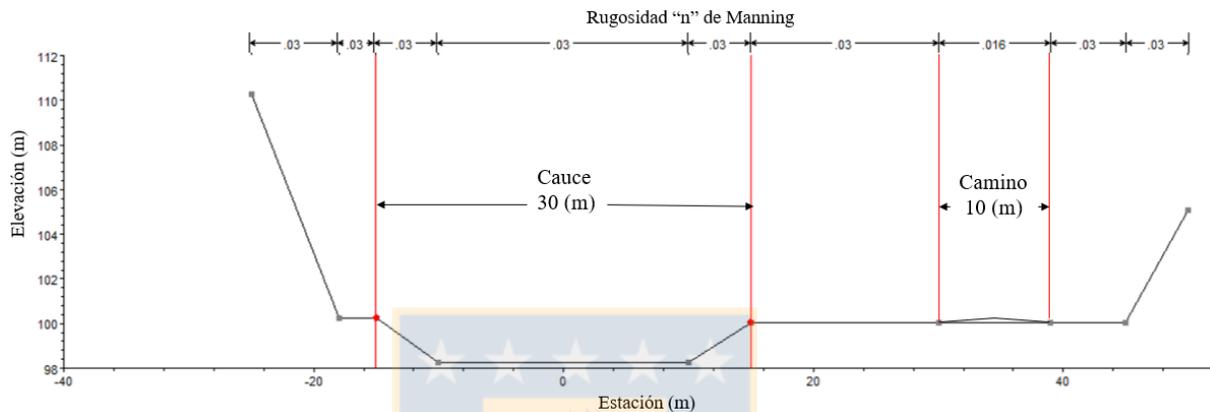


Figura 4.7 Sección transversal hipotética de un cauce

Los datos de entrada y supuestos de la modelación corresponden a:

- Se consideró régimen uniforme en la simulación, debido a que no se disponía de hidrogramas de crecida, solo de caudales máximos anuales.
- La rugosidad de Manning del cauce se consideró igual a 0.03, asumiendo un cauce con corriente natural en planicies limpias, rectas sin montículos y pozos profundos.
- La rugosidad de Manning de las riberas se consideró igual a 0.03, asumiendo la existencia de pastizales, sin matorrales y pasto corto.
- La rugosidad de Manning de la plataforma del camino se consideró igual a 0.016, asumiendo carpeta asfáltica.

- Pendiente media del cauce igual a 0.0001 m/m, asumiendo que geográficamente el cauce se ubica en la planicie intermedia de la zona de estudio y en zonas de desembocadura.
- Pendiente del camino igual a 0.50%, aceptada como la pendiente mínima de un camino en el Manual de Carreteras de Chile volumen N°3 (MOP, 2016)
- Dimensiones principales: ancho del cauce 30.0 m; longitud simulada 1000 m; cota más baja de rasante 100.0 m; secciones transversales cada 5.0 m; caudal base de 55.0 m³/s.

4.4.3 Estimación de caudales máximos por periodo de retorno

A partir de los registros de caudales máximos anuales por estación en la Figura 4.6, se realizó el ajuste de análisis de frecuencia a los caudales máximos, obteniendo las funciones que se resumen en la Tabla 4.7. A partir de las cuales, se estimaron los caudales para los periodos de retorno: 4, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 (en años), representados en la Figura 4.8, con el fin de obtener los incrementos porcentuales según el caudal base de cada río (Ver detalle de distribuciones Anexo 4.4).

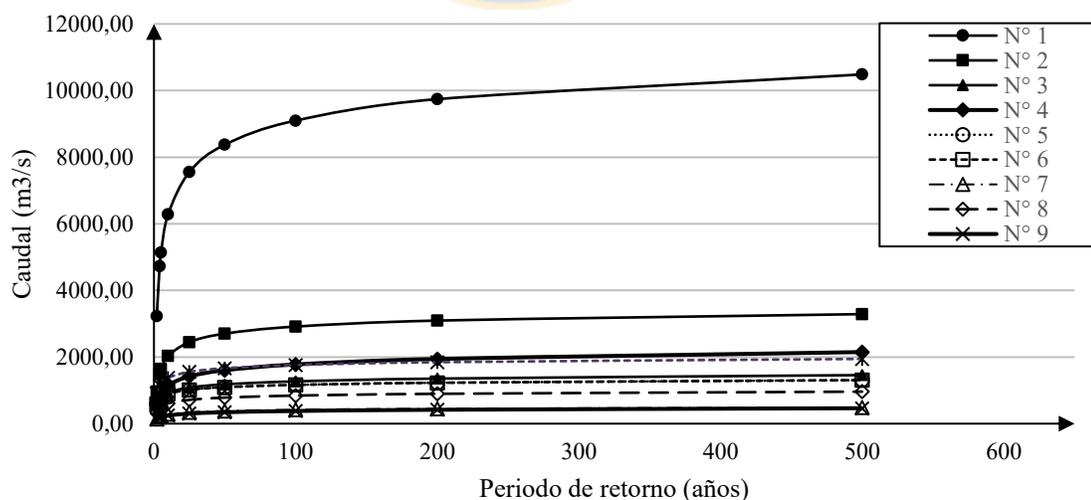


Figura 4.8 Caudales por periodo de retorno para cada estación en la zona de estudio

Tabla 4.7 Funciones de frecuencia de caudales máximos anuales por estación fluviométrica

N°	Estación	Funciones de frecuencia
1	Loncomilla en Las Brisas	LogPearsonIII (6.5066; -0.252; 9.634)
2	Perquillauquén en Quella	LogPearsonIII (4.133; -.379; 8.311)
3	Perquillauquén en San Manuel	LogNormal (0.105; 7.817; -1898.7)
4	Diguillin Longitudinal	LogPearsonIII (16.023; -.145; 8.667)
5	Itata en Cholguán	LogNormal (0.041; 8.650; -5116.9)
6	Duqueco en Villucura	Gamma (5.4995; 109.120)
7	Mininco en Longitudinal	LogPearsonIII (7.471; -0.229; 6.630)
8	Malleco en Collipulli	LogPearsonIII (9.546; -0.159; 7.345)
9	Lumaco en Lumaco	LogPearsonIII (16.266; -0.148; 7.178)
10	CholChol en Cholchol	LogPearsonIII (8.155; -0.137; 7.885)

4.4.4 Estimación del incremento porcentual máximo

En la Figura 4.9 se presentan los incrementos porcentuales por periodo de retorno para cada estación de la zona de estudio, estimados a partir de los caudales de la Figura 4.8 y el caudal base de cada río ($Q(T=4)$). El incremento porcentual máximo (ΔQ_{Max}) se calculó con la Ecuación 3.8 y corresponde a la envolvente de incrementos porcentuales según periodo de retorno en todas las estaciones de la zona de estudio. Para los periodos de retorno 5 y 10 años, el máximo incremento porcentual ocurrió en la estación N° 2, con un 10% y un 36%, respectivamente. En tanto para los siguientes periodos de retorno los incrementos ocurrieron para la estación N° 9 (Ver detalle en Anexo 4.4).

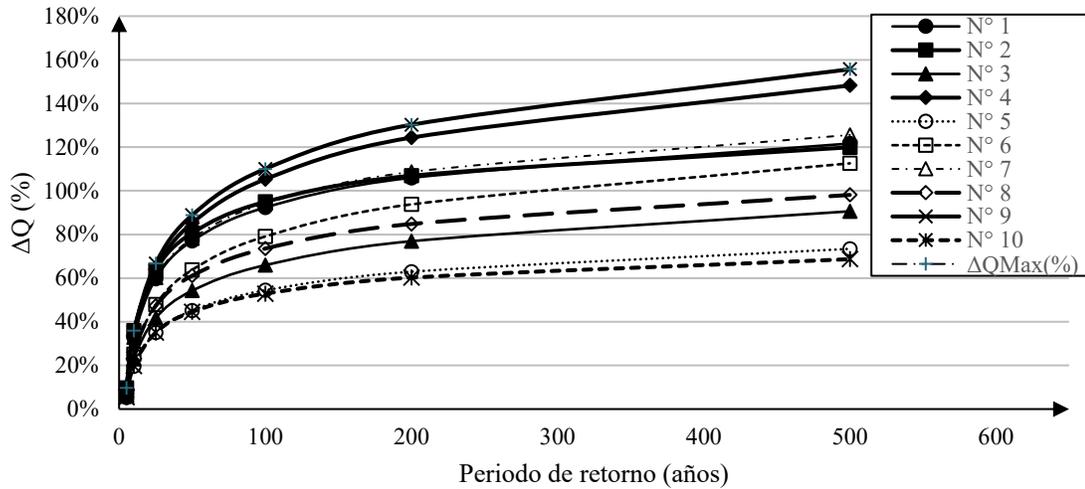


Figura 4.9 Incremento porcentual máximo por periodo de retorno

4.4.5 Simulación de caudales

A partir del incremento porcentual máximo de la Figura 4.9 y usando la Ecuación 3.7 con un caudal base de 55.0 m³/s, se estimaron los caudales de la Tabla 4.8, utilizados para definir los caudales para la simulación del eje hidráulico y posterior cálculo de la altura de anegamiento

Tabla 4.8 Caudales por periodo de retorno del cauce hipotético

T (años)	ΔQMax(%)	Qsi (m ³ /s)
4	-	55
5	10	60.3
10	36	74.7
25	67	91.6
50	89	103.9
100	110	115.5
200	130	126.6
500	156	140.6

La simulación se realizó considerando un enfoque cuasi- bidimensional, mediante el *software* HEC-RAS 1D (USACE, 2016b), utilizando los supuestos y la sección transversal de la Figura 4.7. Los caudales simulados se estimaron considerando como caudal inicial el caudal base (55.0 m³/s) y sumando incrementos de caudal de 1.0 m³/s, hasta el caudal de un periodo de retorno 500 años.

El *software* entrega la cota de la inundación o eje hidráulico en toda la sección transversal, por tanto, mediante diferencia de cotas respecto de la rasante, se obtuvieron las alturas de agua del área anegada. La Figura 4.10 muestra la base de datos de alturas de anegamiento registradas de la modelación, sintetizada con el software MINITAB 1.7 (Minitab, 2014). La información se agrupo por rangos de periodo de retorno, estimados de la Tabla 4.8, comprendiendo en promedio 70 registros por rango. (Ver detalle en Anexo 4.4).

En el eje “x” de la Figura 4.10 presenta el valor de la altura de anegamiento (en mm), en tanto, el eje “y” presenta la cantidad de valores registros en la simulación de una cierta altura de anegamiento.

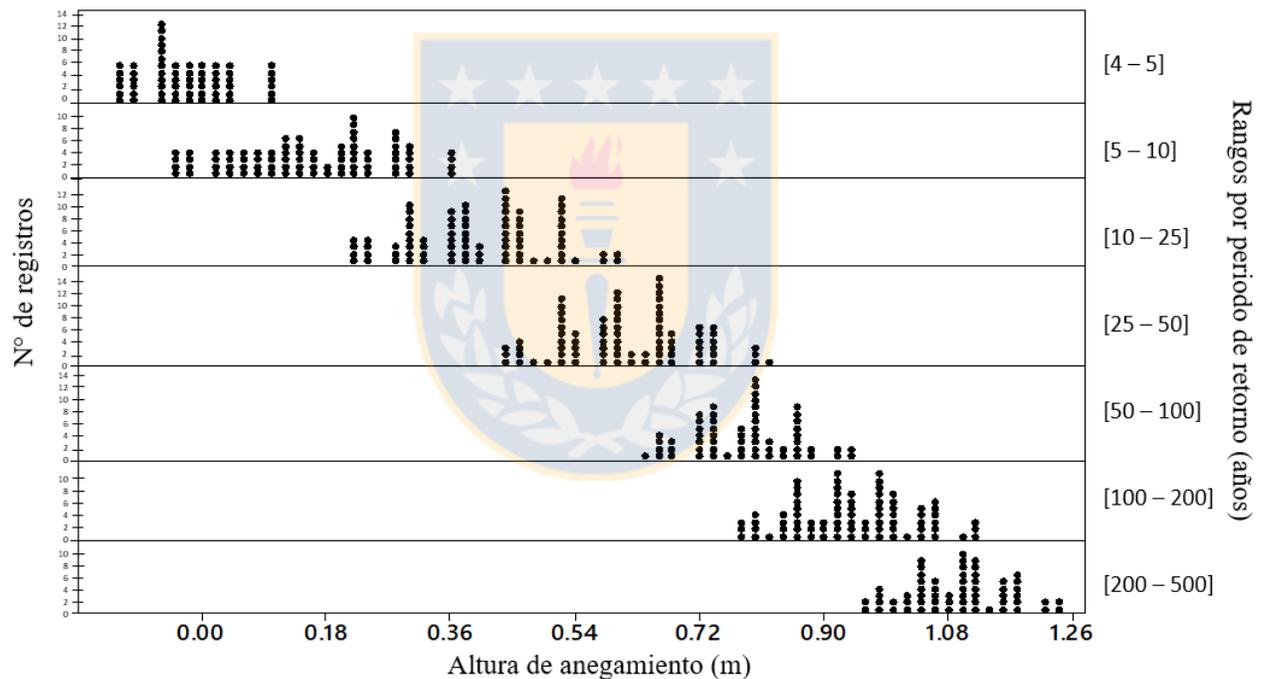


Figura 4.10 Resumen de datos de altura de anegamiento según periodo de retorno

4.4.6 Funciones de distribución de la altura de anegamiento

Los caudales de la Tabla 4.8 según el periodo de retorno, definen los intervalos de agrupación de las alturas de anegamiento: [4 – 5]; [5 – 10]; [10 – 25]; [25 – 50]; [50 – 100]; [100 – 200]; [200 –

500] (ver Figura 4.11) que se utilizan en la estimación de las funciones de distribución de probabilidad.

