UNIVERSIDAD DE GRANADA

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Civil

PROGRAMA DE DOCTORADO:

EXPRESIÓN GRÁFICA, CARTOGRAFÍA Y PROYECTO URBANO (212 89 2)

TESIS DOCTORAL

MEDIDA DE LA CONSISTENCIA EN CARRETERAS CONVENCIONALES Y SU RELACIÓN CON LA SEGURIDAD VIAL. APLICACIÓN A LA PROVINCIA DE GRANADA

CONSISTENCY MEASURE IN TWO-LANE RURAL HIGHWAYS AND ITS RELATION TO ROAD SAFETY. APPLICATION TO THE PROVINCE OF GRANADA

Para la obtención del

GRADO DE DOCTOR POR LA UNIVERSIDAD DE GRANADA CON MENCIÓN DE DOCTORADO INTERNACIONAL

AUTOR:

LAURA GARACH MORCILLO

Granada, 2013

Editor: Editorial de la Universidad de Granada
Autor: Laura Garach Morcillo
D.L.: GR 386-2014
ISBN: 978-84-9028-783-5

UNIVERSIDAD DE GRANADA

E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Departamento de Ingeniería Civil

TESIS DOCTORAL

MEDIDA DE LA CONSISTENCIA EN CARRETERAS CONVENCIONALES Y SU RELACIÓN CON LA SEGURIDAD VIAL. APLICACIÓN A LA PROVINCIA DE GRANADA

CONSISTENCY MEASURE IN TWO-LANE RURAL HIGHWAYS AND ITS RELATION TO ROAD SAFETY. APPLICATION TO THE PROVINCE OF GRANADA

AUTOR:

LAURA GARACH MORCILLO

DIRECTOR:

FRANCISCO JAVIER CALVO POYO

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Universidad de Granada

TESIS DOCTORAL - 2013

Memoria presentada por Dª Laura Garach Morcillo para aspirar al grado de Doctor por la Universidad de Granada con mención de Doctorado Internacional.

La doctoranda Laura Garach Morcillo y el director de la tesis "Medida de la consistencia en carreteras convencionales y su relación con la seguridad vial. Aplicación a la provincia de Granada" garantizamos, al firmar esta tesis doctoral, que el trabajo ha sido realizado por la doctoranda bajo la dirección del director de la tesis y hasta donde nuestro conocimiento alcanza. En la realización del trabajo, se han respetado los derechos de otros autores a ser citados, cuando se han utilizado sus resultados o publicaciones.

Granada, Junio 2013

El Director de la Tesis:

Fdo.: D. Francisco Javier Calvo Poyo

La Doctoranda:

Fdo: Laura Garach Morcillo

AGRADECIMIENTOS

Mediante estas lineas me gustaría agradecer a todas aquellas personas que con su apoyo y colaboración me han ayudado a la realización de esta tesis. Es difícil citarlos a todos, por lo que ruego me perdonen por no nombrarlos personalmente. A todos ellos muchas gracias.

Quiero agradecer a mi director de tesis, D. Francisco Calvo Poyo el tiempo invertido en esta investigación. Muchas gracias por guiarme y asesorarme.

A mis compañeros de área, del Departamento de Ingeniería Civil y del Departamento de Ingeniería de la Construcción, al de Métodos Cuantitativos para la Economía y la Empresa y al Departamento de Matemática Aplicada, gracias por vuestro constante apoyo.

Gracias a mis padres, hermanos, familiares y amigos que han estado a mi lado en todo momento.

Quiero dedicarle todo mi esfuerzo y mi trabajo a mi marido y a mis hijos a los que tanto tiempo les he tenido que restar. Pablo, gracias por tu paciencia y apoyo incondicional, sin tí, no lo hubiera conseguido. Pablo, Laura y María, gracias por hacerme feliz aún en los momentos más duros, habéis sido sin duda mi pilar de apoyo y la inyección de fuerza que he necesitado en los momentos de debilidad. Gracias.

Por último, gracias a la Dirección General de Carreteras de la Consejería de Fomento y Vivienda de la Junta de Andalucía y a la Dirección General de Tráfico por facilitarnos todos los datos sin los que esta investigación no hubiera sido posible.

RESUMEN

Un diseño inapropiado de una carretera es el causante del 35% aproximadamente de los accidentes de tráfico. Una medida de la calidad del diseño es la consistencia, que se define como la relación entre las características geométricas de la carretera y las que el conductor espera encontrar. El diseño es consistente a lo largo de un tramo si los elementos que lo componen son homogéneos y no posee cambios bruscos en el trazado que puedan obligar al conductor a realizar maniobras peligrosas.

La velocidad de operación supone una medida muy eficaz de la consistencia, ya que cambios grandes en la velocidad de operación denotarán irremediablemente cambios grandes en la geometría de los distintos elementos del trazado que podrán sorprender al conductor y aumentar la probabilidad de que ocurra un accidente.

Se ha medido la consistencia, basada en la velocidad de operación, en carreteras convencionales con calzada única de dos carriles con doble sentido de circulación, de la provincia de Granada. Para conocer la velocidad de operación se ha requerido obtener la geometría del eje de la carretera y el cálculo del perfil de velocidad en tramos homogéneos en cuanto a características geométricas y de tráfico.

A partir de los perfiles de velocidad, se han determinado distintos modelos de consistencia: modelos locales, que estiman la consistencia en elementos aislados de un tramo, por ejemplo en un curva y modelos globales, que estiman la consistencia en todo el tramo del trazado. En base a los resultados obtenidos, y al análisis de algunas incongruencias encontradas en el modelo de consistencia global de Polus y Mattar-Habib (2004), se ha definido un nuevo modelo global de consistencia que mejora el cálculo de la consistencia de las carreteras.

Definido el nuevo modelo, se han utilizado árboles de decisión para comparar y descubrir relaciones entre distintos modelos de consistencia. Esto ha permitido descubrir a partir de cuántos elementos pobres aislados en un tramo, el tramo se considera inconsistente en base a modelos globales o conocer qué modelos son más conservadores que otros.

Además se han analizado la relación entre los distintos modelos de consistencia y la siniestralidad. Este análisis ha puesto de manifiesto que la consistencia, como era de esperar, influye positivamente en los accidentes. Sin embargo el bajo coeficiente de ajuste conseguido en los distintos modelos, indica que el diseño de la carretera no es el único factor que influye en los accidentes, sino que hay otros factores como el comportamiento del conductor, las características del vehículo, o condiciones climatológicas o de luminosidad, entre otros, que pueden afectar a la siniestralidad.

ABSTRACT

An inadequate design of a road is the cause of about 35% of traffic crashes. A measure of the design quality is the consistency. The consistency is defined as the relationship between the geometric characteristics of the road and those the driver expects to find. A road´s design is consistent if their elements are homogeneous and if has no abrupt changes that may require the driver to reckless maneuvers.

The operating speed is a very effective measure of consistency, since large changes in operating speed denoted hopelessly large changes in the geometry of the various elements of the roads that may surprise the driver and may increase the likelihood of crash occurrence.

The consistency, based on the operating speed has been calculated on two-lane rural highways of the province of Granada. To know the operating speed is required to obtain the geometry of the road and the calculation of the speed profile in homogeneous sections regarding geometric and traffic characteristics.

Different consistency models have been calculated from the speed profiles: local models that estimate the consistency of individual elements of a road segment, for example in a curve, and global models, that estimate the consistency over an entire road segment. Based on the results, and analysis of some inconsistencies found in the global model of Mattar-Habib Polus (2004), a new global consistency has been defined. This new model improves the estimation of the consistency of the roads.

Defined the new model, decision trees have been used to compare and discover relationships between different models of consistency. This has allowed knowing, how many poor (or good) elements make the road segment poor (or good) according to a global model of consistency. Besides, this has allowed knowing which models are more conservative than others.

On the other hand, the relationship between consistency and road safety has been analyzed. This analysis has shown that consistency, as expected, influences positively in crashes. However, the low coefficient of adjustment obtained in different models, indicates that the design of the road is not the only factor that influence in crashes. There are other factors such as driver behavior or vehicle characteristics that may affect crashes.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS ..... **i**

RESUMEN ..... **iii**

ABSTRACT ..... **v**

ÍNDICE DE TABLAS ..... **xi**

ÍNDICE DE FIGURAS ..... **xiii**

1. INTRODUCCIÓN **1**

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 1

1.2. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS 2

1.3. PRINCIPALES APORTACIONES 3

2. ESTADO DEL ARTE **7**

2.1. CONCEPTO DE CONSISTENCIA 7

2.2. CRITERIOS PARA MEDIR LA CONSISTENCIA 8

2.2.1. CRITERIO BASADO EN LA ESTABILIDAD DEL VEHÍCULO 8

2.2.2. CRITERIO BASADO EN ÍNDICES DE TRAZADO 9

2.2.3. CRITERIO BASADO EN LA CARGA DE TRABAJO DEL CONDUCTOR 10

2.2.4. CRITERIO BASADO EN LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN 12

2.3. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN MEDIANTE PERFILES DE VELOCIDAD 13

2.3.1. ESTIMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA CARRETERA 14

2.3.1.1. LAS ALINEACIONES. IMPORTANCIA DE SU CONOCIMIENTO 14

2.3.1.2. RESTITUCIÓN GEOMÉTRICA DE LA VÍA MEDIANTE CLASIFICACIÓN DE PUNTOS Y FIJACIÓN DE CURVAS 16

2.3.1.3. RESTITUCIÓN GEOMÉTRICA DE LA VÍA MEDIANTE SPLINE 17

2.3.2. CRITERIOS DE TRAMIFICACIÓN DE CARRETERAS 19

2.3.3. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN 26

2.3.3.1. VELOCIDAD EN CURVAS 26

2.3.3.2. VELOCIDAD EN RECTAS 28

2.3.3.3. TASAS DE ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN 32

2.3.4. CONSTRUCCIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD 35

2.4. MODELOS PARA MEDIR LA CONSISTENCIA BASADOS EN LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN 39

2.4.1. MODELOS DE EVALUACIÓN LOCAL DE LA CONSISTENCIA 39
2.4.2. MODELOS DE EVALUACIÓN CONTINUA O GLOBAL DE LA CONSISTENCIA ... 41
2.5. MINERÍA DE DATOS PARA COMPARACIÓN ENTRE DISTINTOS MODELOS DE CONSISTENCIA 44
2.5.1. ÁRBOLES DE DECISIÓN O CLASIFICACIÓN 45
2.5.1.1. ALGORITMOS DE CONSTRUCCIÓN DE ÁRBOLES DE DECISIÓN 48
2.5.1.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ÁRBOLES DE DECISIÓN 51
2.6. CONSISTENCIA Y SINIESTRALIDAD 52
2.7. CONSIDERACIONES FINALES 56
3. OBJETIVOS 61
4. MATERIALES Y METODOLOGÍA 65
4.1. FASES DE LA INVESTIGACIÓN 65
4.2. TRATAMIENTO DE LAS BASES DE DATOS 66
4.2.1. BASE DE DATOS DE CARRETERAS 66
4.2.2. BASES DE DATOS DE ACCIDENTES 67
4.3. OBTENCIÓN DE ALINEACIONES 69
4.4 OBTENCIÓN DE TRAMOS CON CARACTERÍSTICAS HOMOGÉNEAS 79
4.5. EL PERFIL DE VELOCIDAD 86
4.5.1. ELECCIÓN DE MODELOS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD 86
4.5.2. CONSTRUCCIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD 88
4.6. CÁLCULO DE LA CONSISTENCIA SEGÚN DISTINTOS MODELOS 95
4.7. COMPARACIÓN ENTRE MODELOS DE CONSISTENCIA MEDIANTE ÁRBOLES DE DECISIÓN 96
4.7.1. EL ALGORITMO CART 96
4.7.2. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE DIVISIÓN. OBTENCIÓN DE LA MÁXIMA PUREZA 97
4.7.3. ELECCIÓN DEL TAMAÑO DE ÁRBOL ADECUADO 98
4.7.3.1. REGLAS DE PARADA 99
4.7.3.2. LA PODA 99
4.7.4. TÉCNICAS DE VALIDACIÓN. 100
4.7.5. EVALUACIÓN DE LA PRECISIÓN DEL ÁRBOL 101
4.7.6. EXTRACCIÓN DE REGLAS 101
4.8. RELACIÓN ENTRE LA CONSISTENCIA Y LA SINIESTRALIDAD 103

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS 111
5.1. RESULTADOS DE LA OBTENCIÓN DE ALINEACIONES 111
5.1.1. ANÁLISIS DEL ERROR COMETIDO EN ALINEACIONES 116
5.1.2. CONSIDERACIONES FINALES EN LA DETERMINACIÓN DE ALINEACIONES .. 117
5.2. RESULTADOS DE LOS MODELOS DE CONSISTENCIA 118
5.3. ANÁLISIS DE LOS LÍMITES DE Ra y σ 124
5.4. PROPUESTA DE UN NUEVO MODELO DE CONSISTENCIA 133
5.4.2. COMPARACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES C_2 y C_4 139
5.5. COMPARACIÓN ENTRE LOS DISTINTOS MODELOS DE CONSISTENCIA 147
5.6. RELACIÓN ENTRE LA CONSISTENCIA Y LA SINIESTRALIDAD 160
6. CONCLUSIONES 169
6. CONCLUSIONS 175
7 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN 181
8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 185

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de consistencia basados en la estabilidad del vehículo..... 9
Tabla 2. Niveles de tramificación según IMD y ancho de carril y arcén..... 24
Tabla 3. Longitudes de tramo y criterios de tramificación 25
Tabla 4. Valores de aceleraciones y deceleraciones propuestos en la literatura..... 34
Tabla 5. Ecuaciones para construir diferentes casos del perfil de velocidad 38
Tabla 6. Niveles de consistencia según criterios basados en la velocidad de operación 40
Tabla 7. Umbrales para la determinación de la calidad de la consistencia del diseño.. 43
Tabla 8. Funciones de impureza según criterios de partición..... 49
Tabla 9. Alineaciones de la A-4004 (PK 0+000-PK 600+000)..... 79
Tabla 10. Porcentaje de tramos y longitudes según la IMD en el ámbito de estudio ... 80
Tabla 11. Porcentaje de tramos en cada intervalo de ancho de calzada..... 82
Tabla 12. Resumen de las características de los tramos homogéneos..... 85
Tabla 13. Ratios de aceleración y deceleración para perfiles de velocidad en curvas .. 88
Tabla 14. Evidencia de que un modelo es más correcto que otro según BIC..... 106
Tabla 15. Listado de puntos singulares y sus valores de curvatura en la A-348..... 115
Tabla 16. A-348. Comparación de alineaciones según proyecto y según método propuesto 117
Tabla 17. Alineaciones en un tramo de la A-348 120
Tabla 18. Resumen de los resultados de la aplicación de C_1, C_2 y C_3..... 120
Tabla 19. Grupos de variables a analizar para la validación de los límites de Ra y σ .. 124
Tabla 20. Coeficientes de correlación entre las variables de geometría y consistencia 128
Tabla 21. Grupos de variables seleccionadas para analizar los límites de Ra y σ..... 129
Tabla 22. Valores medios de variables geométricas y de consistencia por categorías de Ra y σ 129
Tabla 23. Valores de las variables para cada tramo de carretera..... 132
Tabla 24. Umbrales para la determinación de la consitencia según el modelo C_4..... 134
Tabla 25. Resumen de los valores del modelo C_4 para los tramos de estudio 138
Tabla 26. Clasificación de consistencia de tramos según diversos índices de Polus y C_4 139
Tabla 27. Puntos críticos para comparar categorías de consistencia 143
Tabla 28. Modelos a comparar y ejemplos de reglas a extraer 147
Tabla 29. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_1 con C_2 149
Tabla 30. Reglas obtenidas al comparar C_1 con C_2 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 151
Tabla 31. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_1 con C_2 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 151
Tabla 32. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_1 con C_4 153

Tabla 33. Reglas obtenidas al comparar C_1 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 154
Tabla 34. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_1 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 154
Tabla 35. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_2 con C_4 155
Tabla 36. Reglas obtenidas al comparar C_2 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 156
Tabla 37. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_2 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 157
Tabla 38. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_3 con C_4 158
Tabla 39. Reglas obtenidas al comparar C_3 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 159
Tabla 40. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_3 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento..... 159
Tabla 41. Modelos que relacionan la IMD, la longitud y la consistencia con la siniestralidad 161
Tabla 42. Comparación de modelos incluyendo o excluyendo la variable consistencia. 163
Tabla 43. Accidentes esperados para tramos con distinta consistencia. 164

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Perfil de velocidad 14
Figura 2. Tramificación en secciones homogéneas según el cambio en el CCR_{sect} 23
Figura 3. Diferentes casos de perfil de velocidad 36
Figura 4. Ejemplo de perfil de velocidad en una sección de carretera 42
Figura 5. Árbol de decisión para determinar la consistencia de un tramo de carretera 47
Figura 6. Fases de la investigación 65
Figura 7. Mapa de carreteras y accidentes de tráfico en el ámbito de estudio 69
Figura 8. Metodología para la determinación de alineaciones 70
Figura 9. Spline de interpolación 71
Figura 10. Spline cúbico de suavizado 73
Figura 11. Coordenadas UTM de los puntos de la A-4004 74
Figura 12. Spline de suavizado ajustado a los puntos de la A-4004 74
Figura 13. Diagrama de curvaturas y banda de tolerancia en la A-4004 76
Figura 14. Curvatura truncada en la A-4004 76
Figura 15. Ajuste de trapecios para la obtención de alineaciones 78
Figura 16. Ajuste de trapecios para la obtención de alineaciones en un tramo de carretera A-4004 78
Figura 17. Ejemplo de tramificación mediante CCR en la carretera A323 81
Figura 18. Ejemplo de tramificación mediante CCR en la carretera A385 81
Figura 19. Tramificación de la A-4076 respecto a la IMD, CCR y acho de calzada 83
Figura 20. Distribución de ramos según su longitud 84
Figura 21. Distribución de tramos de longitud inferior a 1 Km 85
Figura 22. Perfiles de velocidad en función de la longitud de la recta entre curvas 89
Figura 23. Perfil de velocidad con $L_R > D_{min}$ 91
Figura 24. Perfil de velocidad con $L_R = D_{min}$ 92
Figura 25. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R > X_n$ 92
Figura 26. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R = X_n$ con $V_1 > V_2$ 93
Figura 27. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R = X_n$ con $V_1 < V_2$ 93
Figura 28. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R < X_n$ con $V_1 > V_2$ 94
Figura 29. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$, $L_R < X_n$ con $V_1 < V_2$ 94
Figura 30. Localización de la carretera A-348 112
Figura 31. A-348: Spline ajustado a los puntos de la carretera 113
Figura 32. A-348: diagrama de curvaturas de la función spline 113
Figura 33. A-348: Diagrama de curvaturas truncadas 114
Figura 34. A-348: Aproximación del diagrama de curvaturas truncadas por trapecios 114
Figura 35. Alineaciones de la carretera A-348 116
Figura 36. Perfil de velocidad de la carretera A-348 y alineaciones en un tramo de la misma 119

Figura 37. Clasificación de tramos según Ra y σ 122
Figura 38. Clasificación de tramos según C_2, Ra y σ 122
Figura 39. Ra en función de C_2 123
Figura 40. σ en función de C_2 123
Figura 41. Perfiles de velocidad para 2 tramos de carretera con consistencia Ra y σ buena 131
Figura 42. Perfiles de velocidad para 2 tramos de carretera con consistencia Ra y σ aceptable 131
Figura 43. Perfiles de velocidad para 2 tramos de carretera con consistencia Ra y σ pobre 131
Figura 44. Valores de calibración de C_4 en función de Ra y σ 135
Figura 45. Clasificación de tramos según C_4 en función de Ra 137
Figura 46. Clasificación de tramos según C_4 en función de σ 137
Figura 47. Consistencia C_4 en función de Ra para distintos valores de σ 138
Figura 48. Clasificación de tramos según C_2 y C_4 en función de Ra y σ 140
Figura 49. C_2 en función de σ y Ra 141
Figura 50. C_4 en función de σ y Ra 141
Figura 51. Comparación de C_4 y C_2 mediante puntos críticos 142
Figura 52. C_2 en función de σ y Ra cortada por el plano C_2=1 m/s 144
Figura 53. C_2 en función de σ y Ra cortada por el plano C_2=2 m/s 144
Figura 54. C_4 en función de σ y Ra cortada por el plano C_4=1 m/s 145
Figura 55. C_4 en función de σ y Ra cortada por el plano C_4=2 m/s 145
Figura 56. Curvas generadas al cortar las superficies C_2 y C_4 con los planos horizontales de límites de consistencia 146
Figura 57. Árbol de decisión para explicar C_2 mediante C_1 149
Figura 58. Árbol de decisión para explicar C_4 mediante C_1 152
Figura 59. Árbol de decisión para explicar C_4 mediante C_2 155
Figura 60. Árbol de decisión para explicar C_3 mediante C_4 158
Figura 61. Ejemplos de tramos según las distintas categorías de σ, Ra, C_2 y C_4 164

1 INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La reducción de los accidentes de tráfico se ha convertido en uno de los principales objetivos en materia de transportes de cualquier país. Cada año se producen en todo el mundo aproximadamente 1,24 milllones de muertes por accidentes de tráfico. Las lesiones causadas por los accidentes de tráfico son la octava causa mundial de muerte, y la primera entre los jóvenes de 15 a 29 años. Las tendencias actuales indican que, si no se toman medidas urgentes, los accidentes de tráfico se convertirán en 2030 en la quinta causa de muerte (OMS, 2013).

De entre todos los factores que pueden influir en los accidentes, los factores fundamentales son el conductor, el vehículo y la infraestructura.

En cuanto al conductor se han llevado a cabo numerosas campañas de educación para actuar frente a velocidad excesiva, consumo de alcohol y drogas, uso del cinturón de seguridad, evitar las distracciones, etc. En cuanto al exceso de velocidad, hay muchos estudios que relacionan la instalación de dispositivos para reducir la velocidad en curvas con la disminución de accidentes de tráfico (Montella, 2009; Elvik, 2013; Hallmark et al., 2013; Li et al., 2013).

En lo referente al vehículo se trabaja continuamente en mejorar la seguridad vial tratando de que el vehículo incorpore las mayores medidas de seguridad posibles tales como airbag, barras laterales de protección, dispositivos de seguridad para niños y que esté en perfectas condiciones en cuanto al sistema de frenado, luces y neumáticos.

En cuanto a la infraestructura, son continuos los esfuerzos dirigidos a mejorar la siniestralidad mediante instalación de dispositivos de defensa, mejora de la señalización o ampliación de la visibilidad en un elemento del trazado, entre otros. Según algunos estudios, un diseño inapropiado es el causante de casi el 35% de los accidentes (Highway Safety Manual, 2010). Esta tesis se va a centrar en el análisis del diseño de la carretera para relacionarlo con la consistencia del mismo. La consistencia del diseño de una carretera es el grado de adecuación de su geometría a lo que el conductor espera encontrar cuando esté circulando por ella (Castro et al., 2008b). Una carretera consistente, que no presente cambios bruscos en su trazado, y por tanto que no presente grandes variaciones de velocidad durante su recorrido, se adaptará a lo que el conductor espera de ella. Por el contrario, cambios bruscos en el trazado pueden sorprender a los conductores y obligarles a realizar maniobras peligrosas que pueden derivar en accidentes.

Aunque hay distintos criterios para medir la consistencia del diseño, los más utilizados son los que se basan en la velocidad de operación (Gibreel et al., 1999, Fitzpatrick et

al., 2000, Ng y Sayed, 2004, Camacho-Torregosa et al., 2012, in press) que, generalmente, se identifica con el percentil 85 de la distribución de velocidades de vehículos ligeros circulando en condiciones de flujo libre en un tramo de carretera (Castro et al., 2008b). Dentro de los criterios basados en la velocidad de operación, los métodos de evaluación local evalúan la consistencia en un punto localizado del trazado. De esta forma, puede detectarse una consistencia deficiente, por ejemplo, en una determinada curva demasiado cerrada o en una determinada recta larga previa a una curva cerrada. Los métodos de evaluación continua o global ofrecen un valor de consistencia para un tramo completo, de modo que un tramo inconsistente reflejará una geometría con cambios bruscos (lo que dará lugar a mucha dispersión en las velocidades) en uno o varios elementos dentro del mismo.

La presente tesis se va a centrar en carreteras de calzada única de dos carriles con doble sentido de circulación, ya que en ellas se producen más del 70 % de los muertos por accidente de tráfico (Harwood et al., 2000; McGee y Hanscom, 2006). Se va a crear un nuevo índice de consistencia global, se va a analizar la consistencia mediante modelos locales y globales, comparando estos modelos entre sí mediantes árboles de decisión y se va a obtener la relación de cada modelo de consistencia con la siniestralidad.

1.2. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis está organizada en los siguientes siete capítulos.

El capítulo uno incluye una introducción a la tesis.

El capítulo dos, que constituye el estado del arte, presenta una descripción de los métodos existentes para evaluar la consistencia, prestando especial atención a los métodos basados en la velocidad de operación. En este capítulo se revisa igualmente la bibliografía existente sobre las herramientas necesarias para construir los perfiles de velocidad a partir de los que se obtiene la consistencia y sobre la consistencia y la siniestralidad.

El capítulo tres presenta los objetivos de este trabajo de investigación.

El capítulo cuatro presenta la metodología llevada a cabo. Esta incluye: el desarrollo de un método que permite obtener la geometría de la carretera (las curvas, rectas y clotoides); la obtención de los perfiles de velocidad a partir de los que se obtendrá la consistencia; la comparación de modelos de consistencia mediante árboles de decisión y por último, el los pasos seguidos para evaluar la relación existente entre la consistencia y la siniestralidad.

En el capítulo cinco se presentan los resultados del método propuesto para restituir la geometría de la carretera, los resultados de analizar los distintos modelos de consistencia existentes y de los obtenidos con un nuevo modelo de consistencia global propuesto. También se presentan los resultados de comparar entre sí los distintos modelos de consistencia mediante árboles de decisión y los resultados del análisis de estos modelos con la siniestralidad.

El capítulo seis recoge las principales conclusiones.

Finalmente el capítulo siete expone las futuras lineas de investigación.