Así entonces, considerando los rangos definidos anteriormente, en la Tabla 4.9 se resumen las funciones de distribución de probabilidad, graficadas en la Figura 4.12. Estas tienen un comportamiento normal con media (μ , en m) y desviación estándar (σ , en m). El ajuste y ranking de funciones se realizó mediante el *software* EasyFit, utilizando el test de bondad de ajuste Anderson- Darling para definir la función que mejor represente los datos.

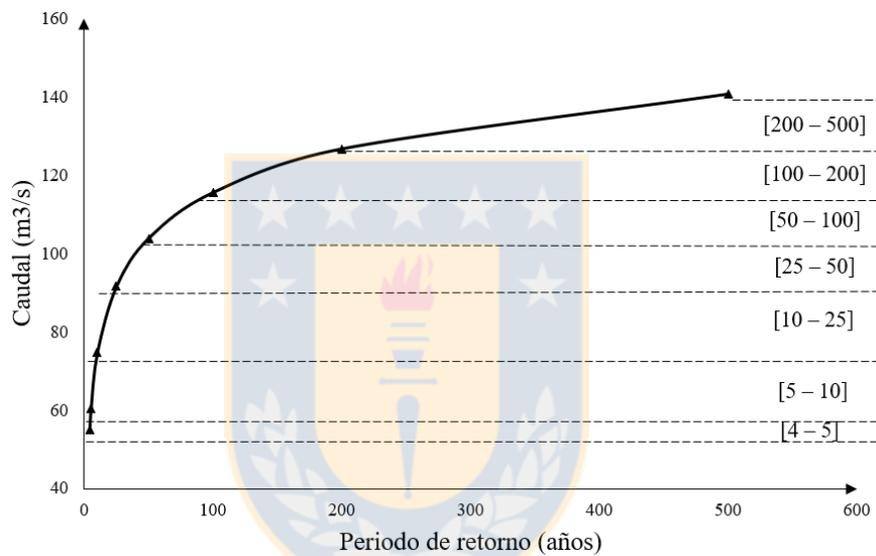


Figura 4.11 Asociación de caudales con rangos de simulación

Tabla 4.9 Funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento por rango de periodo de retorno

Rango periodo retorno (años)	Función de distribución de probabilidades [Normal (μ , σ)]
[4 – 5]	Normal (0.0000; 0.06430)
[5 – 10]	Normal (0.1495; 0.10903)
[10 – 25]	Normal (0.3923; 0.09948)
[25 – 50]	Normal (0.6099; 0.09327)
[50 – 100]	Normal (0.7783; 0.07420)
[100 – 200]	Normal (0.9371; 0.08670)
[200 – 500]	Normal (1.0888; 0.07054)

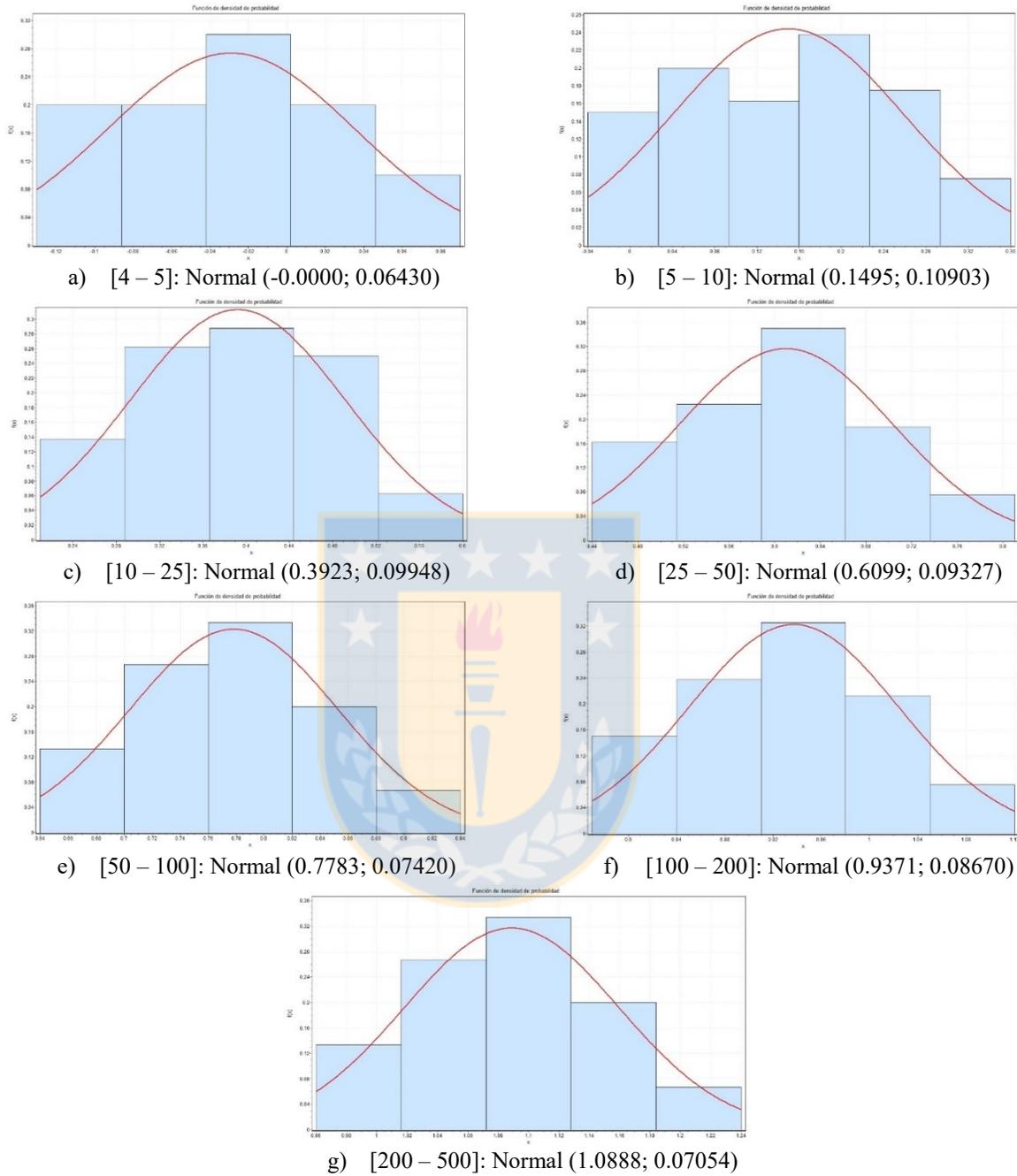


Figura 4.12 Funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento por rango de periodo de retorno

4.5 Simulación de curvas de probabilidad de interrupción

La simulación de curvas se realizó usando el *software* de análisis de confiabilidad VaP 1.6 (IBK, 1995). El *software* cuenta con un catálogo de 11 funciones (Determinística, Rectangular, Normal, Lognormal, Lognormal3P, Exponencial, Gamma, Beta, Gumbell, Frechet, Weibull) para definir el comportamiento de las variables explicativas de la función de estado límite. Se incluye el método FORM para el cálculo del coeficiente β de confiabilidad y siguiente estimación de las probabilidades de interrupción.

La simulación de las curvas consideró las funciones de distribución de probabilidad de las Tablas 4.5 y 4.9, para 6 clases vehiculares y 7 periodos de retorno, respectivamente. El resultado es un conjunto de 42 curvas, desde la Figura 4.13 a Figura 4.19, definen la probabilidad de interrupción de los vehículos en función de altura de agua sobre el camino o profundidad del anegamiento. Conceptualmente definen la probabilidad de que la altura del anegamiento sea mayor o igual a la altura de vadeo.

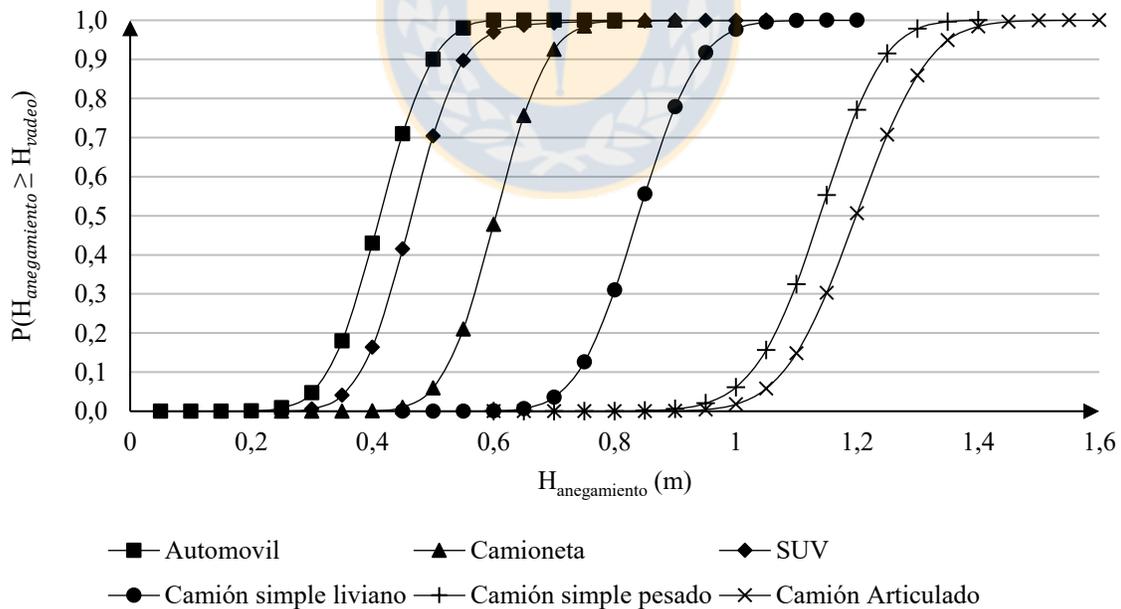


Figura 4.13 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno de 4 a 5 años