1.3. PRINCIPALES APORTACIONES

Las principales aportaciones a las que ha dado lugar esta tesis son cinco artículos, y tres congresos internacionales.

Los siguientes artículos, han sido publicados o están bajo revisión:

- Artículo 1. Garach, L. De Oña, J. and Pasadas M. "Determination of alignments and curvatures for existing roads by using cubic splines". Artículo bajo revisión en *Mathematics and Computers in Simulation.*
- Artículo 2. Garach, L., De Oña, J. and Pasadas M. Spline approximation for extraction of road horizontal geometric. Artículo bajo revisión en *Automation in Construction*.
- Artículo 3. De Oña, J., Garach L., Calvo, F. and Muñoz T. Relationship of predicted speed reduction on horizontal curves and safety in two lane rural roads in Spain. Artículo bajo revisión en *Journal of Transportation Engineering*.
- Artículo 4. De Oña, J., Garach L. Accidents prediction model based on speed redcution on Spanish two-lane rural highways. *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 53 (2012) 1011 – 1019.

En lo que se refiere a congresos internacionales:

- Congreso 1. Garach, L., De Oña, J. and Pasadas M. Determination of alignment and curvatures for existing roads by using cubic splines. MAMERN' 2011, International conference on approximation methods and numerical modelling in environment and natural resources, Saidia (Morocco), Mayo, 2011.
- Congreso 2. Garach, L., De Oña, J. Rodríguez-González, M.L., López, G., De Oña, R. and Calvo F.J. M. Using real speed profiles to obtain consistency. Applications. MAMERN' 2011, International conference on approximation

methods and numerical modelling in environment and natural resources, Saidia (Morocco), Mayo, 2011.

- Congreso 3. De Oña, J. and Garach, L. Accidents prediction model based on speed reduction on Spanish two-lane rural highways. SIIV Roma MMXII: Sustainability of road infraestructures. Roma (Italy), Octubre, 2012.

2 ESTADO DEL ARTE

2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se hace un resumen de la literatura existente referida a los siguientes apartados:

- Concepto general de consistencia.
- Métodos para evaluar la consistencia.
- Velocidad de operación calculada mediante perfiles de velocidad y construcción de perfiles. Se revisará la literatura existente prestando especial atención en los siguientes aspectos que influyen a la hora de obtener el perfil de velocidad:
    a. Extracción de la geometría de la carretera.
    b. Determinación de tramos con características homogéneas.
    c. Análisis de los modelos existentes para conocer la velocidad teórica en cada elemento del trazado.
- Modelos locales y globales existentes para calcular la consistencia, basados en la velocidad de operación.
- Técnicas de minería de datos para comparación entre los distintos modelos de consistencia.
- Relaciones entre consistencia y la siniestralidad.

2.1. CONCEPTO DE CONSISTENCIA

El número anual de muertes por accidentes de tráfico no ha aumentado en los últimos tres años, pero aún se siguen produciendo 1,24 millones de víctimas cada año, que es una cifra inadmisible (OMS, 2013). Por eso, la siniestralidad sigue siendo uno de los problemas que más preocupa a la sociedad. De los factores que influyen en los accidentes de tráfico (conductor, vehículo, condiciones meteorológicas, infraestructura de la carretera, etc…) el ingeniero civil puede actuar fundamentalmente sobre el último de ellos. Existe bastante consenso en el hecho de que un mal diseño influye claramente en la seguridad de una carretera. Así pues, Treat el al. (1979) consideran que la infraestructura es la causante de más del 30% de los accidentes de tráfico.

La consistencia de la carretera se define como la relación entre sus características geométricas y aquellas que el conductor espera encontrar. Un trazado se considera no consistente si presenta cambios inesperados en su diseño que puedan sorprender al conductor y llevarlo a ejecutar maniobras críticas que pueden derivar en accidentes (Castro et al., 2008b; Camacho-Torregrosa et al., 2012, in press).

La consistencia ha sido objeto de estudio para numerosos autores (Lamm et al., 1988b; Ng y Sayed, 2004, Polus y Mattar-Habib, 2004; García y Camacho-Torregrosa, 2009a; Castro et al., 2008).

Hay varios criterios para medir la consistencia:

- Criterios basados en la estabilidad del vehículo analizando el rozamiento transversal movilizado y el que el contacto entre el pavimento y el neumático puede ofrecer,
- Criterios basados en el análisis de diversos índices de trazado,
- Criterios basados en la evaluación de la carga de trabajo del conductor,
- Criterios basados en la velocidad de operación en los elementos geométricos sucesivos que forman el trazado.

2.2. CRITERIOS PARA MEDIR LA CONSISTENCIA

2.2.1. CRITERIO BASADO EN LA ESTABILIDAD DEL VEHÍCULO

La estabilidad del vehículo es una medida del diseño de la carretera y está basada en el análisis del rozamiento transversal movilizado y el que el contacto entre el pavimento y el neumático puede ofrecer. Cuando el rozamiento transversal que proporciona la curva es insuficiente, el vehículo puede salirse de la misma o volcar.

Los tramos del trazado que no ofrecen estabilidad al vehículo pueden considerarse como inconsistencias respecto a su diseño. Evaluar la estabilidad del vehículo puede ayudar a identificarlas. La diferencia entre el rozamiento transversal movilizado y el que demanda el vehículo para no salirse de la curva se usa para representar la estabilidad del vehículo (Ecuación 1) (Ng y Sayed, 2004):

$$\Delta f_R = f_R - \mathrm{f_{RD}} \quad (1)$$

Donde:
Δf_R = Estabilidad del vehículo
f_R = Rozamiento transversal movilizado
f_{RD} = Rozamiento demandado por el vehículo

Lamm et al. (1999) desarrollaron un modelo para la evaluación de la consistencia (Ecuaciones 2 y 3) que es el más extendido por su simplicidad. En él, f_R se calcula en función de la velocidad de diseño, mientras que el f_{RD} se calcula en función de la velocidad de operación, del radio de la curva y de su peralte.

$$\mathrm{f_R} = 0{,}22 - 1{,}79 \times 10^{-3}\ \mathrm{V_d} + 0{,}56 \times 10^{-5}\ \mathrm{V_d^2} \quad (2)$$

$$\mathrm{f_{RD}} = \frac{\mathrm{V_{85}^2}}{127\mathrm{R}} - \mathrm{e} \quad (3)$$

Donde:

V_d = Velocidad de diseño (km/h),
V_{85} = Velocidad que sólo es sobrepasada por el 15% de los vehículos
R = Radio de la curva en m
e = Peralte.

Este modelo, propone los niveles de consistencia en función del Δf_R reflejados en la Tabla 1:

Evaluación	Criterio III
Buena	$f_R - f_{RD} \leq 0{,}01$
Aceptable	$0{,}01 > f_R - f_{RD} \geq -0{,}04$
Pobre	$f_R - f_{RD} < -0{,}04$

Fuente: Lamm et al. (1999)

Tabla 1. Niveles de consistencia basados en la estabilidad del vehículo

2.2.2. CRITERIO BASADO EN ÍNDICES DE TRAZADO

Los índices de trazado están basados en las características geométricas de la carretera y revelan inconsistencias cuando dichas características cambian significativamente. Algunos de los índices más usados para evaluar la consistencia (Pérez-Zuriaga et al., 2011, Castro et al., 2005) son:

Índices de trazado horizontales:

- Tasa de cambio de curvatura (CCR), que se define como la suma de los ángulos de deflexión entre la longitud total del tramo.
- Grado de curvatura (DC), que es la relación entre la longitud de la curva y su radio;
- Ratio entre la longitud de curvas en el tramo y la longitud del tramo (CL)
- Radio medio (AvgR), que es el radio de curvatura medio del segmento;
- Recta media (AvgT), que se mide como la longitud de las rectas entre el número de rectas;
- Radio máximo (MaxR) entre radio mínimo (MinR), que es la relación entre el máximo y el mínimo radio dentro de un segmento; es decir (MaxR/MinR).

Índices de trazado verticales:

- Tasa de cambio de curvatura vertical (VCCR), que refleja cambio de pendiente por km de carretera, y es el equivalente al la tasa de cambio de curvatura horizontal;

- Curvatura vertical media (VavgK), que representa la relación entre la longitud de la curva vertical y la pendiente de cambio. Muestra qué longitud de curva vertical se necesita para alcanzar un cambio de un 1% en la pendiente;
- Pendiente media (VavgG) que refleja el cambio de elevación entre puntos de cambio de inclinación consecutivos por kilómetro de carretera.

Índices combinados:

- CCR combo, que es la suma del CCR horizontal y el VCCR vertical.

Fitzpatrick et al. (2000) en un amplio análisis llevado a cabo en carreteras americanas, consideran más apropiadas las reducciones de velocidad que los índices del trazado para medir la consistencia. No obstante, de todos los índices del trazado, demostraron que el índice más adecuado para ser tomado como posible medida de consistencia del diseño por su relación con la siniestralidad fue el radio medio (AvgR).

Los resultados de la investigación llevada a cabo por Castro et al. (2005) en la que se consideran únicamente índices de trazado, recomiendan como índices para el análisis de la consistencia, la tasa de cambio de curvatura (CCR), la tasa de cambio de curvatura vertical (VCCR) y el índice combinado CCR combo.

2.2.3. CRITERIO BASADO EN LA CARGA DE TRABAJO DEL CONDUCTOR

La carga de trabajo puede definirse como una medida del esfuerzo que debe realizar una persona mientras desarrolla cierta tarea, independientemente de la naturaleza de la tarea (Pérez-Zuiraga et al., 2011).

Messer (1980) propuso que la carga mental mientras se está conduciendo está directamente relacionada con la consistencia. Las vías más inconsistentes presuponen una mayor carga mental y una mayor posibilidad de ejecutar una maniobra errónea.

La carga mental está relacionada con el grado de atención, existiendo un rango óptimo de carga mental en el que se maximiza la calidad de la tarea de la conducción (Lamm et al., 1999, De Waard, 2002). Por tal motivo los métodos de análisis de consistencia basados en este enfoque intentan medir la carga mental inducida por diferentes condicionantes existentes durante la conducción (Lamm et al., 1999).

Hay diferentes métodos para obtener la carga de trabajo de un tramo de carreteras (Pérez-Zuriaga et al., 2011). Estos métodos se basan en la medición de variables psicofísicas, en la distancia de visibilidad o en la demanda visual.

La medición de variables psicofísicas consiste en evaluar las respuestas físicas que la carga de trabajo produce en el conductor (Heger et al., 1995; Cafiso et al., 2004). Para

ello, se mide la frecuencia de pestañeo del conductor o su ritmo cardíaco. De este modo, un lento pestañeo puede ser indicativo de una baja carga de trabajo, mientras que un alto ritmo cardíaco puede ser indicativo de un carga de trabajo elevada.

En cuanto a la distancia de visibilidad, si la visibilidad es limitada,la carga de trabajo de los conductores aumenta porque necesitan actualizar la información relativa a la carretera con mayor frecuencia y procesarla en menor tiempo (Ng y Sayed, 2004). Apenas hay investigaciones relativas a la distancia de visibilidad (Altamira et al., 2010), sin embargo, las relativas a la demanda visual son más abundantes.

La demanda visual es la cantidad de información visual que un conductor necesita para mantener una adecuada trayectoria en la carretera (Wooldridge et al., 2000). Para estimarla, Wooldridge et al. (2000), propusieron dos modelos, en función de que el conductor estuviera o no familiarizado con la carretera:

$$VD_{LU} = 0{,}1793 + \frac{43{,}0}{\mathrm{R}} \tag{4}$$

$$VD_{LF} = 0{,}198 + \frac{29{,}2}{\mathrm{R}} \tag{5}$$

Donde:

VD_{LU} = Demanda visual para los conductores no familiarizados con la carretera
VD_{LF} = Demanda visual para los conductores familiarizados con la carretera
R = Radio de la curva horizontal.

Krammes et al. (1995) utilizaron una técnica consistente en que los conductores cierran los ojos y los vuelven a abrir sólo cuando piensan que es necesario extraer información de la carretera para guiar el vehículo adecuadamente. La cantidad de tiempo que los conductores tienen los ojos abiertos representó la carga de trabajo mental necesaria para la conducción. De este modo obtuvieron la siguiente relación:

$$\mathrm{WL} = 0{,}193 + 0{,}016\mathrm{DC} \qquad \mathrm{R}^2 = 0{,}90 \tag{6}$$

Donde:

WL (WorkLoad) = Carga de trabajo media en la curva en %
DC (Degree of Curvature) = Grado de curvatura de la curva horizontal.

Conceptualmente, la carga de trabajo podría identificar mejor las inconsistencias que la velocidad de operación ya que la carga de trabajo se mide directamente sobre el conductor mientras que la velocidad de operación es sólo una variable derivada de la manera de conducir. Sin embargo, la carga de trabajo se utiliza mucho menos que la velocidad de operación porque presenta una gran debilidad que es la dificultad de ser medida debido a su naturaleza subjetiva (Krammes y Glascock, 1992).

2.2.4. CRITERIO BASADO EN LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN

De acuerdo con la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (AASHTO 2004):

La velocidad de operación es la velocidad desarrollada por los conductores en condiciones de flujo libre. El percentil 85 de la distribución de velocidades, V_{85}, es la medida más utilizada para la velocidad de operación. Por tanto, la V_{85} es la velocidad que solo es superada por el 15% de los vehículos.