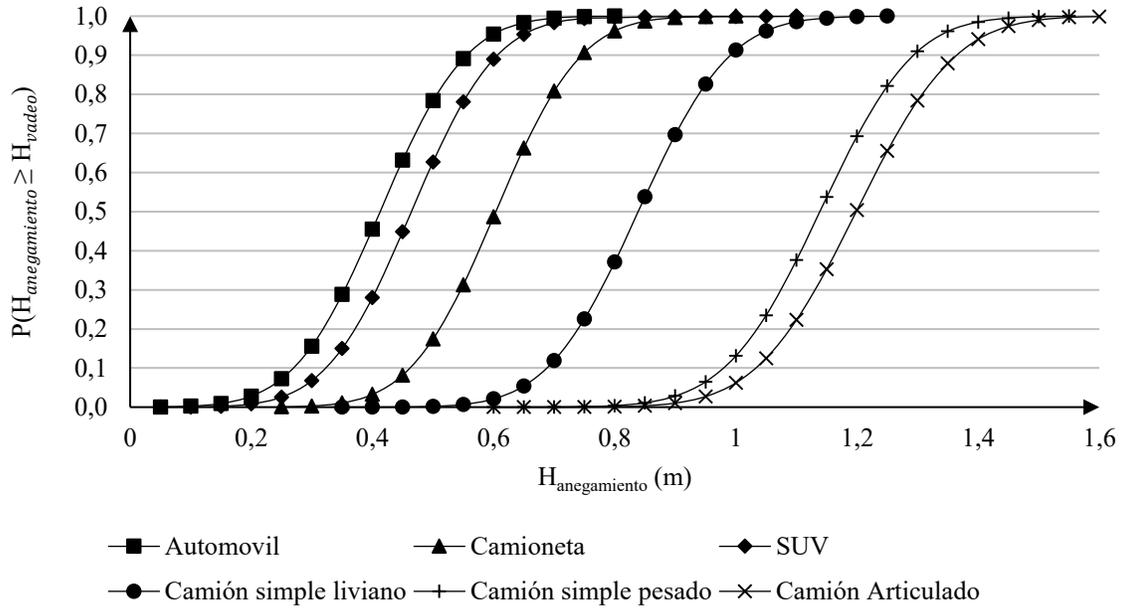


Figura 4.14 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 5 a 10 años

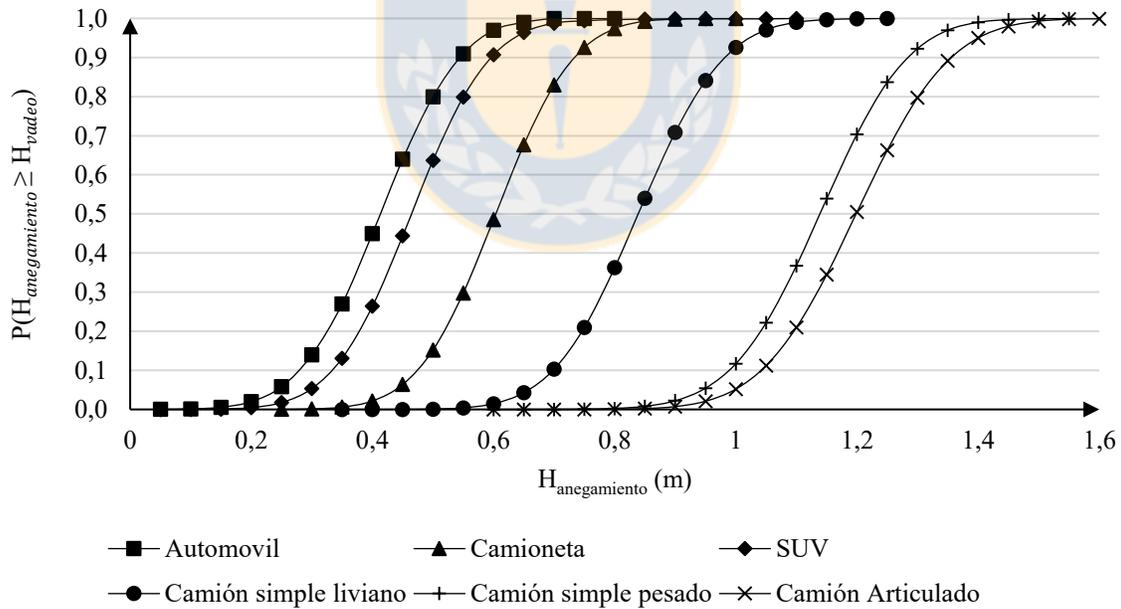


Figura 4.15 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 10 a 25 años

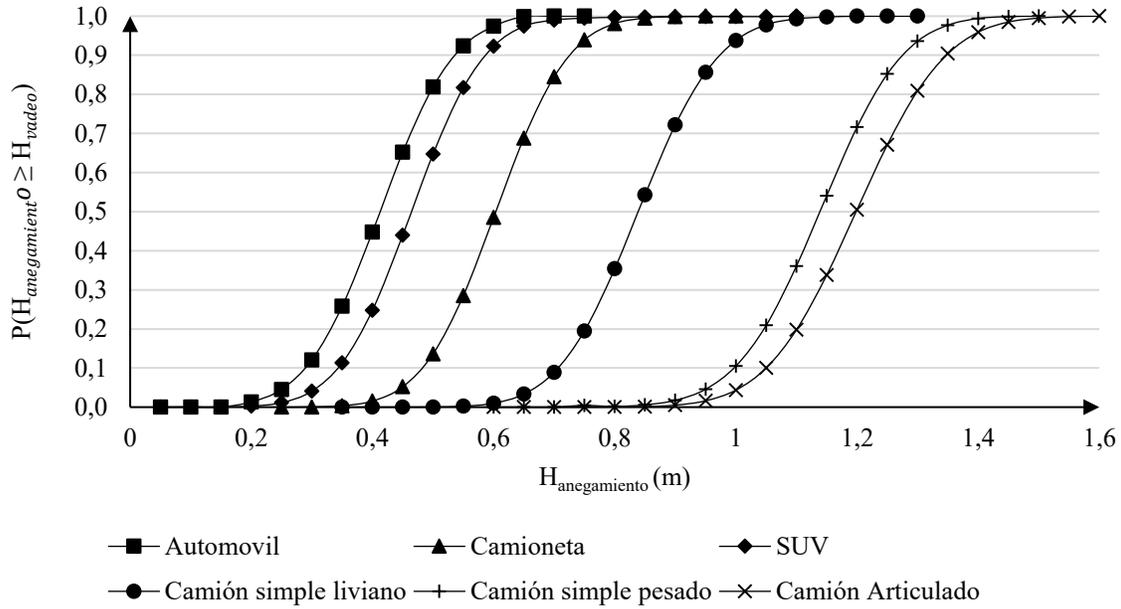


Figura 4.16 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 25 a 50 años

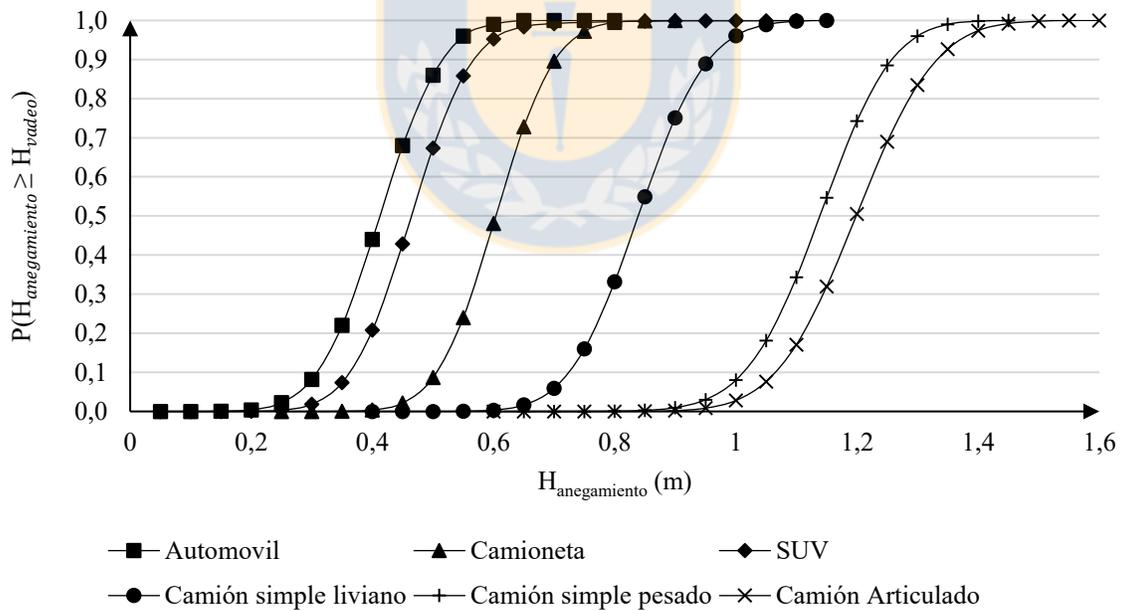


Figura 4.17 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 50 a 100 años

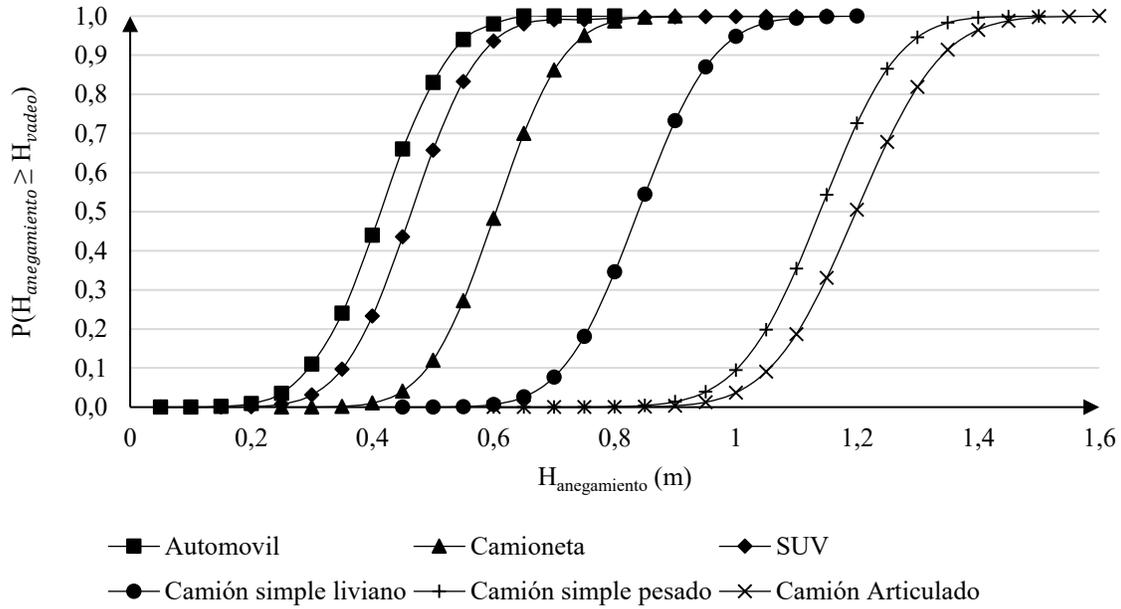


Figura 4.18 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 100 a 200 años

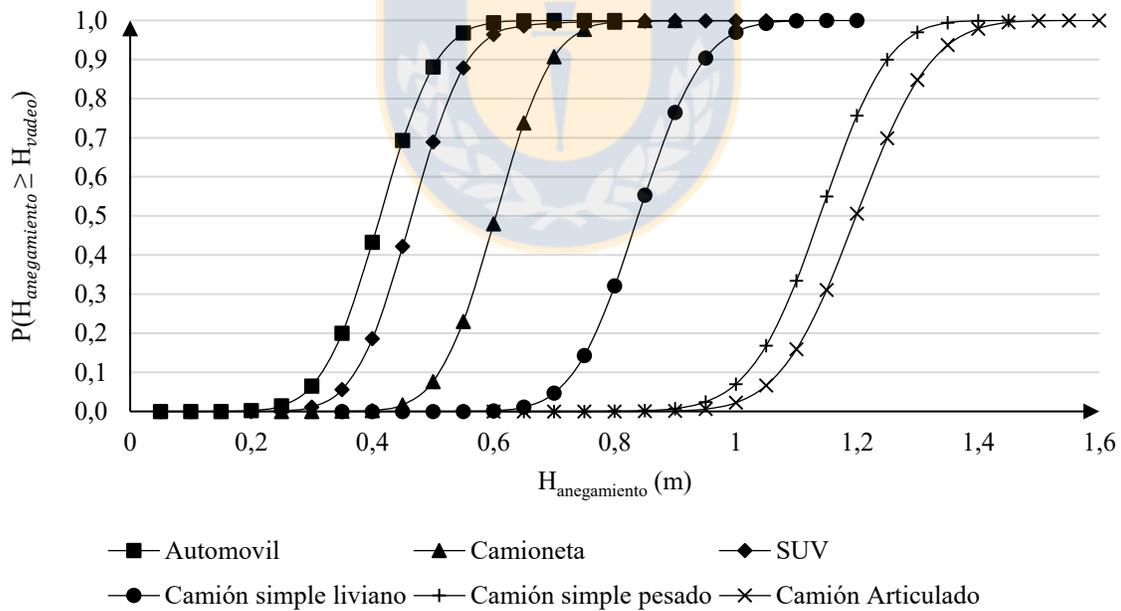


Figura 4.19 Curvas de probabilidad de interrupción por tipo de vehículo para un periodo de retorno 200 a 500 años

4.6 Análisis de resultados

Considerando un rango por periodo de retorno fijo, para una misma probabilidad de interrupción, se tienen diferentes alturas de anegamiento que soportan los vehículos dependiendo de la sub-clase vehicular. Lo cual visualmente se representa por el desplazamiento horizontal de las curvas a medida que la altura de anegamiento aumenta.

Para un mismo rango por periodo de retorno, la incertidumbre impuesta por cada sub clase vehicular se representa en la pendiente de las curvas de probabilidad de interrupción. A medida que la incertidumbre es menor, es decir la variabilidad de las alturas de vadeo es menor, las curvas se acercan más al comportamiento de una función escalón. Lo mismo ocurre si las clases vehiculares se definen con mayor precisión, por ejemplo, sub-clasificar los automóviles en *city-car*, sedan y deportivos.

Para una misma altura de anegamiento los automóviles y SUV, son las sub-clases más sensibles a la variación de la altura de anegamiento, puesto que presentan la mayor diferencia en probabilidades de interrupción respecto de los rangos por periodo de retorno cercano al 10%.

Para una misma clase vehicular el efecto que producen en las probabilidades de interrupción los rangos por periodo de retorno no presentan una diferencia máxima de un 10% de la probabilidad para una misma altura de anegamiento, lo cual implica que la definición de la variabilidad de la altura de anegamiento por rangos de periodo de retorno no es significativa en la probabilidad de interrupción.

A partir de los datos simulados se pueden identificar tres patrones de comportamiento para todos los períodos de retorno: La probabilidad de total interrupción de circulación de automóviles y SUV se logra con menores alturas de anegamiento. A la inversa, la probabilidad de total interrupción de circulación de camiones simples pesados y articulados se logra con alturas de anegamiento mayores. El caso intermedio ocurre con camionetas y camiones simples livianos. Si se define la altura de anegamiento límite como la altura a la cual la probabilidad de interrupción de tráfico alcanza el 100 %, se puede obtener las alturas de anegamiento límite para cada clase de vehículo.

Asimismo, si se define una probabilidad de anegamiento del 50 %, es posible definir una altura de anegamiento de alerta ante crecidas. Ambos valores se resumen en la Tabla 4.10 para cada clase de vehículo, promediando entre los resultados obtenidos para cada periodo de retorno.

Tabla 4.10 Altura de anegamiento límite y crítica por sub-clase vehicular

Sub-clase	Altura de anegamiento límite (m)	Altura crítica de anegamiento (m)
Automóvil	0.73	0.41
SUV	0.77	0.46
Camioneta	0.88	0.57
Camión simple liviano	1.14	0.83
Camión simple pesado	1.44	1.13
Camión articulado	1.53	1.20

Entre los rangos de probabilidad de interrupción $[0.15 - 0.35]$ y $[0.65 - 0.85]$, es donde ocurren la mayor diferencia de probabilidades respecto del rango por periodo de retorno. Con diferencias entre el 5.0% y el 10.0% dependiendo de la sub-clase vehicular. Por ejemplo, en automóviles, para una altura de agua de 0.30 m se tienen probabilidades de interrupción entre 0.05 y 0.16.

Las curvas de probabilidad de interrupción pueden utilizarse de dos maneras:

- Definición de las clases vehiculares autorizadas para circular por el camino anegado. Dada una emergencia, a partir de la altura de agua sobre el camino, se define la probabilidad de interrupción para las distintas clases vehiculares que circulan por el camino. Con el fin de tomar la decisión de que clases vehiculares están autorizadas a transitar y cuáles no, de acuerdo a una probabilidad de interrupción límite de seguridad definida por la autoridad.
- Implementación de medidas de mitigación en caminos anegados recurrentemente. A partir de la altura de anegamiento promedio que se produce sobre el camino, se define una probabilidad de interrupción. Considerando que no es posible llegar a una probabilidad nula, existen dos situaciones: (a) aumento del nivel de rasante hasta que se produzca una probabilidad de interrupción aceptable en la circulación de vehículos. (b) implementación de protecciones fluviales, para evitar el anegamiento.

4.7 Conclusiones

El parque vehicular recolectado por el INE no informa la composición de marcas y modelos de cada sub-clase vehicular, por lo cual, no es posible estimar una distribución de las alturas de vadeo solo con esta información. Así entonces, en conjunto con la flota vehicular recolectada en pódicos de peaje *Free-Flow*, que si cuenta con la composición de marcas y modelos. Fue posible estimar la distribución de las alturas de vadeo y la representatividad de la flota vehicular dentro de la zona de estudio.

El parámetro “ α ” se estimó con una cantidad de registros que porcentualmente solo abarca entre el 1.0% y el 9.0% del total de vehículos, dependiendo de la sub-clase. Por tanto, considerar el parámetro para estimar las alturas de vadeo, asume que este porcentaje de vehículos si representa la posición de la altura de vadeo en todos los vehículos de la flota.

La variabilidad de la altura de anegamiento, se estimó asumiendo que el comportamiento de la inundación presenta un régimen hidráulico de río, sin transporte de sedimentos y que la sección transversal del cauce no cambia a lo largo del cauce. Solo variando el caudal que fluye por el cauce, por tanto, se atribuye la incertidumbre del comportamiento de la altura de anegamiento solo a la variabilidad de caudales.

Las funciones de distribución de probabilidad de altura de vadeo dependen de la composición de modelos de vehículos en cada clase vehicular dentro de la flota vehicular. Por tanto, las distribuciones estimadas empírico- analíticamente solo son aplicables dentro de la zona de estudio. Lo mismo ocurre para las funciones de distribución de probabilidad de la altura de anegamiento, ya que se estimaron de acuerdo al comportamiento de los caudales en los cauces de la zona de estudio.

La variabilidad de la altura de anegamiento agrupada por rangos de periodo de retorno no es significativa en la estimación de las probabilidades de interrupción para una misma sub-clase vehicular. Ya que no se observan variabilidades de probabilidad de interrupción mayor al 10% dada una misma altura de anegamiento.

Para un mismo rango por periodo de retorno y probabilidad de interrupción, cada sub-clase vehicular soporta distintas alturas de anegamiento. Por tanto, la segregación de la flota vehicular por sub-clases si define la variabilidad de la altura de vadeo.

La incertidumbre implícita en el fenómeno es proporcional al aumento de la pendiente de las curvas. Así entonces, si se definen curvas de probabilidad para una clase vehicular, ya sea vehículos livianos o pesados, las curvas de probabilidad tendrían una pendiente mayor a la que tiene una sub-clase vehicular como los automóviles o camionetas.



CAPÍTULO 5 PARAMETRIZACIÓN DE MODELOS DE PROBABILIDAD DE INTERRUPCIÓN

5.1 Introducción

En este capítulo se presenta la parametrización de las curvas de interrupción para cada tipo de vehículo en estudio, realizando previamente un ajuste de funciones de crecimiento sigmoideal sobre los datos simulados. Se realiza una discusión de los resultados comparando las respuestas de los modelos generados y los datos simulados, y se presenta ejemplos de aplicación de las curvas de interrupción en casos de emergencia ante anegamientos.

5.2 Ajuste de funciones a los datos simulados

Una vez realizadas las simulaciones se ajustaron los datos de las 42 curvas de probabilidad de interrupción a diversas funciones de crecimiento sigmoideal, con el objetivo de encontrar la función con el menor error cuadrático medio (MSE) y el menor número de parámetros (θ). Para ello, se utilizó el *software* MINITAB 17 (Minitab inc., 2014), el cual cuenta con un catálogo de 5 funciones sigmoideales. En la Tabla 5.1 se muestra el rango de los MSE mínimo y máximo de los ajustes de funciones para las 42 curvas de probabilidad y el número de parámetros de cada función.

Tabla 5.1 Modelos de crecimiento sigmoideal y su MSE

#	Nombre	Modelo	θ	MSE (m ²)
1	Crecimiento de Gompertz	$P_{int} = \phi_1 e^{-e\{\phi_2 - \frac{\phi_3}{R}\}}$	3	0.0008849 – 0.001414
2	Crecimiento Logístico	$P_{int} = \theta_1 + \frac{(\theta_2 - \theta_1)}{\left(1 + e^{\left(\frac{(x-\theta_3)}{\theta_4}\right)}\right)}$	4	0.0001425 – 0.0003408
3	Sigmoide de 1 parámetro Tipo I	$P_{int} = 1 - e^{(-x^\theta)}$	1	0.031439 – 0.126581
4	Sigmoide de 2 parámetro Tipo I	$P_{int} = 1 - e^{(-\theta_1 x^{\theta_2})}$	2	0.0000135 – 0.000227
5	Sigmoide de 2 parámetro Tipo II	$P_{int} = 1 - e^{(-e^{(\theta_1 - \theta_2 x)})}$	2	0.0000638 – 0.0001401

La función crecimiento de Gompertz sobrestima las probabilidades de falla tanto en la cola superior, como inferior, entre un 2.0% a un 3.0%. Por otro lado, el crecimiento Logístico estima probabilidades de interrupción negativas en ausencia de agua sobre el camino, y probabilidades mayores a 1 en las colas superiores. Al aumentar los datos en las colas inferiores y superiores, para ambas funciones no se observaron mejoras a estos problemas de estimación. Al mismo tiempo, en los modelos sigmoidales de 2 parámetros, tipo I y II, ocurre sobrestimación en las colas superiores e inferiores, cercanas al 1.5%, lo cual, al aumentar la cantidad de datos, disminuye la sobrestimación. En consecuencia, dado el menor MSE, se optó por la Función Sigmoidal de 2 parámetros tipo I (FST1) para la estimación analítica. Para ellos en primera instancia, se analizó el patrón de comportamiento de los parámetros de la FST1 y estimar relaciones entre las clases vehiculares y posible acoplamiento de curvas.

5.3 Parametrización de curvas de probabilidad de interrupción de la circulación vehicular ante anegamientos

El ajuste se realizó utilizando las 42 curvas de probabilidad de interrupción, divididas en 7 curvas por cada clase vehicular. Del Capítulo 4 se concluyó que el rango por periodo de retorno no influye significativamente en la variabilidad de las probabilidades, por tanto, se seleccionó una curva por cada sub-clase vehicular, la cual presenta el menor MSE. La Tabla 5.2 presenta las expresiones matemáticas ajustadas para cada sub-clase vehicular según la función Sigmoide de 2 Parámetros Tipo I. En tanto, en la Figura 5.1 se presentan las curvas modeladas a partir de las expresiones.

Tabla 5.2 Modelos de probabilidad de interrupción vehicular por anegamientos

Clase vehicular	Modelo de probabilidad de interrupción
Automóvil	$P_{int} = 1 - e^{(-79.829H_{anegamiento}^{5.223})}$
Camioneta	$P_{int} = 1 - e^{(-40.193H_{anegamiento}^{7.852})}$
SUV	$P_{int} = 1 - e^{(-72.718H_{anegamiento}^{5.919})}$
Camión simple liviano	$P_{int} = 1 - e^{(-4.124H_{anegamiento}^{9.807})}$
Camión simple pesado	$P_{int} = 1 - e^{(-0.137H_{anegamiento}^{12.917})}$
Camión articulado	$P_{int} = 1 - e^{(-0.0736H_{anegamiento}^{12.522})}$

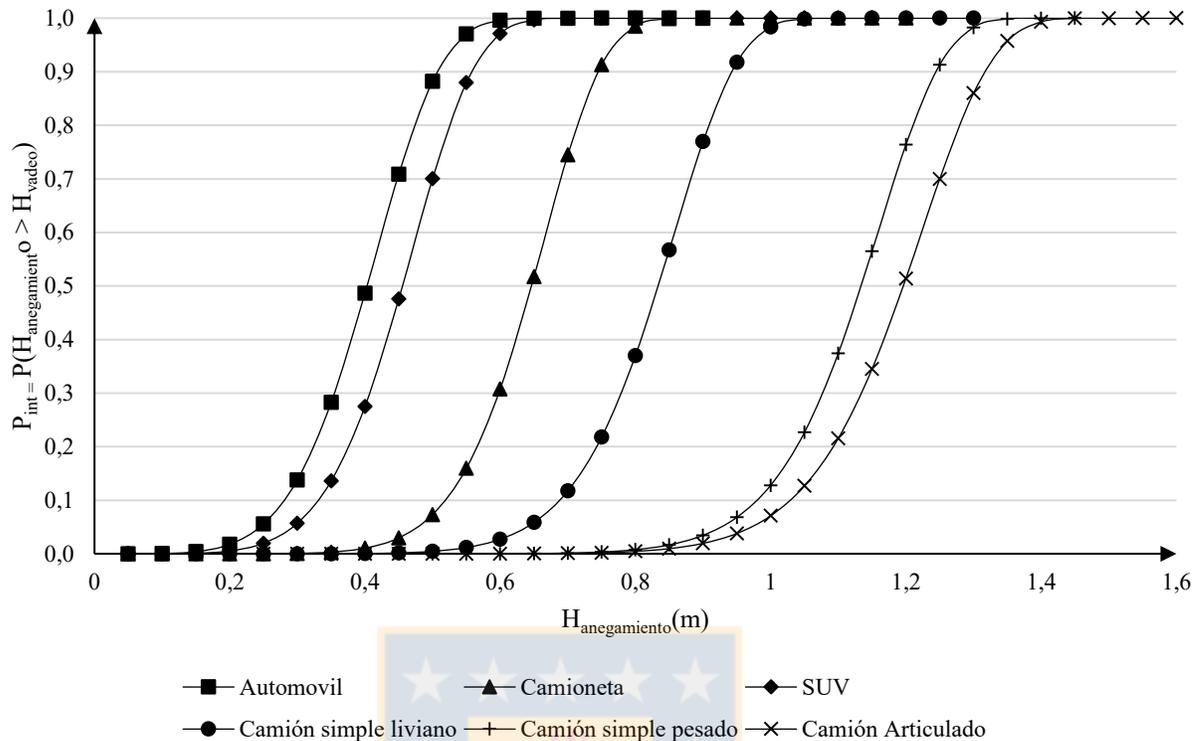
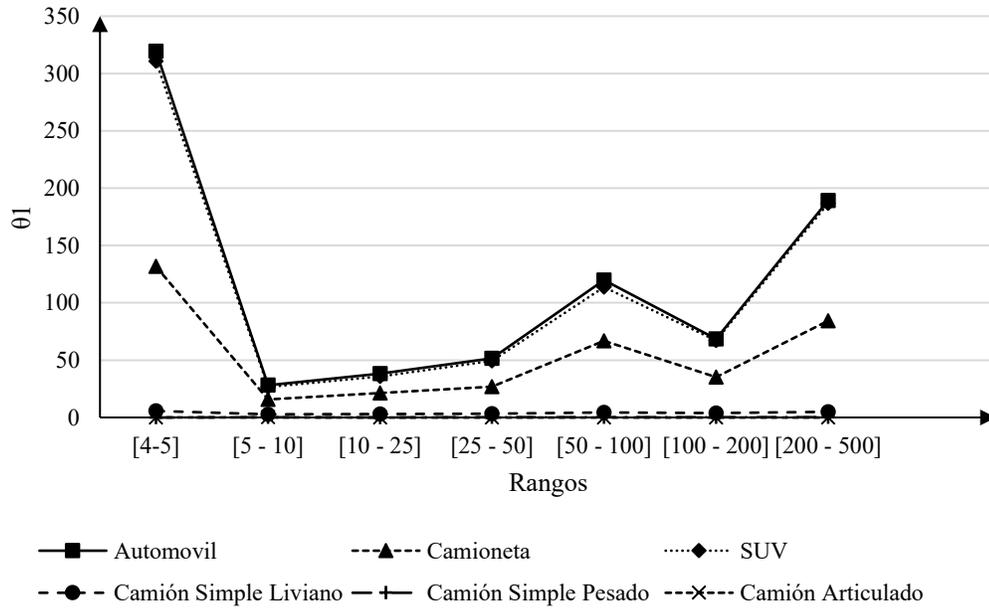