Si la carretera presenta una inconsistencia en el trazado, o un cambio brusco en las características geométricas de sus elementos, esto provocará un cambio brusco de velocidad.

Numerosos autores coinciden en que la velocidad de operación es la forma más extendida para evaluar la consistencia porque es relativamente fácil de medir y refleja el comportamiento de los conductores (Gibreel et al., 1999, Fitzpatrick et al., 2000, Ng y Sayed, 2004, Camacho-Torregosa et al., 2012, in press).

Fitzpatrick et al. (2000) investigaron, en un amplio estudio llevado a cabo en carreteras americanas, la relación entre la siniestralidad y medidas de consistencia basadas en reducciones de velocidad. Para ésto, analizaron los accidentes ocurridos en 5.287 curvas en un período de tres años. Utilizaron distribuciones de Poisson para ver la relación de los accidentes con el volumen de tráfico, con la longitud de los elementos y con las reducciones de velocidad. Además analizaron la relación entre la siniestralidad y diversos índices del trazado pero demostraron que los accidentes estaban más relacionados con la reducción de velocidad que con los índices de trazado.

Ng y Sayed (2004) analizaron 319 curvas y 511 rectas de carreteras convencionales en Canadá. Utilizaron distribuciones binomiales negativas para ver la relación entre los accidentes, el volumen de tráfico, la longitud de los elementos de estudio y las reducciones de velocidad. Encontraron una relación positiva entre la frecuencia de accidentes y las variables analizadas.

Camacho-Torregrosa et al. (2012), in press analizaron en 33 segmentos de carreteras españolas, la relacion entre la siniestralidad y distintas medidas obtenidas a partir del perfil de velocidad, tales como, el promedio de los decrementos de velocidad y la desviación típica de los decrementos de velocidad, encontrando que existía una gran relación entre la siniestralidad y la velocidad de operación.

Diferentes estudios de siniestralidad revelan que muchos problemas de seguridad se deben a una inapropiada velocidad (que no velocidad excesiva) (Elvik, 2013; Hallmark et al., 2013). La comparación de las velocidades de operación entre elementos del trazado consecutivos es una adecuada medida de consistencia porque un cambio

brusco de la geometría de la vía genera un cambio brusco de la velocidad de operación. Por ejemplo, si a continuación de una recta de gran longitud (que permita alcanzar una velocidad alta) se tiene una curva cerrada (que requiere una velocidad reducida) el conductor deberá reducir de manera importante la velocidad, pudiendo resultar peligrosa esta reducción y pudiendo producirse un accidente. Según Findley et al. (2012) es más peligroso una curva aislada que pueda sorprender al conductor que una zona de curvas en la que el conductor suele viajar con más precaución.

Ng y Sayed (2004) concluyeron que la velocidad de operación es la medida más común y simple de la consistencia y es la que mejor indica las inconsistencias porque cuando el diseño de la carretera quebranta las expectativas del conductor, éste reduce la velocidad del vehículo.

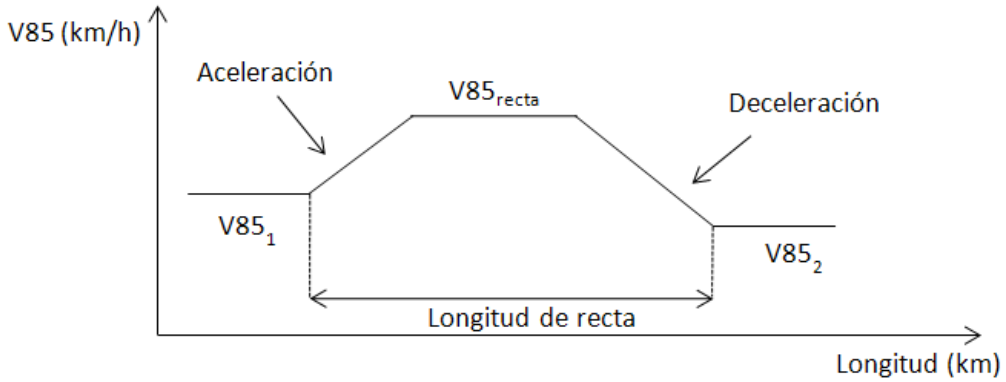
Además, la medición y estimación de la velocidad de operación es, de todas las formas que se han presentado anteriormente para medir la consistencia, la forma más sencilla de medirla.

La evidencia de que una inadecuada velocidad puede causar problemas de seguridad, combinada con la relativa sencillez de la medición de la velocidad, son los dos criterios que hacen que la velocidad de operación sea uno de los indicadores más utilizados para la evaluación de la consistencia. (Gibreel et al., 1999, Fitzpatrick et al., 2000, Ng y Sayed, 2004, Castro et al., 2008b, Cafiso, 2009, Camacho-Torregosa et al., 2012, in press).

El siguiente apartado, y dado que la velocidad de operación es el modelo más extendido para medir la consistencia, detalla cómo determinar dicha velocidad de operación.

2.3. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN MEDIANTE PERFILES DE VELOCIDAD

Para conocer la velocidad de operación (V_{85}) en cada elemento del trazado, o bien se toman medidas en campo, o bien se estima a partir del perfil de velocidad. Un perfil de velocidad representa la velocidad de operación a lo largo de la carretera (Figura 1):



Nota: $V85_1$: Percentil 85 de velocidad en la curva anterior; $V85_2$: Percentil 85 de velocidad en la curva posterior; V85recta: Máxima velocidad de operación en la recta

Figura 1. Perfil de velocidad

Por tanto, a partir del perfil de velocidad, se puede obtener la velocidad de operación.

Para construir el perfil de velocidad es necesario:

- Conocer la geometría de la carretera, es decir, las alineaciones (las curvas, las rectas y las clotoides).
- Tramificar la carretera estableciendo entre qué puntos se va a calcular el perfil de velocidad.
- Conocer la velocidad teórica en cada elemento del trazado así como la tasa de aceleración o deceleración entre los distintos elementos del trazado.

En los siguientes subapartados se realiza un resumen de los distintos métodos existentes para conocer la geometría de la vía, se analiza la tramificación de carreteras y se analizan los diversos modelos para conocer la velocidad en curvas, rectas y las aceleraciones o deceleraciones.

2.3.1. ESTIMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA CARRETERA

2.3.1.1. LAS ALINEACIONES. IMPORTANCIA DE SU CONOCIMIENTO

El trazado en planta de una carretera se define como un eje continuo formado por una sucesión de alineaciones. En la ingeniería de carreteras normalmente se emplean tres tipos de alineaciones: las alineaciones rectas en las que el acimut es constante y la curvatura es nula (radio infinito); las curvas circulares en las que el acimut varía linealmente con el camino recorrido y la curvatura es constante; y las curvas de transición, en las que tanto el acimut como la curvatura varían con el camino recorrido (Kraemer et al., 2003). De las distintas curvas de transición existentes, cuya finalidad es servir de enlace entre las alineaciones rectas y curvas, y que evitan la discontinuidad

en curvatura y peralte, la más frecuentemente utilizada en carreteras es la clotoide, que se caracteriza porque en todo punto de la misma el producto del radio de curvatura por la distancia al punto de curvatura nula es constante e igual al parámetro de la clotoide al cuadrado.

La extracción de la geometría de la carretera ha sido ampliamente estudiada por numerosos investigadores, ya que son muchas las investigaciones en las que se requiere conocer las alineaciones.

En el campo de la seguridad vial, programas como el Interactive Highway Safety Design Model (FHWA, 2004) para analizar la consistencia de carreteras basándose en el análisis de los perfiles de velocidad, o el Highway Safety Manual (FHWA, 2011), (que proporciona un método para cuantificar cambios en la frecuencia de accidentes en función de las características de la sección transversal de la carretera), requieren como paso previo la determinación de alineaciones.

También en el campo de la seguridad vial, numerosos estudios requieren su conocimiento. Por ejemplo, estudios que analizan si los tramos de carreteras curvos experimentan más accidentes y más graves que los tramos de carreteras rectos (Gibreel et al., 2001; Park et al., 2010; Rey et al., 2011; Wang et al., 2011), estudios que analizan la consistencia del trazado (Cafiso et al., 2008, Pérez-Zuriaga et al., 2010), estudios que tratan de calcular la visibilidad en carreteras existentes (Castro et al., 2011) o estudios que evalúan las condiciones de conducción del conductor y la carga mental del conductor (Pellegrino, 2009).

Otras aplicaciones, usadas por ingenieros del transporte, como trabajos de mantenimiento y reconstrucción (Gikas y Stratakos, 2011) necesitan también que el eje de la carretera esté definido en términos de alineaciones.

En carreteras de nueva construcción es inmediato obtener la geometría de la carretera a partir de los propios programas de diseño. Sin embargo, en carreteras existentes, esta documentación no suele estar disponible, no tiene el formato adecuado, no es actual o no es precisa. Por esto, se han realizado significativos progresos para obtener los datos de la carretera mediante tecnologías de captura de datos geoespaciales tales como GPS (Sistema de Posicionamiento Global) de alta precisión, teledetección aérea, imágenes de satélite de alta resolución, digitalización de mapas, etc. La mayoría de estas tecnologías proporciona un conjunto de datos georeferenciados.

La trayectoria del vehículo o el eje de la carretera pueden ser reconstruidos con relativa facilidad y estos datos son suficientes para muchas aplicaciones, tales como sistemas de navegación o sistemas de guía de rutas. Sin embargo, como se ha comentado anteriormente, en muchas ocasiones no basta con conocer el eje sino que es necesario dividir la carretera en función de su curvatura. Esta tarea es mucho más complicada. En algunos trabajos la identificación de alineaciones se hace de forma

manual, pero esta forma es muy poco precisa y además resulta muy tediosa, sobre todo si se quiere analizar toda una red de carreteras.

En el siguiente apartado se mencionan algunos estudios que realizan restituciones geométricas de la vía.

2.3.1.2. RESTITUCIÓN GEOMÉTRICA DE LA VÍA MEDIANTE CLASIFICACIÓN DE PUNTOS Y FIJACIÓN DE CURVAS

Varios autores han propuesto diferentes tipos de algoritmos para identificar las alineaciones basados en datos georeferenciados obtenidos a través de distintas metodologías (Imran y Hassan, 2006; Choi y Sung, 2007; Cafiso y Di Graziano, 2008; Jiménez et al., 2009; Karamanou et al., 2009; Tong et al., 2010; Gikas y Stratakos, 2011). Casi todos estas investigaciones (Imran y Hassan, 2006; Choi y Sung, 2007; Jiménez et al., 2009; Karamanou et al., 2009; Tong et al., 2010; Gikas y Stratakos, 2011) identifican dos etapas principales:

- En la primera etapa, cada uno de los puntos georeferenciados es clasificado en recta, curva o clotoide. Para ello, en primer lugar, se unen puntos consecutivos entre sí y se comparan los ángulos que forman las lineas que los unen (Imran y Hassan, 2006; Karamanou et al., 2009; Tong et al., 2010) o bien se van uniendo tres puntos de la trayectoria, se aproximan a una curva y se calcula el radio del punto del centro. A continuación se repite el proceso con otros tres puntos y así sucesivamente, hasta que finalmente se comparan los radios en puntos consecutivos (Jiménez et al., 2009; Gikas y Stratakos, 2011).

- La segunda etapa es una etapa de fijación de curvas en la cual, al conjunto de puntos, en función de que hayan sido clasificados en recta, curva o clotoide, se les fija una determinada curva geométrica, (por ejemplo, si cada uno de determinados puntos consecutivos ha sido clasificado como curva, a esos puntos se les fija una curva circular). Jiménez et al. (2009) utiliza el criterio minisum (minimización de la suma de los valores absolutos de las distancias entre el conjunto de puntos y la circunferencia) cuando fija las alineaciones, mientras que otros autores (Imran y Hassan, 2006; Choi y Sung, 2007; Karamanou et al., 2009; Tong et al., 2010; Gikas y Stratakos, 2011) usan regresiones de mínimos cuadrados.

Mientras que la mayoría de los autores (Imran y Hassan, 2006; Choi y Sung, 2007; Karamanou et al., 2009; Gikas y Stratakos, 2011) estiman la geometría de los parámetros de las alineaciones individualmente, es decir, fijan curvas por separado al conjunto de puntos clasificados como recta, como curva y como clotoide, Tong et al. (2010) propone un ajuste simultáneo de todas las alineaciones en conjunto. Para ello

utiliza regresiones de mínimos cuadrados para fijar curvas que se ajusten simultáneamente al conjunto de puntos que han sido clasificados en los diferentes tipos de alineaciones.

Otros autores han utilizado imágenes de satélite de alta resolución para obtener la geometría (Easa et al.,2007 y Dong et al., 2007). El objetivo de estas investigaciones era generar mapas de carreteras digitales de forma rápida y barata a partir de las imágenes de satélite de alta resolución. Easa et al. (2007) presentaron una metodología para obtener la alineación horizontal de una carretera utilizando imágenes del satélite de teledetección IKONOS. A partir de estas imágenes se obtiene la restitución de las curvas simples y curvas consecutivas sin recta intermedia y mediante la unión de estas con líneas rectas se obtiene la geometría de la vía. Los resultados mostraron que el método propuesto convergía en todos los casos y podía ser utilizado para la restitución de curvas horizontales. Sin embargo, en su estudio no tuvieron en cuenta las curvas de transición o clotoides. Dong et al. (2007), tomando como base el estudio anterior, llevaron a cabo la detección y restitución de las curvas de transición siempre que fueran simétricas, es decir que las clotoides a ambos lados de la curva fueran iguales. El proceso es similar al necesario para la restitución de las curvas horizontales utilizado por Easa et al. (2007), identificando las curvas de transición como espirales cúbicas. En ambos estudios se han aproximado de forma semiautomática las características de cada uno de los elementos a partir de imágenes de satélite de alta definición, aproximando la nube de puntos filtrada de la imagen a una serie de curvas, de modo que se minimice el error cuadrático medio (ECM).