Figura 5.1 Curvas modeladas de probabilidad de interrupción

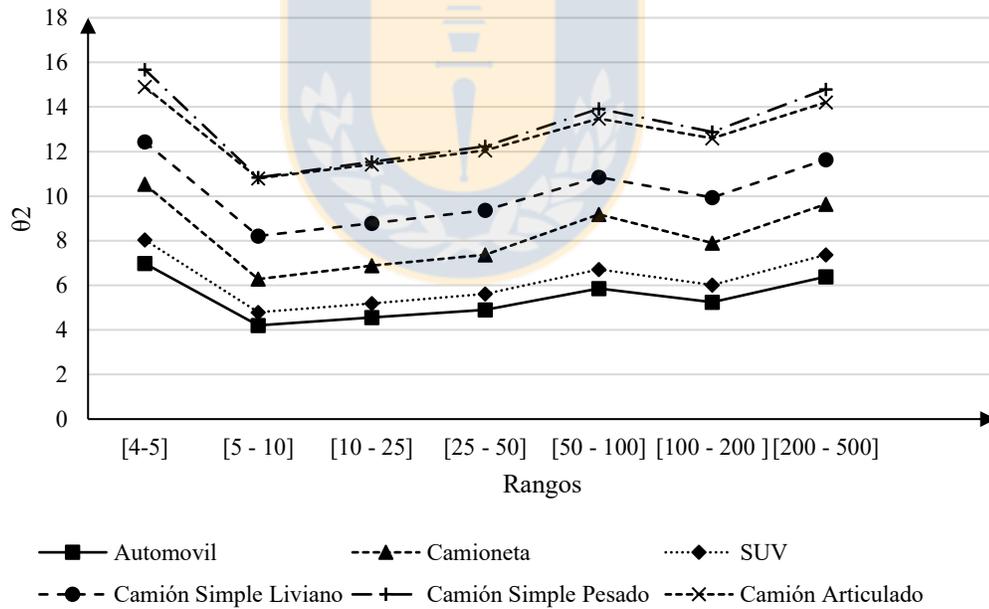
5.4 Patrón de comportamiento de los parámetros de la Función Sigmoidea de 2 Parámetros Tipo I

En la Figura 5.2a el parámetro θ_1 varía en función de los rangos por periodo de retorno y mantiene un comportamiento similar para todas las sub-classes vehiculares. Cuando la pendiente de la curva simulada es mayor, el parámetro tiene valores más altos, por tanto, este parámetro simboliza la pendiente de las curvas según el periodo de retorno.

En la Figura 5.2b el parámetro θ_2 presenta un comportamiento polinómico con pendientes similares en todas las clases vehiculares. Los valores del parámetro aumentan respecto del crecimiento de la altura de vadeo de los vehículos, por tanto, el parámetro indica la localización de las curvas a lo largo del eje “x”.



a) Parámetro θ_1 de cada función con respecto a los rangos por periodo de retorno



a) Parámetro θ_2 de cada función con respecto a los rangos por periodo de retorno.

Figura 5.2 Comportamiento de los parámetros θ_1 y θ_2 de la S2PT1 para las curvas de probabilidad de interrupción

5.5 Discusión de los resultados

A partir de las expresiones matemáticas en la Tabla 5.2, se estimaron las curvas de probabilidad de interrupción, de manera de comparar los resultados generados analíticamente o modelado (ver Figura 5.1) con los resultados obtenidos por medio de simulaciones aplicando el método FORM.

Para las comparaciones se utilizó una probabilidad de interrupción de 0.2, 0.5 y 0.8, considerando las 6 clases vehiculares predominantes en el caso de estudio. En la Tabla 5.3 se presentan los valores de alturas de anegamiento (en m) para las probabilidades anteriormente expuestas.

Tabla 5.3 Comparación resultados modelados y simulados de probabilidad de interrupción

Probabilidad	H _{anegamiento} (m)					
	Automóvil		Camioneta		SUV	
	Modelado	Simulado	Modelado	Simulado	Modelado	Simulado
0.2	0.32	0.32	0.46	0.46	0.38	0.37
0.5	0.40	0.41	0.57	0.57	0.46	0.46
0.7	0.46	0.45	0.62	0.62	0.50	0.50
Probabilidad de interrupción	Camión simple liviano		Camión simple pesado		Camión articulado	
	Modelado	Simulado	Modelado	Simulado	Modelado	Simulado
0.2	0.74	0.74	1.04	1.04	1.09	1.09
0.5	0.83	0.84	1.13	1.14	1.20	1.20
0.7	0.88	0.88	1.18	1.18	1.25	1.25

De la Tabla 5.3 se observa que las curvas analíticas subestiman la altura de agua que soportan los vehículos dada una determinada probabilidad objetivo. Esto ocurre principalmente para probabilidades de 0.5 en automóvil, SUV y camión simple liviano. Sin embargo, la subestimación es de 0.01 m, lo cual puede considerarse despreciable. En las probabilidades 0.2 y 0.7, los resultados modelados y simulados son los mismos.

5.6 Ilustración de aplicación de los modelos analíticos

A continuación se presentan ejemplos de aplicación de las curvas de fragilidad asociadas al cálculo del porcentaje de la circulación vehicular afectada ante un evento de anegamiento. Para ello, se utilizaron los modelos de probabilidad de interrupción de la Tabla 5.2. Para efectos de ejemplo se utilizó un caso hipotético de anegamiento, el cual se presenta a continuación.

Debido a una crecida del río Biobío dos tramos viales aledaños resultaron anegados en toda la calzada (Ver Figura 5.3). El tramo 1 une las comunas de San Pedro de la Paz y Santa Juana (Ruta 156 o Ruta de la Madera) y tiene una alternativa con el mismo estándar a través de la Ruta 160. El tramo 2 une las comunas de Chiguayante y Hualqui (Ruta Q-60-O) y tiene un tramo alternativo, pero no con el mismo estándar (Ruta O-680). Ambos tramos son caminos bidireccionales de una pista por sentido con carpeta de rodado asfáltica de 3.5 m de ancho, bermas de 1 m y sobre ancho medio de 0.5 m.

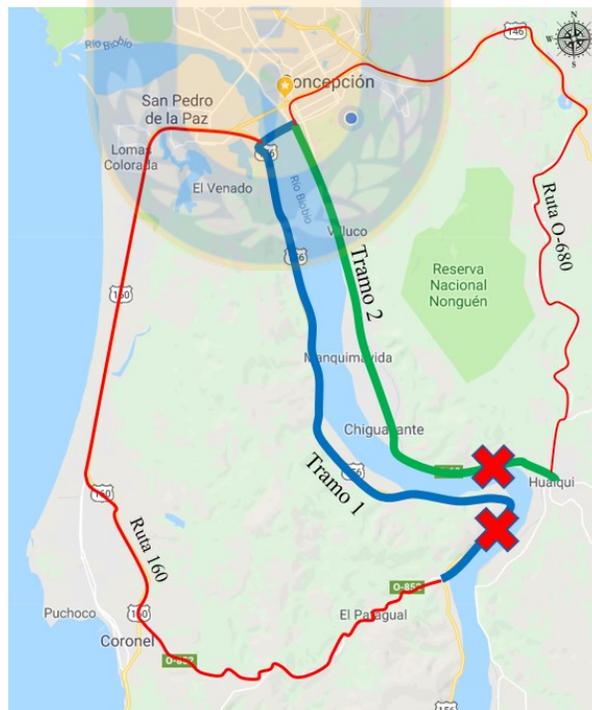


Figura 5.3 Zona de estudio del ejemplo de aplicación

El Transito Medio Diario Anual (TMDA) para el tramo 1 es de 9.401 veh/ día-año y para el tramo 2 es de 6.858 veh/ día-año (ver detalle Anexo 5.6). Debido a que la información del TMDA considera la clase Autos como la suma de automóviles y SUV, se utilizó la curva de automóviles para el cálculo de probabilidades de interrupción, puesto que es la que es más vulnerable que los SUV. La clase camión simple se asimilo a camión de 2 ejes, en tanto la clase camión articulado se asimilo a camión más de dos ejes, semirremolque y remolque. No se consideró la locomoción colectiva, debido a que no se simularon curvas para esta clase vehicular.

El anegamiento se produjo en una zona aproximada de 50 m lineales de camino. Se consideraron dos casos diferentes para cada tramo, con el fin de representar las diferencias topográficas que existen entre ellos. Así entonces, para el tramo 1 se tienen dos alturas de anegamiento (H_a) de 0.25 m y 0.35 m. En tanto para el tramo 2 se tienen alturas de 0.35 m y 0.55 m. Cada altura representa el caso 1 y caso, respectivamente por tramo. De lo anterior, en la Tabla 5.4 se resumen las probabilidades de interrupción (P_{int}) calculadas con los modelos analíticos de interrupción de la Tabla 5.2 para las sub-clases vehiculares de las cuales se tiene información del TMDA.

Tabla 5.4 Probabilidades de interrupción para cada clase vehicular por caso y tramo afectado

Tramo 1				
Caso 1	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado
H_a (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
P_{int}	0.06	0.00	0.00	0.00
Caso 2	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado
H_a (m)	0.35	0.35	0.35	0.35
P_{int}	0.28	0.01	0.00	0.00
Tramo 2				
Caso 1	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado
H_a (m)	0.35	0.35	0.35	0.35
P_{int}	0.28	0.01	0.00	0.00
Caso 2	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado
H_a (m)	0.55	0.55	0.55	0.55
P_{int}	0.97	0.31	0.01	0.00

A partir de las probabilidades en la Tabla 5.4 y la información de los vehículos que transitan en promedio por el día en cada tramo (TMDA), se obtuvo el porcentaje de vehículos afectados por tramo, resumido en la Tabla 5.5. Para esto fue necesario considerar la probabilidad de interrupción límite, la cual define el umbral de aceptación de interrupción por clase, definida por de los encargados de la gestión del camino ante emergencias de anegamiento. Esta probabilidad para casos de aplicación del ejemplo se consideró igual a 0.2.

Tabla 5.5 Vehículos afectados para cada tramo y caso

Caso 1					
Tramo 1					
Concepción-Santa Juana	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado	Total
TMDA (Veh/día-año)	3596	2227	449	1583	7855
Veh/h	432	267	54	190	942.6
Clases con interrupción (%)	0%	0%	0%	0%	-
PORCENTAJE DE VEHICULOS AFECTADOS					0%
Tramo 2					
Hualqui-Concepción	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado	Total
TMDA (Veh/día-año)	3726	1387	422	73	5608
Veh/h	447	166	51	9	673
Clases con interrupción (%)	66%	0%	0%	0%	-
PORCENTAJE DE VEHICULOS AFECTADOS					66%
Caso 2					
Tramo 1					
Concepción-Santa Juana	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado	Total
TMDA (Veh/día-año)	3596	2227	449	1583	7855
Veh/h	432	267	54	190	942.6
Clases con interrupción (%)	46%	0%	0%	0%	-
PORCENTAJE DE VEHICULOS AFECTADOS					46%
Tramo 2					
Hualqui-Concepción	Automóvil + SUV	Camioneta	Camión simple	Camión articulado	Total
TMDA (Veh/día-año)	3726	1387	422	73	5608
Veh/h	447	166	51	9	672.96
Clases con interrupción (%)	66%	25%	0%	0%	-
PORCENTAJE DE VEHICULOS AFECTADOS					91%

Comparando el caso 1 para cada tramo, según la Tabla 5.5. El tramo 1 no presenta vehículos con la circulación interrumpida, puesto que la probabilidad obtenida es menor a la admitida, por lo cual, si se puede circular. En tanto para el tramo 2, se ve afectado el 66% de los vehículos que transitan por la zona, siendo estos automóbiles y SUV, aun así, el tráfico no es restringido complemente,

sino que solo para las clases anteriores. Por lo cual, se debiera disponer más recursos para mitigar en el tramo 2, dado que es el único camino que conecta Chiguayante y Hualqui.

Para el caso 2, ambos tramos presentan la circulación de una o dos sub-clases interrumpida, pero el tramo 2 presenta un mayor porcentaje de afectados (91%). Esto ocurre para los vehículos livianos principalmente (automóviles, SUV y camionetas). En tanto que para los vehículos pesados el tráfico no se restringe. Dado que el tramo 2 presenta mayor cantidad de vehículos afectados en porcentaje y número, se debiera destinar prioridad a solucionar la situación del tramo 2.

5.7 Conclusiones

Se parametrizó una curva por cada sub-clase vehicular, la con el menor MSE, ya que, a la variabilidad impuesta por los rangos por periodo de retorno en las probabilidades de interrupción para una clase vehicular, se concluyeron no significativos.

Aun cuando la función con menor MSE fue la Logística, se decidió utilizar la función Sigmoide de 2 Parámetros Tipo I, ya que la función Logística presentó falta de ajuste en las colas superiores e inferiores, entregando probabilidades mayores a 1.0 y menores a 0.0, respectivamente.

Los parámetros de los modelos de probabilidad varían su comportamiento dependiendo de la clase vehicular. Los mayores valores para el parámetro θ_1 se obtiene en las clases SUV y automóviles. El parámetro θ_2 presenta un comportamiento decreciente a medida que la geometría del vehículo aumento, esto denota que es un parámetro de posición respecto al eje "x".

Los valores simulados y los modelados para probabilidades de 0.2, 0.5 y 0.7, las alturas de anegamiento para cada clase de vehículo no presentan diferencias mayores a 0.02 m. Lo cual implica que los modelos generados analíticamente fueron capaces de explicar de buena manera los datos obtenidos mediante simulaciones.