2.3.1.3. RESTITUCIÓN GEOMÉTRICA DE LA VÍA MEDIANTE SPLINE

Otros autores han utilizado los spline para la restitución geométrica de la vía.

Los splines son herramientas matemáticas que se usan desde 1960 para interpolar o aproximar funciones (Castro et al., 2006).

El término "spline" hace referencia a una amplia clase de funciones que son utilizadas en aplicaciones que requieren la interpolación de datos, o un suavizado de curvas. Son funciones que pretenden unir de forma suave y continua una serie de puntos (Trincado y Vidal, 1999). Los splines son utilizados para trabajar tanto en una como en varias dimensiones. Las funciones para la interpolación por splines normalmente se determinan como funciones que suavizan o minimizan la aspereza de la interpolación, estando sometidas a una serie de restricciones.

Un spline es una curva definida en porciones mediante polinomios. En los problemas de interpolación se utiliza a menudo la interpolación mediante splines porque, aunque la interpolación polinómica proporciona una representación más cercana de los datos,

sin embargo, no hay en ella ninguna garantía de continuidad en la representación del polinomio ni en su derivada (Smith et al., 1974).

Muchos autores han utilizado las curvas splines por su flexibilidad, simplicidad matemática y computacional, para obtener la geometría de la vía, aunque mediante sus investigaciones sólo podían extraer el eje de la carretera sin distinguir en ella las alineaciones (Gruen y Li, 1997; Ben-Arieh et al., 2004; Castro et al., 2006). De hecho, Jiménez et al. (2009) a pesar de destacar las ventajas de los spline, descarta su uso por no ofrecer la posibilidad de determinar a partir de ellos las rectas, curvas y clotoides.

Cafiso y Di Graziano (2008) identifican las alineaciones de la carretera usando spline, pero presentan su técnica de forma muy somera y no validan los resultados obtenidos. A los puntos que constituyen la carretera se les ajusta una función spline y utilizando la curvatura del spline identifican las rectas, curvas y clotoides.

Lipar et al. (2011) mostraron un procedimiento para la estimación de la curvatura del eje central de una carretera a partir de datos procedentes de GPS que no eran equidistantes. El primer paso fue ajustar los datos a cada sección de la carretera mediante splines y generar vértices equidistantes de la polilínea de la curva ajustada, con los que posteriormente trabajar. Después se realizó la proyección de los tramos de polilínea en la esfera unidad uniéndolos con el centro de dicha esfera. A continuación se realizó la proyección estereográfica de la esfera unidad, proyectando la esfera en un plano. A partir de mínimos cuadrados, se identificó el plano de mejor ajuste para los puntos. Además se identificó el círculo producto de la intersección del plano de mejor ajuste para los puntos y la esfera unidad. La proyección estereográfica de este círculo al plano ecuatorial proporcionó como resultado el correspondiente arco circular y la curvatura. Sin embargo, la limitación principal de este método es que no identifica las clotoides.

Las técnicas más utilizadas hasta el momento para obtener alineaciones han sido las descritas en el apartado 2.3.1.2, basadas en la clasificación de puntos según su curvatura y posterior ajuste de curvas geométricas a dichos puntos. Sin embargo, algunos autores (Gruen y Li, 1997; Ben-Arieh et al., 2004; Castro et al., 2006; Cafiso y Di Graziano, 2008; Jiménez et al., 2009; Gikas y Stratakos, 2011; Lipar et al., 2011) han destacado las ventajas de los spline frente a dichas técnicas. Todos coinciden en que los spline son flexibles, además de destacables por su simplicidad matemática y computacional. No obstante, todos los defensores de los spline (salvo Cafiso y Di Graziano, 2008 y Lipar et al., 2011) los habían utilizado únicamente para extraer el eje de la carretera pero no para identificar las alineaciones.

Una vez conocido en el trazado dónde están situadas las curvas, las rectas y las clotoides, el siguiente paso antes de construir el perfil de velocidad, es establecer los tramos en los que va a ser calculado dicho perfil.

2.3.2. CRITERIOS DE TRAMIFICACIÓN DE CARRETERAS

La necesidad de estudiar secciones con características homogéneas, por simplicidad y por hacer estudios coherentes de seguridad vial, ha sido puesta de manifiesto por numerosos autores (Resende y Benekohal, 1997; Pardillo y Llamas, 2003; Fitzpatrick et al., 2006; Cafiso et al., 2008).

Los tramos se escogen siguiendo criterios de homogeneidad: intensidad constante o con pequeñas variaciones a lo largo del tramo y características físicas de la vía constantes (anchura y número de carriles, límite de velocidad, número de intersecciones, características de la mediana etc.).

Los criterios de tramificación, así como la longitud de los tramos considerados, son diferentes según los diferentes autores.

Resende y Benekohal (1997) llegaron a la conclusión de que la mínima longitud de segmento debía de ser 800 m para resultados de confianza en modelos de predicción de accidentes.

Qin y Ivan (2002)**,** estudiaron la relación entre distintos tipos de accidentes y el volumen de tráfico, la longitud del segmento, el límite de velocidad y el ancho de calzada en 29.800 segmentos de carreteras al azar dentro del Estado de Michigan, excluyendo intersecciones. Encontraron que la relación entre los accidentes y el volumen de tráfico era no lineal y variaba según el tipo de accidente. En su estudio no tuvieron en cuenta la homogeidad de los tramos y en cuanto a la longitud de los mismos, ésta varía desde 16 m a 12,51 Km con una media de 992 m.

Pardillo y Llamas (2003) dividieron la muestra en secciones homogéneas en las cuales todas las características geométricas y de tráfico de la carretera fueron constantes, resultando segmentos con una longitud media de menos de 400 m. Sin embargo, basándose en estudios previos como el de Resende y Benekohal (1997), pensaron que era una longitud media demasiado pequeña y decidieron hacer dos estudios, uno considerando segmentos de 1 Km y otro en el que consideraron segmentos limitados por intersecciones y o zonas urbanizadas en los que el volumen de tráfico y las características fueran constantes. La longitud varió entre 3 Km y 25 Km con una media de 14,6 Km.

La Federal Highway Administration en el año 2004, (FHWA, 2004), en el Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM), basándose en el trabajo previo llevado a cabo por Anderson et al. (1999), consideran tramos homogéneos en cuanto a intensidad media diaria en carreteras convencionales de zonas no urbanas. Eliminan segmentos de carretera dentro de pequeñas ciudades o próximos a intersecciones con Stops o semáforos en la carretera principal, intersecciones con grandes cambios en IMD,

cruces con ferrocarriles, y zonas de carriles adicionales. Obtienen secciones que varían desde una longitud mínima de 6,4 Km a una longitud máxima de 32 Km (las secciones que medían más de 32 Km se subdividieron para que la longitud fuera como máximo 32 km).

Castro et al. (2005), obtuvieron la segmentación de las carreteras representando la curvatura horizontal en función de la distancia recorrida a lo largo del eje de la carretera. Los puntos que mostraron un cambio de pendiente significativo en la representación fueron señalados como límite de segmentos. Mediante est criterio se obtuvieron longitudes de segmentos variando desde 300 m hasta 4 Km.

Sun et al. (2006), aplicaron el Highway Safety Manual (HSM) a carreteras convencionales de Louisiana, para estimar los accidentes en función del volumen de tráfico y de la longitud de los tramos. Consideraron tramos homogéneos en cuanto a volumen de tráfico y a ancho de calzada. La longitud media de sus tramos resultó ser de 5 km, midiendo 27 km el tramo más largo y 50 m el tramo más corto.

Puerto y París (2007) en el proyecto European Road Assessment Programme (EuroRAP) o Programa de Valoración de la Seguridad en las Carreteras Europeas, dividen las carreteras en tramos según las siguientes premisas:

- La intensidad media de vehículos (IMD) debe mantenerse constante o con pequeñas variaciones (±15%) a lo largo del tramo. Si se detecta una variación más significativa, se termina el tramo y empieza el siguiente.
- Las características de la vía deben mantenerse constantes durante el mismo tramo (anchura, separación entre sentidos de la marcha, características de la mediana, incorporaciones a nivel, características de los arcenes, número de carriles y límite de velocidad genérico).
- En caso de no cumplirse los dos puntos anteriores, un tramo finaliza cuando se han alcanzado entre 20 y 30 km, y entre 8 y 12 accidentes con muertos y/o heridos graves.

La EuroRAP considera que es necesario identificar la longitud óptima de los tramos a partir de la cual se encuentre el límite de estabilidad estadística de sus índices de riesgo (siempre y cuando dichos tramos no hayan sido sometidos a obras de envergadura). Así, por ejemplo, en el Reino Unido la longitud media de los tramos es de 27 km, mientras que en España es de 20 km, de lo que se desprende que dicha longitud no es un concepto homogéneo en todos los países.

El Real Automóvil Club de Cataluña (RACC) en 2008 (RACC, 2008), en su contrato de asistencia para analizar la red de carreteras de la Comunidad Autónoma de la Región de Murcia (CARM), aun siguiendo las mismas directrices principales que marca la

metodología EuroRAP, aplicaron algunas variaciones debido a características singulares de las carreteras de la comunidad de estudio. Así pues, aunque la longitud media para el conjunto de tramos EuroRAP en las carreteras españolas es de 20 km, en la CARM un alto porcentaje de carreteras cuenta con una longitud inferior a los 10 km (la longitud de los tramos de estudio considerados varíaba desde 1 km a 30 km). Debido a esta menor longitud media, una variación del ±15% en la IMD resultaba poco significativa, ya que está variación normalmente se debe al posicionamiento de las máquinas de aforamiento automáticas que recogen la información sobre la cantidad de vehículos que pasan por cada punto de aforo. En consecuencia el cierre de un tramo y apertura del siguiente en el estudio mencionado se realizó cuando se produjo una variación en la IMD del ±40%, de manera que representase un cambio significativo entre dos tramos adyacentes.

Beltrán (2008) en la tesina titulada ”Indicadores de seguridad de la infraestructura viaria en los accidentes por salida de vía. Revisión de la velocidad límite” lleva a cabo la tramificación de la carretera escogiendo tramos que siguen los siguientes criterios de homogeneidad:

- Intensidad constante o con pequeñas variaciones a lo largo del tramo.
- Características físicas de la vía constantes (anchura y número de carriles, límite de velocidad genérico, número de intersecciones, características de la mediana etc.)
- En caso de no cumplirse los dos puntos anteriores, un tramo finaliza cuando se han alcanzado entre 20 y 30 km.
- Pendiente del tramo que se esté analizando. Esta pendiente se puede clasificar en: tramo llano (i<5%), tramo ondulado (5%<i<10%) y tramo montañoso (10%<i). El tipo de tramo según la pendiente está directamente ligado con la inclinación media de la línea de máxima pendiente de cada tramo. La razón de realizar esta distinción es debida a que se considera que en cada tipo de tramo según la pendiente priman algunos factores con respecto a otros. Por ejemplo, la visibilidad en alzado es de gran importancia en zonas con pendiente.

García y Camacho-Torregrosa (2009b) consideran que la longitud del tramo debe estar entre 1 Km y 10 Km, la pendiente del tramo debe ser aproximadamente llana (en valor absoluto menor del 5%), volumen de tráfico aproximadamente constante y sin elementos intermedios que coarten la velocidad de operación, tales como elementos moderadores de tráfico o glorietas intermedias.

Martinelli et al. (2009) calibraron el modelo de predicción de accidentes propuesto en el HSM para una región de Italia. Obtuvieron una longitud media de los segmentos de 112 m, siendo 50 m la longitud de segmento mínima considerada. La segmentación se

realizó conforme a volumen de tráfico y a geometría. En cuanto a la segmentación por volumen de tráfico, considerando los intervalos de IMD que establece el HSM y en cuanto a parámetros geométricos, consideraron segmentos homogéneos en cuanto a longitud, a curvas horizontales, a pendiente, a ancho de carril, a ancho de arcén y a caminos de acceso. Eliminaron aquellos segmentos con una longitud menor de 50 m y eliminaron 75 m alrededor de cada intersección.

Rengarasu et al. (2009), trabajaron con dos bases de datos. Una, con segmentos de longitud mínima fija de 1 km y otra con segmentos homogéneos, cuya longitud variaba entre 1 m a 4,2 km, aunque el hecho de que la localización de los accidentes, por parte de la propia Administración en el momento de recogida de datos, pudiera ser imprecisa en algunos metros, les llevó a eliminar todos los segmentos de menos de 200 m. La división en segmentos homogéneos fue realizada en base al trazado en planta de la carretera, es decir, en base a curvas y rectas.

Cafiso et al. (2010), se basaron en el trabajo previo llevado a cabo en Cafiso et al. (2008), e identificaron los siguientes parámetros para dividir la muestra en segmentos homogéneos:

- Media anual diaria de tráfico (IMD) para describir la medida del riesgo de accidente.
- Tasa de cambio de curvatura (CCR) y ancho medio pavimentado (W) para describir principales características geométricas de la carretera.
- Índice de peligrosidad del borde de la carretera (RSH) que describe las características del borde de la vía.

Para identificar secciones con CCR constante, definieron el índice de cambio de curvatura de una sección (CCR_{sect}) como sigue:

$$\mathrm{CCR_{sect}} = \sum_i |g_i| / L \qquad (7)$$

Donde

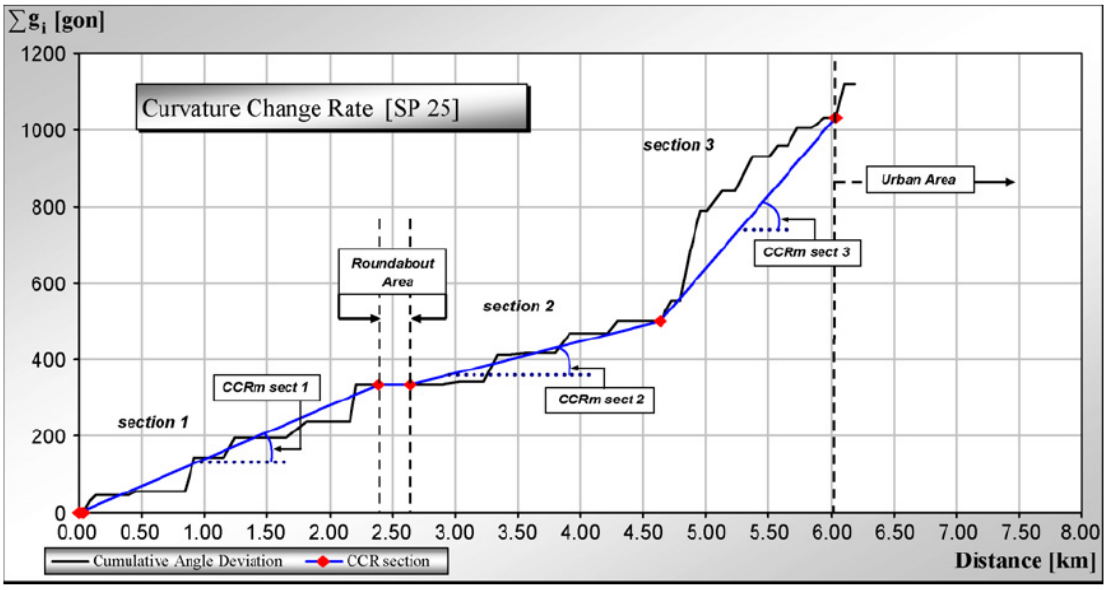
g_i = Deflexión (gonios) del ángulo entre dos elementos continuos (curva, rectas o clotoides) dentro de una sección de longitud L
L = Longitud de la sección (km)

La deflexión en las curvas se calcula dividiendo la longitud de la curva entre su radio. La deflexión en las rectas es cero (radio infinito en rectas) y la deflexión en las clotoides viene dada por la longitud de la clotoide dividida por dos veces el radio de la curva adyacente.

Si se representa la suma de las deflexiones de los ángulos g_i en función de la distancia se pueden identificar secciones con alineaciones homogéneas horizontales cuando la

pendiente de la recta que representa la desviación del ángulo acumulado sea relativamente constante tal y como se muestra en la Figura 2. Cuando cambie la pendiente de esta recta se identificará un cambio de sección.

Cafiso et al. (2008 y 2010), basándose en la normativa alemana (RAS-L, 1995), adoptaron una longitud mínima de 2 Km de sección para dividir las secciones según el cambio de CCR. Ambos artículos consideraron una sección homogénea cuando los cuatro parámetros mencionados, CCR_{sect}, W, IMD, y RSH fueran constantes. En Cafiso et al. (2008), la longitud mínima de sección considerada, resultado de considerar todos los criterios mencionados, fue de 100 m. Para un total 92,28 km, obtuvieron 62 secciones homogéneas y la longitud de sección varió entre 151 m y 4,141 km. En Cafiso et al. (2010) para un total de 168,20 Km, obtuvieron 107 secciones homogéneas con una longitud de sección que varió entre 500 m y 4,29 Km.



Fuente: Cafiso et al. (2010)

Figura 2. Tramificación en secciones homogéneas según el cambio en el CCR_{sect}

La FHWA (FHWA, 2011) en el HSM considera que un segmento empieza cuando cambia una de las siguientes características de la carretera:

- Media de volumen de tráfico (vehículos por día);
- Ancho de carril;
- Ancho de arcén;
- Tipo de arcén;
- Caminos de acceso;
- Nivel de riesgo de la carretera;

- Presencia o ausencia de franja sonora en el centro;
- Presencia o ausencia de luz;
- Presencia o ausencia de control automático de velocidad

El HSM recomienda una longitud mínima de 160 m (0,10 millas).

En el HSM se propone la siguiente tramificación en función de la IMD y del ancho de carril y de arcén:

Nivel 1		
Nivel 2		
IMD	**Ancho de carril**	**Ancho de arcén**
< 1000 veh/día	<2,9 m	<0,9 m
1000-3000 veh/día	2,9-3,2 m	0,9-1,5 m
3001-5000 veh/día	3,2-3,5 m	1,5-2,1 m
5001-10000 veh/día	> 3,5 m	>2,1 m
>10000 veh/día		

Fuente: HSM (2010)

Tabla 2. Niveles de tramificación según IMD y ancho de carril y arcén

En la Tabla 3 se presenta un resumen de las longitudes de tramo y de los distintos criterios para tramificar utilizados en las investigaciones anteriormente mencionadas. Algunas características que han sido escasamente utilizadas no se han incluido en la tabla. Por ejemplo, las características de la mediana o el límite de velocidad (Puerto y París, 2007; Beltrán, 2008) o el nivel de riesgo de la carretera, presencia o ausencia de luz, presencia o ausencia de franja sonora en el centro o presencia o ausencia de control automático de la velocidad (FHWA, 2011).

Estudio	Lmin (km)	Lmedia (km)	Lmax (km)	IMD	CCR	Ancho Calzada	Carac. Arcenes	Pendiente	Caminos Acceso
Qin y Ivan (2002)	0,016	0,992	12,51						
Pardillo y Llamas (2003). Opción 1	1	1	1						
Pardillo y Llamas (2003). Opción 2	3	14,6	25	X					
FHWA (2004)	6,4		32	X					
Castro et al. (2005)	0,3		4		X				
Sun et al. (2006)	0,05	5	27	X		X			
Puerto y París (2007)			30	X		X	X		
RACC (2008)	1		30	X					
Beltrán (2008)			30	X		X		X	
García y Camacho (2009b)	1		10	X					
Martinelli et al. (2009)	0,5	0,112		X		X	X		X
Rengarasu et al. (2009). Opción 1	1	1	1						
Rengarasu et al. (2009). Opción 2	0,2		4,2						
Cafiso et al. (2008)	0,15		4,14	X	X	X	X		
Cafiso et al. (2010)	0,5		4,29	X	X	X	X		
FHWA (2011)	0,16			X		X	X	X	X

Tabla 3. Longitudes de tramo y criterios de tramificación

Tal y como se aprecia en la Tabla 3 existe bastante discrepancia entre los distintos autores para la elección de la longitud de tramo a utilizar. Esta longitud varía desde un mínimo de 160 m a un máximo 30 km. En cuanto a los criterios más utilizados en la literatura para la tramificación, han sido, por este orden, la IMD, el ancho de calzada, las características de los arcenes y el CCR. Todos los autores que han utilizado los dos primeros han destacado su relación con la siniestralidad. En cuanto al CCR, utilizado por distintos autores (Crisman et al., 2005, R. Cafiso et al., 2008, Perco, 2008, Cafiso et al., 2010), es una de las más importantes metodologías para determinar tramos homogéneos de carreteras si se quiere tener en cuenta la geometría de la misma (García et al., 2013b). El CCR es un criterio importante para tramificar porque va a permitir diferenciar secciones con características geométricas diferentes (por ejemplo,

zonas curvas de rectas en una misma carretera, que consideradas en una misma sección pueden hacer que ésta sea inconsistente, mientras que si se tratan de de forma independiente pueden resultar ambas consistentes). No obstante, para no marcar un cambio de sección cada vez que haya un cambio en la curvatura de un elemento a otro del trazado, se toman secciones mínimas de CCR de 2 km siguiendo la normativa alemana comentada anteriormente (RAS-L, 1995).

Conocidas las alineaciones del trazado y los tramos entre los que se va a calcular el perfil de velocidad, falta conocer qué velocidad va a ser considerada en cada uno de los elementos de la carretera. En el siguiente apartado se repasan algunos modelos de velocidad existentes para los distintos elementos del trazado.

2.3.3. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN

Es necesario calcular la velocidad teórica que se puede alcanzar en cada elemento según se trate de una curva o una recta, así como la aceleración o deceleración entre cada uno de estos elementos, para poder construir el perfil de velocidad.

Existen numerosos modelos para estimar las velocidades en los distintos elementos del trazado, debido a las diferencias en los distintos países en cuanto al comportamiento de los conductores, a las diferentes condiciones climatológicas... En este apartado se hace un resumen de los principales modelos existentes en la literatura para velocidades en curvas, rectas y tasas de aceleración y deceleración.

2.3.3.1. VELOCIDAD EN CURVAS

En los últimos 50 años se han desarrollado muchos modelos para predecir la velocidad de operación en curvas. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la forma del modelo, las variables independientes y los coeficientes de regresión, difieren unos de otros. Esto puede ser consecuencia de las diferentes formas de conducir de unos paises a otros y pone de manifiesto el hecho de que ninguno de los modelos puede ser universalmente aceptado (Misaghi y Hassan, 2005).

La mayoría de las investigaciones proponen determinar la velocidad de operación usando las características geométricas de la alineación. Casi todos los modelos usan una sola variable que generalmente es el radio de la curva (R) o el grado de curvatura (DC) porque se obtienen expresiones muy sencillas con alto grado de correlacción (Taragin, 1954; McLean, 1981; Glennon et al., 1986; Lamm y Choueiri, 1987; Lamm et al., 1988; Kanellaidis et al., 1990; Ottesen, 1993; Islam y Seneviratne, 1994; Morrall y Talarico, 1994; Ottesen y Krammes, 1994; Kraemmes et al., 1995; Pasetti y Fambro, 1999; Ottesen y Kraemmes, 2000; Misaghi y Hassan, 2005; Castro et al., 2008a; Pérez-

Zuriaga et al., 2010). Todos estos modelos presentaron un grado de ajuste alto con valores que oscilaron entre un valor mínimo de 0,631 y un máximo de 0,98.

Otros modelos usan el CCR (Setra, 1986;Lamm y Choueiri, 1987; Lamm, 1993; Ottesen y Krammes, 1994; Lamm et al., 1995; Choueiri et al., 1995; Lamm et al., 1999; Pérez-Zuriaga et al., 2010). Los grados de ajuste obtenidos con esta variable también son altos, variando desde un mínimo de 0,63 a un máximo de 0,82.

Otros utilizan la longitud de la curva y el DC o el radio de la curva (Krammes et al., 1993; Krammes et al., 1995; Ottesen y Kraemmes, 2000; Castro et al., 2009) con grados de ajuste variando entre 0,81 y 0,82.

Otras investigaciones, además de tener en cuenta las características geométricas de la alineación, tienen en cuenta otras características relacionadas con la sección transversal, como el ancho de calzada y de carriles (Lamm y Choueiri, 1987; Dell´Acqua y Russo, 2010) o la velocidad en la recta próxima (McLean 1979; MacFadden y Elefteriadou, 1997; Cardoso et al., 1998; MacFadden y Elefteriadou, 2000; Abdul-Mawjoud y Sofia 2008). Todos presentan un alto grado de correlación con valores de R^2 que van desde 0,712 a 0,90).

Casi todos los estudios mencionados anteriormente consideran que la velocidad de operación es constante a lo largo de toda la curva. Además, tanto la velocidad que se utiliza para calibrar el modelo como la velocidad que estima dicho modelo, suele ser la del punto medio de la curva, considerando que es en este punto donde se da la velocidad mínima. Sin embargo, otros modelos no aceptan la hipótesis de que la velocidad sea constate a lo largo de la curva. Por ejemplo, Islam y Seneviratne (1994), en U.S., propusieron tres modelos para calcular la velocidad en las curvas. Uno para la velocidad al inicio, otro para la velocidad en el punto medio y otro para el final de la curva. Los grados de correlación que se obtuvieron fueron muy altos (0,99, 0,98, 0,90).

Gibreel et al. (2001) en Canadá, propusieron 5 modelos de velocidad en curvas para cinco puntos de la misma, el punto 1 situado en la recta precedente, entre 60 y 80 metros antes del inicio de la curva de transición, el punto 2 situado en el contacto entre la clotoide inicial y la curva circular, el punto 3 situado en el punto medio de la curva circular, el punto 4 situadao en el encuento entre la clotoide final y la curva y el punto 5 situado en la recta de salida, a 60 y 80 metros del punto donde finaliza la curva. De este modo consiguieron desarrollar un perfil de velocidad casi continuo de la velocidad de operación en las curvas. Los coeficientes de correlación que obtuvieron variaron entre 0,79 y 0,98.