Considerando probabilidades de interrupción críticas o límites aceptables para permitir la circulación de los vehículos, puede definirse un criterio de selección o de ranking para las zonas que se ven afectadas por anegamientos, dependiendo de la cantidad de vehículos que son afectados en el tramo y la altura de agua que produce el evento sobre la plataforma. De esta manera los encargados de las emergencias pueden decidir donde destinar los recursos en el corto plazo.



CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

En este trabajo se propuso un procedimiento para la simulación de curvas de probabilidad de interrupción de la circulación vehicular ante un anegamiento vial. Estas físicamente definen la probabilidad de que la altura de agua de un anegamiento, supere la altura de vadeo de un vehículo definida para cada sub-clase vehicular de la flota de circulación.

El anegamiento de caminos corresponde a la acumulación de aguas sobre la plataforma, interrumpiendo total o parcialmente la circulación vehicular, dependiendo de la altura de agua sobre el camino y la capacidad que tienen los vehículos para circular a través de un flujo de agua. Las principales consecuencias consisten en: la disminución de la velocidad de circulación de los vehículos, y por tanto pérdida en el nivel de servicio del camino; pérdida de la estabilidad de los vehículos por la fuerza que produce el flujo de agua; interrupción de la circulación vehicular según el tipo de vehículo.

En base a los resultados obtenidos, del ajuste de modelos y la significancia de sus variables, se verificó la hipótesis del trabajo. Obteniendo que la probabilidad de interrupción de la circulación vehicular es función de la altura de agua sobre el camino, como también del tipo de vehículo que circula a través del flujo de agua, incluyendo la aleatoriedad de las variables.

Los estudios que analizan el efecto de anegamientos en la circulación de vehículos no consideran la aleatoriedad de las variables involucradas en el fenómeno, al considerar simplificaciones en la altura de vadeo y la altura de anegamiento. Por el contrario, en este trabajo se levantan estas restricciones al incorporar la aleatoriedad de la altura de anegamiento, definida por el caudal que produce la crecida, y la altura de vadeo, definida por la variabilidad de modelos vehiculares dentro de la flota de circulación, los cuales presentan diferentes configuraciones de motor, sistemas de ventilación y sistemas eléctricos en la flota vehicular. Por tanto, alturas de vadeo distintas. Debido a esta aleatoriedad de las variables explicativas del fenómeno, se utilizó la teoría de la confiabilidad, para obtener las probabilidades de interrupción.

A su vez, de acuerdo a los anterior se demostró que las alturas de vadeo utilizadas en los estudios disponibles en la literatura sobrestiman las reales por clase de vehículo para circulación en aguas quiéras, lo que puede llevar a sobreestimar los costos de reruteo y por tanto sobrestimar la necesidad de medidas de mitigación.

La división de los vehículos livianos y pesados en sub- clases, define con mayor precisión el efecto del anegamiento sobre la circulación de vehículos, ya que, para una misma probabilidad de interrupción, cada sub-clase vehicular soporta diferentes alturas de anegamiento. A su vez, a medida que la sub-división de clases aumenta, el comportamiento aleatorio disminuye, debido a la disminución de la varianza, implicando en que la altura de vadeo se convierte en una variable determinística.

En cambio, la agrupación de las alturas de anegamiento por rangos de periodo de retorno, no entrega variaciones con una diferencia mayor al 10.0% entre probabilidad de interrupción, para todas las sub-clases vehiculares. Esto puede deberse a los supuestos considerados en la modelación del eje hidráulico, por ejemplo, el supuesto de régimen hidráulico de río para representar el fenómeno y no considerar la velocidad como una variable.

Es importante destacar que los modelos analíticos de probabilidad de interrupción resultantes del ajuste de los datos simulados en el caso de estudio, son de carácter *ad-hoc*, válidos solo en caminos dentro de las planicies de inundación en la zona de estudio. Con vehículos circulando a baja velocidad (menor a 10.0 km/h) y sobre un flujo de agua con velocidad menor a 3.6 km/h, no consideran la duración del anegamiento ni su longitud horizontal sobre el camino. Para generalizar los modelos es necesario contrastarlos con datos de registros reales de eventos de anegamiento y sus efectos sobre la circulación vehicular.

Si bien los modelos analíticos son solo válidos dentro de la zona de estudio, el aporte principal de la tesis fue desarrollar un procedimiento de modelación analítico, el cual puede utilizarse para obtener las curvas de probabilidad de interrupción en cualquier lugar. Considerando las variables de la altura de anegamiento y altura de vadeo representativos de la zona analizada.

La aplicación de los modelos en el corto plazo, por ejemplo, ante una emergencia, es útil para definir el porcentaje de vehículos que mecánicamente son afectados al momento de circular por el camino anegado. Esto implica disminución en los tiempos de respuesta a la emergencia y en distribución de los recursos. En tanto, la aplicación en el largo plazo, tiene implicancia en la implementación de medidas de mitigación para evitar total o dentro de límites aceptables, la interrupción de la circulación vehicular. Estas medidas principalmente consisten en la cuantificación de la altura para subir la rasante o determinar la altura para una protección fluvial.

La función sigmoideal de 2 parámetros tipo 1 utilizada para definir los modelos analíticos fue la que obtuvo el mejor ajuste a los datos obtenidos de las simulaciones. Esto considerando dos factores principales, (1) la diferencia entre las probabilidades simuladas y modeladas no fue mayor al 1.0%; (2) el valor de las probabilidades se mantuvo dentro del rango $[0.0 - 1.0]$, al contrario de la función con comportamiento logístico.

Considerando que se utilizaron un registro de 181.000 vehículos y una diversidad de caudales en la modelación hidráulica. Los modelos de probabilidad de interrupción estimados en la zona de estudio poseen suficiente generalidad como para utilizarla en políticas de gestión de tráfico en zonas inundables y a la vez soportar la evaluación técnica de la necesidad de obras de protección de las vías contra anegamiento.

Si se cuenta con mapas de inundación superpuestos con la red de caminos, es posible identificar zonas de potencial anegamiento y analizar en base a la composición del tráfico y de los modelos de probabilidad de interrupción, el costo de reruteo selectivo del tráfico para justificar la aplicación de medidas de protección contra inundaciones en la red.

La determinación del porcentaje de vehículos afectados por anegamiento de caminos, además de ser útil para destinar los recursos de emergencia en el corto plazo y aplicar medidas de mitigación en el largo plazo. Plantea las bases para determinar la pérdida del nivel de servicio por interrupción del tráfico. A través de la asociación del porcentaje de afectados con los modelos disponibles en la literatura para cuantificar la disminución de la velocidad de circulación de los vehículos.

Los vehículos livianos a una altura de anegamiento menor son los que presentan la mayor probabilidad de interrupción. Esto se debe a que tienen menor altura de vadeo respecto de los vehículos pesados. Aun así, esto no es generalizable hasta que se compruebe empíricamente el comportamiento de los vehículos pesados y livianos ante un anegamiento de las mismas características.

A partir del presente trabajo se sugiere desarrollar las siguientes líneas de investigación:

- i. Realizar una sub-clasificación más exhaustiva de las sub-clases, ya que los SUV pueden dividirse en todo-terreno, crossover y *station wagon*.
- ii. Estimación de curvas de probabilidad de interrupción para anegamientos urbanos, considerando la flota de circulación según la asignación de flujos vehiculares que circula por el camino.
- iii. Estudiar el efecto conjunto de un flujo de agua con velocidad (régimen hidráulico de torrente) y la probabilidad de interrupción, lo cual implica un aumento en la variabilidad de la altura de anegamiento. Como también añadir el fenómeno de falla de pérdida de estabilidad en el análisis.
- iv. Utilizar el procedimiento de modelación para eventos reales de anegamientos, con información de las alturas de anegamiento o los caudales de crecida, sobre imágenes satelitales. Con el fin de corroborar las curvas simuladas para el caso de estudio.
- v. Estudiar el efecto conjunto entre la interrupción de los vehículos y la disminución de la velocidad de circulación de los vehículos.
- vi. Ampliar el estudio para las sub-clases buses, minibuses, VAN y vehículos de emergencia.

- vii. Calibrar el modelo con datos obtenidos directamente en terreno o simulaciones específicas de crecidas. La calibración con datos de la zona de estudio consolidaría los modelos analíticos, en tanto, la calibración con datos fuera de la zona, implicaría comprobar la generalización de los modelos en todo el país.

- viii. Obtener la variabilidad de la altura de anegamiento a partir de modelaciones bidimensionales sobre imágenes satelitales o datos topográficos reales en un camino realmente anegado. Como también utilizar datos reales de crecidas que produjeron el anegamiento.



REFERENCIAS

Agarwal, M., T. H. Maze y R. Souleyrette (2005) Impacts of weather on urban freeway traffic flow characteristics and facility capacity. **Proceedings of the 2005 mid-continent transportation research symposium**. Iowa. Estados Unidos. 18-19.

Ahmad, S. y S.P. Simonovic (1999) **Comparison of one-dimensional and two-dimensional hydrodynamic modeling approaches for Red river basin**. Natural Resources Institute. University of Manitoba. Canadá.

ANAC (2016) **Anuario Automotriz 2015/2016**. Asociación Nacional Automotriz de Chile A.G. Chile.

Apel, H., A. H. Thielen, B. Merz y G. Bloschl (2004) Flood risk assessment and associated uncertainty. **Natural Hazards and Earth System Science**, **4**. 295–308.

Bates, P.D., M.S. Horrit, S.N. Smith y D. Mason (1997) Integrating remote sensing observations of flood hydrology and hydraulic modeling. **Hydrological Processes**, **11**. 1777-1795.

Bladé, E., L. Cea, G. Corestein, E. Escolano, J. Puertas, M.E. Vázquez-Cendón, J. Dolz y A. Coll (2014) Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. **Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería**, **30(1)**. 1-10.

Contreras, M. (2018) **Estimación de la probabilidad de interrupción del tráfico por anegamiento de caminos interurbanos**. Memoria de Título. Universidad de Concepción. Chile.

De Palma, A. y D. Rochat (1999) Understanding individual travel decisions: results from a commuters survey in Geneva. **Transportation**, **26(3)**. 263-281.

DGA (2017) **Información Oficial Hidrometeorológica y de Calidad de Aguas en Línea**. Dirección General de Aguas. Recuperado de <http://snia.dga.cl/BNAConsultas/reportes>. Visitado el 28/04/2017.

DHI (2001) **MIKE 3 – Estuarine and coastal hydraulics and oceanography-Short description**. Danish Hydraulic Institute. DHI Water & Environment. Hørsholm, Dinamarca.

DHI (2002) **MIKE11. A modelling system for rivers and channels - Reference manual**. Danish Hydraulic Institute. DHI Water & Environment. Hørsholm, Dinamarca.

DHI (2003) **MIKE flood 1D-2D modelling - User manual**. Danish Hydraulic Institute. DHI Water & Environment. Hørsholm, Dinamarca.

FEMA (2003) **Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Flood Model HAZUS®MH MR4. Technical Manual**. Federal Emergency Management Agency. Estados Unidos.

Gall, M. B. Boruff y S. Cutter (2007) Assessing flood hazard zones in the absence of digital floodplains maps: comparison of alternative approaches. **Natural Hazards Review**, **8(1)**. 1–12.

Gouldby, B., P. Sayers, J. Mulet-Marti, M. Hassan y D. Benwell (2008) A methodology for regional-scale flood risk assessment. **Proceedings of the Institution of Civil Engineer—Water Management**, **161(3)**. 169–182.

Haldar, A. y S. Mahadevan (2000) **Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design**. Primera edición. Wiley. Nueva York.

Hall, J., R. Dawson, P. Sayers, C. Rosu, J. Chatterton y R. Deakin (2003) A methodology for national-scale flood risk assessment. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers—Water and Maritime Engineering**, **156(3)**. 235–247.

Hasofer, A.M. y N.C. Lind (1974) An exact and invariant first order reliability format. **Journal of Engineering Mechanical**, **100**. 111 – 121.

Hooper, E., L. Champman y A. Quinn (2014) Investigating the impact of precipitation on vehicle speeds on UK motorways. **Meteorological**, **21(2)**. 194- 201.

Horritt M.S. y P.D. Bates (2002) Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. **Journal of Hydrology**, **268**. 87-99.

Hranac, R., E. Sterzin, D. Krechmer, H. Rakha y M. Farzaneh (2006) **Empirical studies on traffic flow in inclement weather**. Federal Highway Administration. Washington, D.C.. Estados Unidos.

ICPR (2001) **Atlas of flood danger and potential damage due to extreme floods of the Rhine**. International Commission for the Protection of the Rhine. Koblenz. Alemania.

INE (2015) **Anuarios parque de vehículos en circulación**. Instituto Nacional de Estadísticas. Chile. Recuperado de [http:// historico.ine.cl/canales/chile_estadistico/estadisticas_economicas/transporte_y_comunicaciones/parquevehiculos.php](http://historico.ine.cl/canales/chile_estadistico/estadisticas_economicas/transporte_y_comunicaciones/parquevehiculos.php). Visitado el 28/04/2017.

IPET (2009) Interagency Performance Evaluation Taskforce. **Performance evaluation of the New Orleans and southeast Louisiana hurricane protection system**. Final Report of the Interagency Performance Evaluation Task Force. Washington D.C., Estados Unidos.

IBK (1995) Institute of Structural Engineering. **VaP v. 1.5**. Suiza.

Jongman, B., H. Kreibich, H. Apel, J.I. Barredo, P.D. Bates, L. Feyen, A. Gericke, J. Neal, J.C.J.H. Aerts y P.J. Ward (2012) Comparative flood damage model assessment: towards a European approach. **Natural Hazards Earth System Sciences**, **12**. 3733–3752.