Nie y Hassan (2007) en Ontario, Canadá, no se centran únicamente en el percentil 85, sino que calibran también los percentiles 50, 85 y 95 de la velocidad de operación en el punto medio de la curva. De este modo, sin llegar a tener perfiles de velocidad continuos, se consigue tener un mejor conocimiento del comportamiento del

conductor en la curva. Obtuvieron por tanto tres modelos, uno para cada uno de los percentiles de velocidad mencionados.

Pérez-Zuriaga et al. 2010 en España, obtuvieron perfiles continuos de velocidad. Con los datos recogidos crearon un modelo que estimaba la velocidad de operación mínima en la curva (no la del punto medio). Utilizaron los datos obtenidos en 43 curvas, y desarrollaron tres modelos para la estimación de la velocidad de operación, uno basado en el CCR para el que se obtuvo una correlación de 0,79, otro basado en el radio para curvas con radios superiores a 400 m, para el que la correlación obtenida fue del 0,76 y otro basado en el radio para curvas con radios inferiores a 400 m con una correlación de 0,84.

En todas las investigaciones mencionadas sólo se tiene en cuenta el trazado en planta. Un modelo para predecir la velocidad de operación que considere el trazado en planta y en alzado no aparece hasta el año 2000. Fitzpatrick et al. (2000) en U.S. calculan la velocidad de operación de la curva en función de la pendiente del terreno y de la concavidad o convexidad del acuerdo. Los coeficientes de correlación obtenidos varían desde 0,53 a 0,92.

Gibreel et al. (2001) además de considerar la velocidad en cinco puntos diferentes de la curva, desarrollaron modelos independientes para acuerdos cóncavos y convexos. Estudios posteriores (Bevilacqua et al., 2004 y Bella 2005 en Italia; Abdul-Mawjoud y Sofia 2008 en Iraq), también tienen en cuenta el trazado en alzado.

2.3.3.2. VELOCIDAD EN RECTAS

Los modelos para predecir la velocidad en rectas son mucho menos abundantes y presentan mucha menor correlación que los modelos de velocidad en curvas porque es más difícil de analizar el comportamiento de los conductores. La estimación de la velocidad en rectas es más complicada y mucho menos precisa porque no hay una variable clara, como pueda ser en las curvas el radio de la curva, en la que centrarse. La longitud de la recta es uno de los factores que determina la necesaria reducción de velocidad cuando se entra en una curva. Se pueden distinguir dos tipos de rectas (Pérez-Zuriaga et al.,2011):

- **Las rectas independientes**. Son aquellas cuya longitud es suficiente como para permitir al vehículo alcanzar la velocidad máxima deseada en la recta. La longitud mínima de éstas suele estimarse en 200 m.
- **Las rectas no independientes**. Son aquellas cuya longitud no es suficiente para poder permitir alcanzar la velocidad deseada.

La mayoría de los autores han recomendado velocidades para las rectas independientes. Los valores que proponen para las mismas generalmente son una velocidad constante a lo largo de la misma:

Krammes et al. (1995) en U.S. proponen una velocidad de 97,9 km/h, que corresponde a la velocidad deseada, definida como la velocidad a la que los conductores eligen viajar en condiciones de flujo libre cuando no se ven limitados por las características de la alineación. Fitzpatrick y Collins (2000) en U.S. apoyan este valor y también demuestran que se pueden dar valores más altos de velocidad en rectas. Basándose en el estudio de 176 rectas en carreteras convencionales, el percentil 85 estaba entre 93 y 104 km/h, por lo que Fitzpatrick y Collins (2000) consideraron que 100 km/h era un buen valor a adoptar para la velocidad deseada en rectas independientes.

Hassan et al. (2000) en Canadá,recomendaron una velocidad de 102,0 km/h, porque establecieron que este era el valor de la velocidad deseada en las rectas. Misagui y Hassan (2005), también en Canadá, propusieron 103,0 km/h para rectas independientes (longitudes de recta superiores a 200 m) y 95,8 km/h para rectas no independientes (longitudes de recta inferiores a 200 m).

Otros autores han considerado en sus estudios, un valor de velocidad en rectas independientes constante, obtenido sustituyendo los valores de una recta (radio infinito, grado de curvatura cero) en los modelos de velocidad en curvas. De este modo Lamm y Choueiri (1987) en U.S. proponen una velocidad de 94,7 km/h en rectas independientes. Este valor fue obtenido considerando radio infinito en sus modelos de velocidad en curvas.

Hassan et al. (2001) y Ng y Sayed (2004) en Canadá, consideraron un valor de 95,7 km/h resultante de tomar un valor de 0 en el modelo de velocidad en curvas de Morrall y Talarico (1994).

Richl y Sayed (2005) consideraron un valor de 98,18 km/h para la velocidad de operación en rectas independientes. Este valor fue obtenido utilizando los tres modelos propuestos por Islam y Seneviratne (1994) en Utah (U.S.) para calcular la velocidad en curvas (uno para la velocidad al principio, al final y en mitad de la curva). Consideraron en las tres ecuaciones el grado de curvatura cero y obtuvieron una velocidad media de 98,18 km/h como media de las tres ecuaciones.

Otros autores han empleado más variables para estimar la velocidad en las rectas:

Andueza (2000) en Venezuela y Crisman et al. (2005) en Italia desarrollaron modelos de velocidad en rectas que dependían de la longitud de la recta y del radio de la curva anterior.

Polus et al. (2000) en U.S. desarrollaron 4 modelos para predecir la velocidad en rectas. Las carreteras se dividieron en cuatro grupos en función de los radios de las curvas anterior y posterior y de la longitud de la recta. Los modelos introdujeron una variable independiente, que denominaron Geometric Measure (GM) que toma diferentes valores en función de la longitud de la recta existente entre las curvas. Para dicha longitud de recta establecieron un umbral t. Las velocidades de operación que estimaron para cada uno de los grupos fueron:

Grupo 1. El radio de la curva anterior y posterior a la recta es menor o igual a 250 m y la longitud de la recta entre curvas es inferior a 150 m. Para este grupo, la velocidad de operación que estimaron fue:

$$V_{85} = 101{,}11 - \frac{3420}{GM_s} \quad R^2 = 0{,}553 \tag{8}$$

Donde:

V_{85} = Velocidad de operación en km/h

GM_s = Variable independiente (Geometric Measure) para rectas cortas, en m, dada por:

$$GM_s = \frac{R_1 + R_2}{2} \quad \text{si } L_T < t \tag{9}$$

R_1 = Radio de la curva anterior en m

R_2 = Radio de la curva posterior en m

L_T = Longitud de la recta entre curvas en m

t = 215 m, umbral establecido para la longitud de la recta entre curvas

Grupo 2. El radio de la curva anterior y posterior a la recta es menor o igual a 250 m y la longitud de la recta entre curvas es mayor o igual que 150 m y menor que 1000 m. Para este grupo, sugirieron dos modelos (Ecuaciones 10 y 11) aunque destacan que el segundo proporciona mejor predicción que el primero:

$$V_{85} = 98{,}405 - \frac{3184}{GM_L} \quad R^2 = 0{,}684 \tag{10}$$

$$V_{85} = 105 - \frac{28{,}107}{e^{0{,}00108 \cdot GM_L}} \quad R^2 = 0{,}742 \tag{11}$$

Donde:

GM_L = Variable independiente (Geometric Measure) para rectas largas ,en m^2, dada por:

$$GM_L = \frac{L_T \cdot (R_1 \cdot R_2)^{\frac{1}{2}}}{100} \quad \text{si } L_T \geq t \tag{12}$$

Grupo 3. El radio de la curva anterior y posterior a la recta es mayor de 250 m y la longitud de la recta entre curvas es mayor o igual que 150 m y menor o igual que 1000 m. Para este grupo, no se pudieron identificar modelos adecuados, debido a la gran variabilidad de resultados que proporcionaron un R^2 de 0,20.

Grupo 4. El radio de la curva anterior y posterior a la recta es mayor de 250 m y la longitud de la recta entre curvas es mayor que 1000 m. Para este grupo, la velocidad de operación que estimaron fue:

$$V_{85} = 105 - \frac{22{,}953}{e^{0{,}00012 \cdot GM_L}} \quad R^2 = 0{,}838 \tag{13}$$

Figueroa y Tarko (2007) en Indiana, desarrollaron un modelo de velocidad en rectas en el que consideraban numerosas variables tales como la velocidad límite de la carretera, el porcentaje de camiones, la pendiente, el número de conductores residentes, la distancia de visibilidad y el ancho de la calzada y el ancho de los arcenes en función del tipo de pavimentación.

En España, Pérez-Zuriaga et al. (2010), desarrollaron un modelo para calcular la velocidad en las rectas, basado en perfiles de velocidad reales. Esta velocidad es función de la velocidad deseada (que estimaron en 110 km/h), de la longitud de la recta y de la velocidad en la curva anterior a la recta. El modelo presentó una correlación de 0,52.

En Italia, Dell´Acqua y Russo (2010), desarrollaron dos modelos de velocidad en rectas, uno para rectas de longitud menor de 500 m y otro con rectas de longitud mayor de 500 m. Para rectas de longitud superior a 500 m, la velocidad de operación fue establecida en:

$$V_{85T} = 66{,}94 + 0{,}00475 \cdot L_T + 0{,}0137 \cdot R_{PC}^{1,5} - 0{,}29 \cdot R_{PC} + 0{,}3019 \cdot V_{85PC} - 5{,}24 \cdot INT + 0{,}0594 \cdot W^2 - 0{,}579 \cdot RES \quad R^2 = 0{,}717 \tag{14}$$

Donde:

V_{85T} = Velocidad de operación en rectas (km/h)
L_T = Longitud de la recta (m)
R_{PC} = Radio de la curva anterior a la recta (m)
V_{85PC} = Velocidad de operación en la mitad de la curva anterior (km/h)
INT = Indicador de intersección, igual a 1 si la intersección está localizada 150 m antes o después del punto de estudio y si no, 0.
W = Ancho de carriles más arcenes (m)
RES = Número de vías residenciales recorridas por km

Para rectas de longitud inferior a 500 m, la velocidad de operación fue establecida en:

$$V_{85T} = 75{,}18 + 0{,}000337 \cdot R_{PC}^2 - 0{,}123 \cdot R_{PC} + 0{,}01697 \cdot D - 3{,}48 \cdot INT + 0{,}042 \cdot W^2 - 0{,}471 \cdot RES\ ; \qquad R^2 = 0{,}783 \qquad (15)$$

Donde:

D = Distancia desde el final de la curva anterior al punto de estudio (m)

Fitzpatrick et al. (2013) en Texas, desarrollaron un modelo para calcular la velocidad en las rectas en función de la variable límite de velocidad y otras variables independientes. Analizaron carreteras de 2 y 4 carriles. Algunas de las variables significativas para cuatro carriles fueron el límite de velocidad, si el carril es exterior o interior, la anchura de la mediana, la anchura del arcén o el tipo de vehículos. Las variables significativas para carreteras de 2 carriles fueron el límite de velocidad, el número de puntos de acceso, el número de curvas horizontales en 1 km aproximadamente antes y después de la curva, el ancho de carril, el tipo de vehículo y si era de día o de noche.

2.3.3.3. TASAS DE ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN

Para calcular el perfil de velocidad, es necesario aplicar ratios de aceleración y deceleración entre rectas y curvas para cambiar de la velocidad en la recta a la velocidad en la curva y viceversa (Figura 1).

Los primeros estudios llevados a cabo para obtener los valores de aceleración o deceleración proporcionaron valores constantes, independientes de parámetros tales como el radio de la curva o la longitud de la misma. Lamm et al. (1988) en U.S. propusieron que la deceleración al entrar en la curva y la aceleración al salir de la misma fueran iguales. Asumieron que, en el caso de la deceleración, todo el cambio de velocidad se producía en las rectas y en el caso de la aceleración, todo el cambio de velocidad se producía en las curvas. Obtuvieron unas tasas de aceleración y deceleración observadas que variaban de 0,85 a 0,88 m/s^2. Debido al reducido intervalo de las mismas, la conclusión del estudio fue un valor único para ambas tasas de 0,85 m/s^2. Estas aceleraciones y deceleraciones fueron recomendadas y adoptadas por Krammes et al. (1995) y Lamm et al. (1999) para evaluaciones de consistencia del diseños en carreterras convencionales.

Kockelke y Steinbrecher (1987) en Alemania, observaron unas tasas de aceleración y deceleración en la mayoría de los casos inferiores a 1 m/s^2, aunque en algún caso se llegaron a registrar valores de 2,50 m/s^2.

Collins y Krammes (1996) en Texas, estudiaron la tasa de aceleración y deceleración. Para la deceleración tomaron medidas en el intervalo comprendido entre la recta, a 60 m antes del comienzo de la curva y un cuarto del comienzo de la curva. Para la

aceleración tomaron medidas en el intervalo comprendido entre el final de la curva y 120 metros del punto de comienzo de la recta. La tasa de aceleración obtenida se situaba entre 0,12 y 0,52 m/s^2, mientras que la de deceleración se situó entre 0,35 y 1,19 m/s^2. Concluyeron que la tasa de deceleración no era significativamente diferente al valor de 0,85 m/s^2 propuesto por Lamm et al. (1998), pero el valor de aceleración de 0,85 m/s^2 propuesto por Lamm et al. (1998), sobreestimaba el valor real de la aceleración.