Klijn, F., P. J. A. Baan, K. M. De Bruijn y J. Kwadijk, (2007) **Overstromingsrisico's in Nederland in een veranderend klimaat**. WL delft hydraulics. Delft. Holanda.

Kramer, M., K. Terheiden y S. Wieprecht (2016) Safety criteria for the trafficability of inundated roads in urban flooding. **International Journal of Disaster Risk Reduction**, **17**. 77-84.

Kron, W. (2009) Flood Risk= Hazard•Values•Vulnerability, **Water International**, **30(1)**. 58-68.

Kyte, M., Z. Khatib, P. Shannon y F. Kitchener (2000) Effect of environmental factors on free-flow speed. **Transportation Research Circular E-C018**, Transportation Research Board. Washington. D.C.. Estados Unidos.

MathWave Technologies (2010) **EasyFit Versión 5.5**.

Martínez-Gomariz, E., M. Gómez, B. Russo y S. Djordjevic (2017) A new experiments-based methodology to define the stability threshold for any vehicle exposed to flooding. **Urban Water Journal**, **14(9)**. 1 – 10.

Minitab Inc. (2014) Software para estadísticas de Minitab. **MINITAB Versión 17**. State College. Pennsylvania.

MOP (2011) **Catastro Geo-referenciado de riesgos y peligros naturales en la red vial**. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

MOP (2016) **Instrucciones de Diseño. Vol. 3. Manual de Carreteras**. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

MOP (2018) **Estudio básico actualización parámetros modelos HDM-4**. Ministerio de Obras Públicas. Chile.

Niño, Y. (2004) **Hidráulica fluvial y transporte de sedimentos**. Universidad de Chile. Santiago. Chile.

Patro, S., C. Chatterjee, S. Mohanty, R. Singh y N.S. Ranghuwanshi (2009) Flood Inundation Modeling using MIKE FLOOD and Remote Sensing Data. **Journal of Indian Society of Remote Sensing**, **37(1)**. 107-118.

Penning-Rowsell, E. C., C. Johnson, S. Tunstall, S. Tapsell, J. Morris, J. Chatterton y C. Green (2005) The benefits of flood and coastal risk management: a handbook of assessment techniques, **Flood Hazard Research Centre**. Middlesex University Press.

Petrucci, O. y A. Pasqua (2012) Damaging events along roads during bad weather periods: a case study in Calabria (Italy). **Natural Hazards and Earth System Sciences**, **12**. 365 – 378.

Pregolato, M., A. Ford, S. M. Wilkinson y R. J. Dawson (2017) The impact of flooding on road transport: a depth-disruption function. **Transportation Research Part D: Transport and Environment**, **55**. 67-81.

Pyatkova, K., A.S. Chen, S. Djordjevic, D. Butler, Z. Vojinovic, Y.A. Abebe y M.J. Hammond, (2015) Flood impacts on road transportation using microscopic traffic modelling technique. **SUMO User Conference**. Berlín. Alemania.

Rosenblatt, M. (1952) Remarks on a multivariate transformation. **The Annals of Mathematical Statistics**, **23(3)**. 470 – 472.

Sabir, M., J. van Ommeren, M. Koetse y P. Rietveld (2008) **Welfare Effects of Adverse Weather Through Speed Changes on Car Commuting Trips**. Vu University. Amsterdam. Holanda.

Shand, T.D., R.J. Cox, M.J. Blacka y G.P. Smith (2011) Australian Rainfall and Runoff (AR&R). **Revision project 10: appropriate safety criteria for vehicles**. Report Number: P10/S2/020.

Sinnakaudan, S.A., A. Ab Ghani y C.C. Kiat (2002) Flood inundation analysis using HEC and ArcView GIS 3.2a. **5th International Conference on Hydroscience and Engineering**. Varsovia. Polonia.

Smith, B.L., K.G. Byrne, R.B. Copperman, S.M. Hennessy y N.J. Goodall (2004) An investigation into the impact of rainfall on freeway traffic flow. **Proceedings 83th Annual Meeting of the Transportation Research Board**. Washington D.C.. Estados Unidos.

Teo, F.Y., J. Xia, R.A. Falconer y B. Lin (2012) Experimental studies on the interaction between vehicles and floodplain flows. **International Journal River Basin Management**, **10 (2)**. 149–160.

Timbe Castro, L. M. y P. Willems (2015) Desempeño de modelos hidráulicos 1D y 2D para la simulación de inundaciones. **Maskana**, **2(1)**. 91-98.

Tsapakis, I., T. Cheng y A. Bolbol (2013) Impact of weather conditions on macroscopic urban travel time. **Journal of Transport Geography**, **28**. 204–211.

USACE (2016a) **HEC-RAS v. 5.0.3**. U.S. Army Corps of Engineers. Estados Unidos.

USACE (2016b) **HEC-FDA: Flood damage reduction analysis**. U.S. Army Corps of Engineers. Estados Unidos.

Vanneuville, W., R. Maddens, C. Collard, P. Bogaert, P. de Maeyer y M. Antrop (2006) Impact op mens en economie t.g.v. overstromingen bekeken in het licht van wijzigende hydraulische condities, omgevingsfactoren en klimatologische omstandigheden, **MIRA - onderzoeksrapporten**. Vakgroep Geografie. Universiteit Gent. Gante. Bélgica.

Versini, P.A, E. Gaume y H. Andrieu (2010) Assessment of the susceptibility of roads to flooding based on geographical information – test in a flash flood prone area (the Gard region, France). **Nat. Hazards Earth System Sciences**, **10**. 793–803.

Vorogushyn, S., B. Merz y H. Apel (2009) Development of dike fragility curves for piping and micro-instability breach mechanisms. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, **9**. 1383–1401.

Xia, J., R.A. Falconer, X. Xiao y Y. Wang (2014) Criterion of vehicle stability in floodwaters based on theoretical and experimental studies. **Natural Hazards**, **70**. 1619–1630.

Xia, J., F. Y. Teo, R.A. Falconer, Q. Chen y S. Deng (2016) Hydrodynamic experiments on the impacts of vehicle blockages at bridges. **Journal of Flood Risk Management**. <http://dx.doi.org/10.1111/jfr3.12228>.

Yin, J., D. Yu, Z. Yin, M. Liu y Q. He (2016) Evaluating the impact and risk of pluvial flash flood on intra-urban road network: a case study in the city center of Shanghai, China. **Journal of Hydrology**, **537**. 138–145.



ANEXOS

ANEXO 4.4 Modelación funciones de distribución de probabilidad de altura de anegamiento

Tabla A.4.1 Caudales máximos anuales para las estaciones fluviométricas N°1-5.

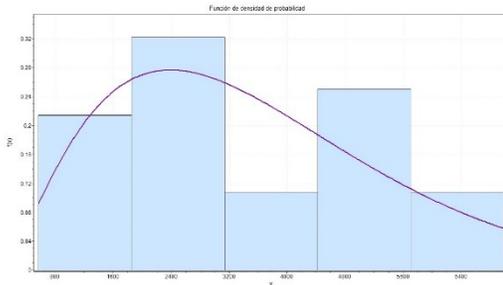
Caudal máximo anual (m3/s)				
Loncomilla Las Brisas	Perquilauquén en Quella	Perquilauquén en San Manuel	Diguillín en longitudinal	Itata en Cholguán
4949.8	939.6	721.0	486.0	183.6
3021.6	366.0	237.4	509.4	492.7
6608.2	1015.8	356.0	579.8	141.6
5006.8	887.2	559.2	562.6	582.8
2933.2	456.0	531.4	805.5	507.7
2046.8	71.0	626.0	861.0	584.3
1340.3	1645.8	607.0	223.0	135.6
6464.0	872.6	584.4	336.0	588.5
5703.0	979.0	402.2	336.0	337.8
4641.4	2102.6	217.4	321.1	764.8
5558.9	755.0	465.0	1095.5	775.0
2696.1	1010.6	207.8	802.7	724.0
1297.2	2319.6	580.8	1356.4	195.2
5566.8	718.4	444.6	753.9	769.0
570.4	1058.9	489.2	298.6	501.0
3104.2	707.6	121.6	937.6	679.4
3920.0	1745.3	885.2	139.5	648.2
3341.8	1730.6	454.8	577.0	734.6
2981.0	794.4	639.3	1525.8	699.8
2341.3	1638.6	624.5	1189.1	637.2
5140.2	1915.4	99.9	1075.4	681.4
6992.4	1376.4	517.0	856.2	774.4
1348.8	963.0	1030.4	649.7	540.0
3413.5	1585.6	651.8	901.1	752.8
881.6	1151.6	690.6	405.1	878.4
2604.6	799.0	635.3	841.6	436.4
2332.4	470.3	951.9	515.2	550.9
1607.0	344.0	902.2	213.3	637.6
	1953.9	696.0	553.9	377.0
	1420.9	579.5	566.1	808.2
	1802.7	866.8	309.0	585.5
	1756.6	354.4		1156.3
	784.8	709.2		1003.6

Caudal máximo anual (m3/s)				
Loncolilla Las Brisas	Perquilauquén en Quella	Perquilauquén en San Manuel	Diguillín en longitudinal	Itata en Cholguán
	373.1	775.2		684.9
	783.1	502.0		246.8
	130.4	507.5		778.4
	766.1	435.6		129.5
	1089.6	346.8		353.6
	2029.9	948.3		1015.5
	2111.3	796.8		859.1
	814.5	857.4		773.0
	483.4	888.3		728.0
	617.8	635.6		638.6
	2418.4	465.6		731.7
	261.0	877.4		948.0
	2293.5	92.5		320.0
	1071.7	348.7		512.7
	264.2	1244.9		450.9
	285.9	1124.6		357.2
	550.0	391.3		620.7
	284.8	802.2		586.7
		670.7		298.3
		796.8		
		1207.5		
		305.0		
		799.2		
		475.4		
		178.6		
		497.7		
		579.9		
		393.2		

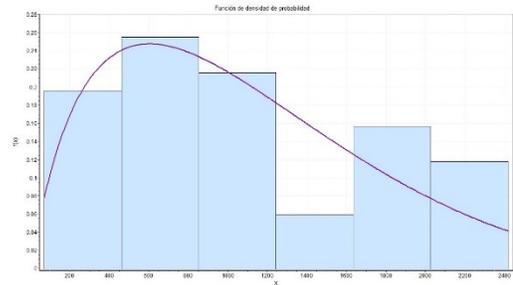
Tabla A.4.2 Caudales máximos anuales para las estaciones fluviométricas N°6 - 10

Caudal máximo anual (m3/s)				
Duqueco Villucura	Mininco longitudinal	Malleco Collipulli	Lumaco en Lumaco	Cholchol en Cholchol
682.7	175.0	384.8	125.6	585.0
448.9	62.0	271.1	63.6	592.5
820.3	299.4	274.6	224.0	1088.6
592.9	166.0	495.1	295.6	1329.4
704.0	130.0	450.2	228.0	365.2
155.2	38.4	375.9	287.2	1181.4
574.6	167.0	415.3	92.2	855.5

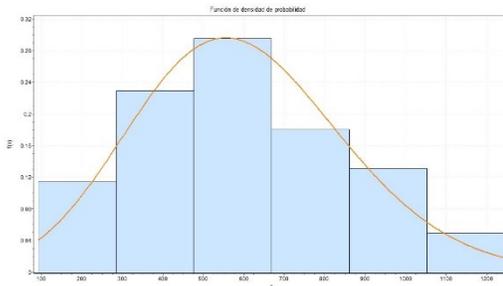
Caudal máximo anual (m3/s)				
Duqueco Villucura	Mininco longitudinal	Malleco Collipulli	Lumaco en Lumaco	Cholchol en Cholchol
976.8	109.0	472.8	175.0	939.9
976.8	135.8	406.8	73.7	825.0
1253.8	144.0	432.6	194.0	1054.5
204.4	112.0	222.2	129.6	878.8
461.2	285.9	223.7	147.2	600.4
558.3	153.9	546.7	89.3	1209.9
1151.8	43.0	244.6	61.6	1378.1
619.4	281.5	500.9	122.6	1097.9
378.5	73.6	465.5	180.1	897.7
558.0	153.7	406.0	89.0	1166.8
979.4	155.0	342.2	228.5	758.0
431.0	321.6	360.3	231.6	1521.5
710.0	196.0	155.1	250.4	873.5
562.4	92.7	414.7	161.6	1127.3
286.0	280.4	99.3	44.0	662.1
386.0	269.6	191.7	125.6	565.8
697.0	288.8	299.9	29.8	957.6
468.8	154.5	432.6	90.5	576.0
754.4	145.5	493.4	153.6	1261.2
499.0	202.5	227.1	125.5	1359.1
770.0	124.6	138.2	122.5	1443.9
840.8	202.6	665.5	142.1	1258.9
484.4	367.1	853.5	89.1	953.8
267.6	252.8	127.4	138.8	511.2
574.7	160.7	566.7	190.6	924.9
184.9	153.4	209.9	78.5	319.4
306.6	54.4	726.2	294.7	719.7
788.2	274.4	406.7	109.3	1243.0
857.6	25.0	403.5	83.6	1038.2
788.6	129.9	315.6	57.5	1128.2
813.6	175.0		30.6	932.3
560.2	114.0		51.0	816.5
348.4	174.1			1104.8
1100.7	100.8			1283.4
396.3	55.2			674.0
596.4	229.4			1615.7
463.5	233.8			854.6
389.0	91.7			714.2
505.6	281.6			488.0
536.8	95.2			378.2
338.5	95.2			492.2
	100.4			
	35.8			
	57.5			



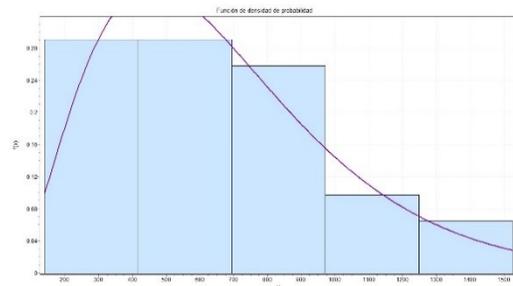
a) Loncomilla en Las Brisas



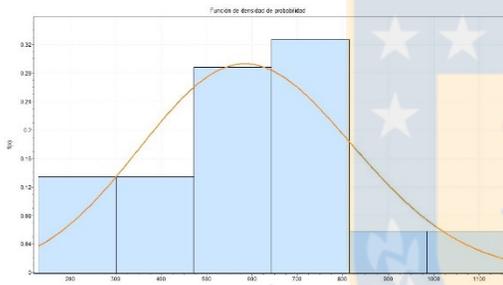
b) Perquillauquén en Quella



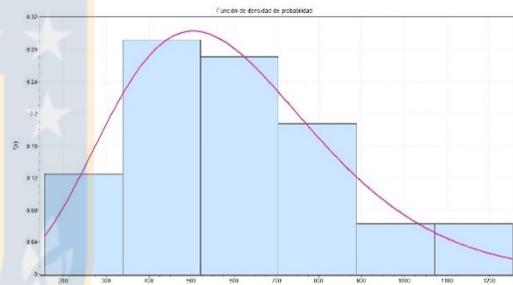
c) Perquillauquén en San Manuel



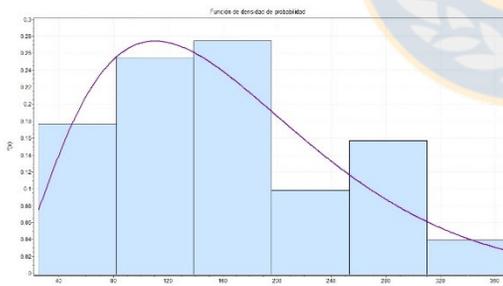
d) Diguillín en Longitudinal



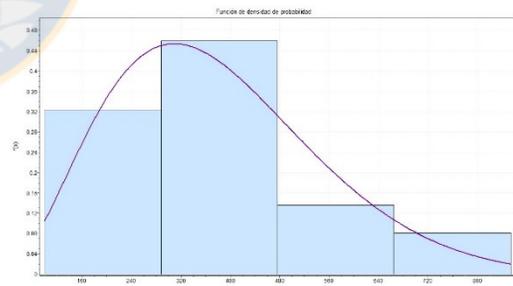
e) Itata en Cholguán



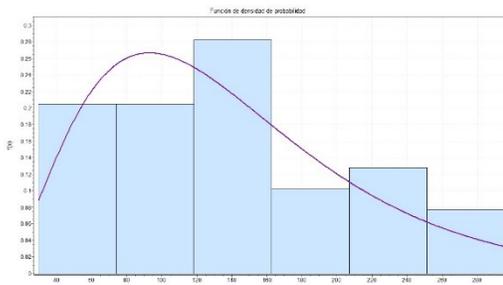
f) Duquenco en Villucura



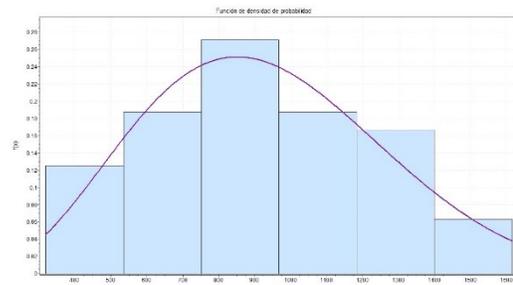
g) Mininco en Longitudinal



h) Malleco en Collipulli



i) Lumaco en Lumaco



j) Cholchol en Cholchol

Figura A.4.1 Funciones de frecuencia de caudales máximos anuales por estación.

Tabla A.4.3 Incremento porcentual según periodo de retorno para cada estación fluviométrica de la zona de estudio.

Estación		T (años)								
		2	4	5	10	25	50	100	200	500
N°1	Q (m3/s)	3225.40	4730.56	5144.02	6286.63	7553.99	8374.41	9098.96	9741.99	10485.37
	ΔQ (%)	-	-	0.09	0.33	0.60	0.77	0.92	1.06	1.22
N°2	Q (m3/s)	964.35	1495.44	1640.14	2032.18	2447.29	2701.49	2914.73	3094.08	3288.57
	ΔQ (%)	-	-	0.10	0.36	0.64	0.81	0.95	1.07	1.20
N°3	Q (m3/s)	582.75	764.74	811.86	939.92	1083.15	1179.50	1268.82	1352.83	1457.64
	ΔQ (%)	-	-	0.06	0.23	0.42	0.54	0.66	0.77	0.91
N°4	Q (m3/s)	601.68	865.81	941.33	1159.12	1420.37	1603.71	1777.29	1942.45	2149.37
	ΔQ (%)	-	-	0.09	0.34	0.64	0.85	1.05	1.24	1.48
N°5	Q (m3/s)	593.82	753.35	793.57	900.75	1017.18	1093.59	1163.14	1227.47	1306.31
	ΔQ (%)	-	-	0.05	0.20	0.35	0.45	0.54	0.63	0.73
N°6	Q (m3/s)	564.15	747.45	798.23	942.45	1113.61	1233.96	1348.91	1459.77	1601.45
	ΔQ (%)	-	-	0.06	0.25	0.48	0.64	0.79	0.94	1.13
N°7	Q (m3/s)	147.38	215.00	233.71	285.79	344.42	382.97	417.49	448.54	485.02
	ΔQ (%)	-	-	0.09	0.33	0.60	0.78	0.94	1.09	1.26
N°8	Q (m3/s)	359.36	485.13	518.89	611.48	714.24	781.52	841.85	896.42	961.09
	ΔQ (%)	-	-	0.07	0.26	0.47	0.61	0.74	0.85	0.98
N°9	Q (m3/s)	124.63	181.31	197.63	244.94	302.09	342.44	380.81	417.45	463.53
	ΔQ (%)	-	-	0.09	0.35	0.67	0.89	1.10	1.30	1.56
N°10	Q (m3/s)	908.02	1151.55	1213.95	1379.53	1554.60	1664.69	1760.54	1844.94	1942.20
	ΔQ (%)	-	-	0.05	0.20	0.35	0.45	0.53	0.60	0.69

Tabla A.4.4 Alturas de anegamiento según rangos de periodos de retorno.

[4 - 5]	[5 - 10]	[10 - 25]	[25 - 50]	[50 - 100]	[100 - 200]	[200 - 500]
0.00	0.00	0.23	0.46	0.66	0.79	0.98
0.02	0.07	0.31	0.53	0.73	0.85	1.04
0.06	0.15	0.38	0.6	0.79	0.92	1.09
0.03	0.23	0.46	0.66	0.72	0.98	1.04
0.00	0.03	0.29	0.52	0.79	0.85	1.09
0.09	0.12	0.37	0.59	0.85	0.91	1.15
0.00	0.21	0.44	0.65	0.79	0.97	1.10
0.02	0.29	0.52	0.72	0.85	1.04	1.16
0.00	0.09	0.35	0.58	0.91	0.91	1.22
0.04	0.18	0.43	0.65	0.71	0.98	1.02
0.00	0.27	0.51	0.72	0.77	1.04	1.08
0.00	0.35	0.58	0.79	0.84	1.10	1.14
0.00	0.02	0.28	0.50	0.64	0.84	0.96
0.03	0.11	0.36	0.57	0.71	0.9	1.02
0.00	0.20	0.43	0.64	0.77	0.96	1.08

[4 - 5]	[5 - 10]	[10 - 25]	[25 - 50]	[50 - 100]	[100 - 200]	[200 - 500]
0.09	0.28	0.50	0.71	0.67	1.02	0.98
0.07	0.00	0.21	0.44	0.73	0.77	1.04
0.02	0.05	0.29	0.51	0.80	0.83	1.10
0.00	0.13	0.36	0.58	0.73	0.90	1.04
0.00	0.21	0.44	0.64	0.79	0.96	1.10
0.00	0.00	0.23	0.46	0.85	0.80	1.16
0.00	0.07	0.31	0.53	0.79	0.86	1.11
0.00	0.16	0.39	0.60	0.86	0.92	1.17
0.03	0.23	0.46	0.67	0.92	0.98	1.22
0.00	0.03	0.29	0.52	0.71	0.85	1.03
0.09	0.12	0.37	0.59	0.78	0.92	1.09
0.00	0.21	0.45	0.66	0.84	0.98	1.15
0.02	0.29	0.52	0.73	0.65	1.04	0.96
0.00	0.09	0.35	0.58	0.71	0.92	1.02
0.00	0.18	0.43	0.65	0.78	0.98	1.08
0.11	0.27	0.51	0.72	0.67	1.05	0.99
0.00	0.35	0.58	0.79	0.74	1.11	1.05
0.06	0.02	0.28	0.51	0.8	0.84	1.11
0.03	0.11	0.36	0.58	0.73	0.91	1.05
0.00	0.20	0.43	0.65	0.80	0.97	1.11
0.09	0.28	0.51	0.71	0.86	1.03	1.17
0.07	0.00	0.21	0.44	0.80	0.78	1.11
0.02	0.05	0.29	0.51	0.86	0.84	1.17
0.00	0.13	0.37	0.58	0.93	0.90	1.23
0.04	0.21	0.44	0.65	0.72	0.96	1.04
0.11	0.00	0.24	0.46	0.79	0.80	1.10
0.02	0.07	0.32	0.54	0.85	0.87	1.16
0.06	0.16	0.39	0.61	0.65	0.93	0.97
0.03	0.24	0.46	0.67	0.72	0.99	1.03
0.00	0.03	0.30	0.52	0.78	0.86	1.09
0.09	0.13	0.37	0.59	0.68	0.93	1.00
0.00	0.22	0.45	0.66	0.75	0.99	1.06
0.02	0.30	0.52	0.73	0.81	1.05	1.12
0.00	0.09	0.36	0.59	0.74	0.93	1.06
0.00	0.19	0.44	0.66	0.81	0.99	1.12
0.00	0.28	0.51	0.73	0.87	1.05	1.18
0.00	0.36	0.59	0.80	0.81	1.11	1.12
0.00	0.02	0.28	0.51	0.87	0.85	1.18
0.03	0.11	0.36	0.58	0.94	0.92	1.24
0.00	0.2	0.44	0.65	0.73	0.98	1.05
0.09	0.28	0.51	0.72	0.80	1.04	1.11
0.00	0.00	0.22	0.44	0.86	0.78	1.17

[4 - 5]	[5 - 10]	[10 - 25]	[25 - 50]	[50 - 100]	[100 - 200]	[200 - 500]
0.02	0.05	0.29	0.52	0.66	0.85	0.98
0.00	0.14	0.37	0.59	0.73	0.91	1.04
0.00	0.22	0.44	0.65	0.80	0.97	1.10
	0.00	0.24	0.47		0.81	
	0.07	0.32	0.54		0.88	
	0.16	0.40	0.61		0.94	
	0.24	0.47	0.68		1.00	
	0.03	0.30	0.53		0.87	
	0.13	0.38	0.60		0.94	
	0.22	0.46	0.67		1.00	
	0.30	0.53	0.74		1.06	
	0.09	0.36	0.60		0.94	
	0.19	0.44	0.67		1.00	
	0.28	0.52	0.74		1.06	
	0.36	0.60	0.81		1.12	
	0.02	0.29	0.52		0.86	
	0.12	0.37	0.59		0.93	
	0.21	0.45	0.66		0.99	
	0.29	0.52	0.73		1.05	
	0.00	0.22	0.45		0.80	
	0.05	0.30	0.52		0.86	
	0.14	0.38	0.59		0.92	
	0.22	0.45	0.66		0.98	

ANEXO 5.6 Ilustración de aplicación de los modelos analíticos

Tabla A.5.1 Transito media diario anual para el tramo 1 y 2 del ejemplo de aplicación

Nombre camino	Autos	Camionetas	Camiones 2 ejes	Camiones + 2 ejes	Semi remolques	Remolques	Locomoción colectiva
Concepción	1831	1174	236	206	268	298	175
Bif. Patagual sur	1945	990	366	270	614	257	193
Transito medio diario anual:	46,16	25,14	6,42	4,63	8,72	5,22	3,71
Concepción - Santa Juana	2721	1326	291	155	412	187	177
Santa Juana	1765	1053	213	284	266	261	174
Bif. Patagual sur	1855	888	325	186	540	215	188
Transito medio diario anual:	47,03	24,23	6,15	4,64	9,03	4,92	4,00
Concepción - Hualqui	4289	1659	596	91	45	22	867
Directo	3726	1387	422	55	10	8	704
Periquillo	3699	1604	355	38	19	14	963
Transito medio diario anual:	56,94	22,60	6,67	0,89	0,36	0,21	12,32