Fitzpatrick et al. (2000) en U.S. demostraron que todos los conductores cuando aceleraban para ir de una curva a una recta lo hacían en ambos elementos para la aceleración. Así mismo, cuando deceleraban para ir de una recta a una curva, utilizaban los dos elementos. Tomaron medidas 200 m antes y después de la curva y demostraron que las tasas de aceleración y deceleración eran diferentes de 0,85 m/s^2. Propusieron unas aceleraciones y deceleraciones en función del radio de la curva y de la pendiente del terreno. La tasa de aceleración máxima propuesta por ellos fue de 0,54 m/s^2 mientras que la tasa de deceleración máxima fue de 1 m/s^2.

Figueroa y Tarko (2005) en Indiana (U.S.), plantearon que la longitud en la que se produce el cambio de velocidad influía en las aceleraciones y deceleraciones. Desarrollaron dos modelos, uno para la zona de aceleración y otro para la zona de deceleración. Con ellos calcularon las velocidades de operación en un punto de la zona de aceleración y en un punto de la zona de deceleración respectivamente. Su estudio concluyó que el 65,5% de la deceleración y el 71,66% de la aceleración ocurría en las rectas. La tasa de aceleración media fue de 0,49 m/s^2 mientras que la tasa de deceleración media fue de 0,73 m/s^2.

En Italia, Perco y Robba (2006) estudiaron sólo la deceleración. Las diferencia de velocidad la obtuvieron considerando la velocidad media y la velocidad de percentil 85 (V_{85}). Los valores de deceleración obtenidos al considerar la velocidad media oscilaron desde un mínimo de 0,30 m/s^2 hasta un máximo de 0,84 m/s^2. Los valores de deceleración obtenidos al considerar la V_{85}, oscilaron desde un mínimo de 0,35 m/s^2 hasta un máximo de 1,16 m/s^2. Las conclusiones de su estudio fueron, en primer lugar, que si consideraban la velocidad media, la tasa de deceleración obtenida era similar a la tasa de deceleración de 0,85 m/s^2 estimada por Lamm et al. (1999), mientras que si consideraban la velocidad V_{85}, esta tasa sí era muy diferente a la de Lamm. Por otro lado concluyeron que la deceleración se producía en dos fases, una en la que el conductor dejaba de pisar el acelerador y otra en la que el conductor pisaba el freno, la tasa de deceleración de la segunda fase era la que más se parecía a la de Lamm et al. (1999).

Pérez-Zuriaga et al. (2010) en España, se basaron en perfiles continuos de velocidad obtenidos en 8 carreteras convencionales y desarrollaron un modelo para calcular la deceleración en función del radio de la curva (Ecuación 16). En este estudio observaron

que, en el 70,45% de los casos la deceleración comienza en la recta y finaliza en la curva, en el 61,98% la longitud de deceleración se localiza en la curva y que sólo en el 37,31% de los casos, la longitud de deceleración se localiza integramente en la recta, antes del inicio de la curva. Estos mismos autores, en Camacho-Torregrosa et al. (2012), siguiendo el mismo procedimiento que para las deceleraciones, desarrollaron un modelo para el cálculo de aceleraciones (Ecuación 17).

La fórmula propuesta para la deceleración:

$$d_{85} = 0{,}313 + \frac{114{,}436}{R} \quad (16)$$

La fórmula propuesta para la aceleración:

$$a_{85} = 0{,}417 + \frac{65{,}93588}{R} \quad (17)$$

En la Tabla 4 se presenta un resumen de los distintos valores de aceleración y deceleración propuestos.

Estudio	Aceleración (m/s^2)	Deceleración (m/s^2)
Lamm et al. (1988, 1999)	0,85	0,85
Krammes et al. (1995)	0,85	0,85
Kockelke y Steinbrecher (1987)	≤ 1	≤ 1
Collins y Krammes (1996)	0,12-0,52	0,35-1,19
Fitzpatrick et al. (2000)	$\leq 0{,}54$	≤ 1
Crisman et al. (2005)	$\leq 0{,}54$	≤ 1
Figueroa y Tarko (2005)	$\leq 0{,}49$	$\leq 0{,}73$
Perco y Robba (2006) Op 1	-	0,30-0,84
Perco y Robba (2006) Op 2	-	0,35-1,16
Pérez-Zuriaga et al. (2010)*	0,79	0,96

*Con objeto de comparar ambos modelos se ha calculado la aceleración y deceleración para un radio de 175 m

Tabla 4. Valores de aceleraciones y deceleraciones propuestos en la literatura

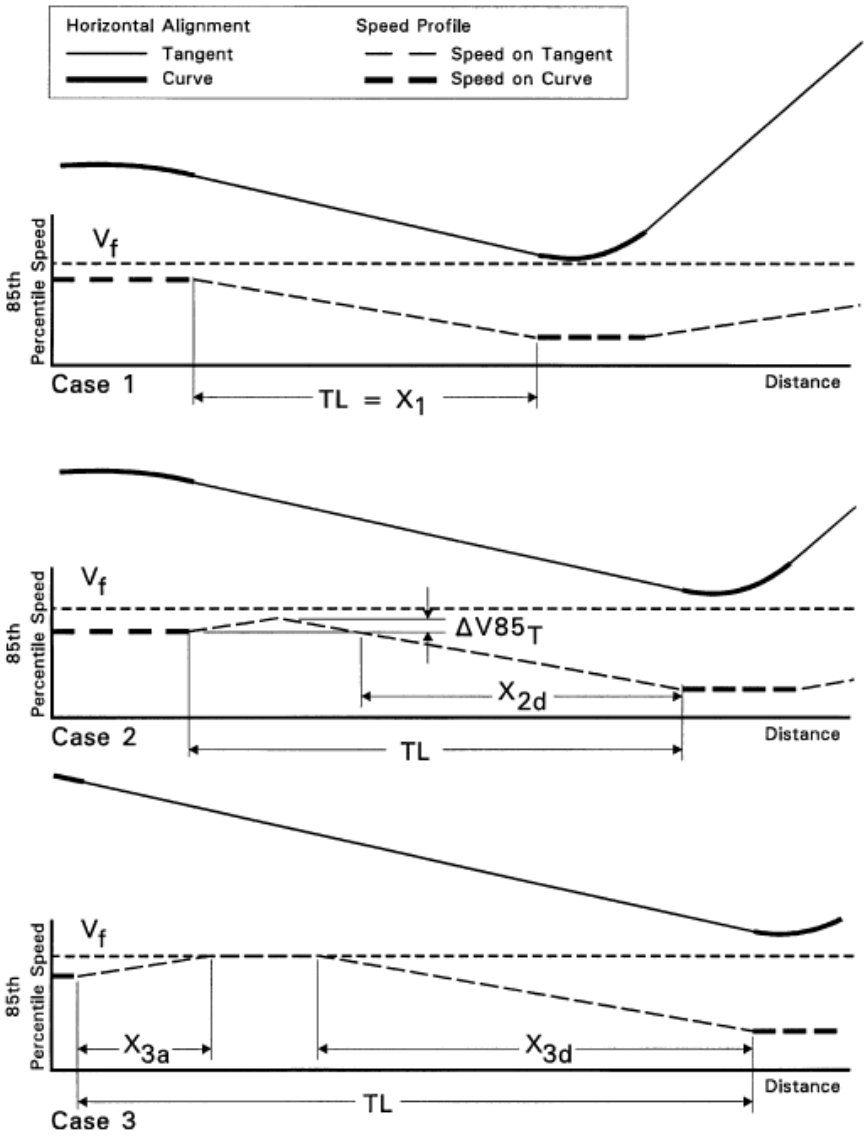
En la Tabla 4 se observa que la tendencia de las investigaciones posteriores a las de 1995 es considerar un valor de aceleración inferior al 0,85 m/s^2 propuesto inicialmente. En los valores deceleración no se encuentra tanto desacuerdo entre las investigaciones recientes y las iniciales, que daban por válido un valor constante de 0,85 m/s^2. Por otro lado, se aprecia como la mayoría de los estudios analizados consideran que la aceleración y deceleración no se producen únicamente en la curva o en la recta sino que se producen parte en la recta y parte en la curva.

Además de la revisión realizada, una buena revisión acerca de las velocidades de operación en los distintos elementos con las fórmulas de todos los modelos puede encontrarse en Pérez-Zuriaga et al. (2011).

2.3.4. CONSTRUCCIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD

Calculadas las velocidades en curvas, rectas y aceleraciones en todos los elementos del trazado, el siguiente paso para conocer la velocidad de operación en cada punto del trazado, es construir el perfil de velocidad. Lamm et al. (1988a), propusieron unas fórmulas para construir el perfil de velocidad basadas en la velocidad en una curva (la velocidad en la curva siguiente), la velocidad que se desea alcanzar en la recta, las tasas de aceleración y deceleración adoptadas, la distancia real entre ambas curvas y la distancia necesaria para alcanzar la velocidad de la curva siguiente desde la curva anterior. Posteriormente autores como Fitzpatrick y Collins (2000), Lamm et al. (2000), Ottesen y Krammes (2000), basándose en las ecuaciones propuestas por Lamm et al. (1988a), consideraron diversos casos posibles en el perfil de velocidad en función de la longitud de la recta existente entre las curvas. De este modo, en las rectas cortas, sólo se permitirá acelerar (ó decelerar) directamente desde la curva anterior a la curva siguiente según los valores de acceleración o deceleración adoptados. En las rectas largas, se podrá alcanzar la velocidad deseada en ellas o una algo inferior (si la recta no es suficientemente larga).

La Figura 3 muestra las variables que definen los distintos casos de perfiles de velocidad según Ottesen y Krammes (2000). En la Tabla 5 se presentan las ecuaciones para dichas variables. Estas ecuaciones fueron adaptadas de Lamm et al (1988a).



Fuente: Ottesen y Krammes (2000)

Figura 3. Diferentes casos de perfil de velocidad

Según Ottesen y Krammes (2000), la correcta clasificación de la recta que hay entre ambas curva simplifica la construcción del perfil de velocidad. Para clasificar la recta en los casos 1, 2 o 3 de la Figura 3 (Case 1, Case 2 o Case 3) se compara la longitud existente de la recta entre ambas curvas, denominada TL , con la denominada longitud crítica de recta (TL_c) que representa la mínima longitud de recta necesaria para que se pueda alcanzar la velocidad deseada en la recta (para que la recta sea independiente). Según Ottesen y Krammes (2000) la longitud crítica de recta se calcula de la siguiente forma:

$$\mathrm{TL_c} = \left(2V_f^2 - V85_1^2 - V85_2^2\right)/25{,}92\mathrm{a} \qquad (18)$$

Donde:

TLc = Longitud crítica de recta (m)

V_f = Percentil 85 de la velocidad deseada en rectas (km/h)
$V85_n$ = Percentil 85 de la velocidad en la curva n (km/h)
a = Aceleración/deceleración = 0,85 m/s^2

En el caso 3, la longitud de recta existente entre las dos curvas es mayor que TL_c, por lo que es posible alcanzar la velocidad deseada en la recta, e incluso mantenerla. En el caso 1, dicha longitud de recta es menor o igual a la distancia necesaria para sólamente acelerar (ó decelerar) directamente de una curva n a la siguiente curva (n+1) con una aceleración (ó deceleración) de 0,85 m/s2. El caso 2 se puede separar en dos subcasos: el 2.1, que es el que se presenta en la Figura 3, en el que la longitud de la recta es tal que se alcanza una velocidad en la recta pero es inferior a la velocidad deseada (es decir, $TL < TL_c$), y el caso 2.2 en el que la longitud de la recta es suficiente para alcanzar la velocidad deseada en la recta, pero ésta se alcanza instantáneamente y no puede mantenerse ($TL=TL_c$).

Case	Condition	Equation	V_f Reached?
1	$TL = X_1$	$X_1 = \frac{V85_1^2 - V85_2^2}{25.92\ a}$	No
2.1	$TL < TL_c$	$X_{2d} = \frac{V85_1^2 - V85_2^2}{25.92\ a}$ $Max(V85)^*_{Tan} = V85_1 + \Delta V85_{Tan}$ $\Delta V85_{Tan} = \frac{-2V85_1 + [4V85_1^2 + 44.06(TL - X_{2d})]^{\frac{1}{2}}}{2}$ *Note that when calculating $Max(V85)_{Tan}$ the curve with the lower degree of curvature must be selected.	No
2.2	$TL = TL_c$	$X_{2a} = X_{3a} = \frac{V_f^2 - V85_1^2}{25.92\ a}$	Yes, reached but not sustained
3	$TL > TL_c$	$X_{3a} = \frac{V_f^2 - V85_1^2}{25.92\ a}$ $X_{3d} = \frac{V_f^2 - V85_2^2}{25.92\ a}$	Yes, reached and sustained

$X_{n(a,d)}$ = Distancia recorrida en el Caso n durante la aceleración (a) o deceleración (d)(km/h)
$V85_n$ = Percentil 85 de la velocidad en la curva n (km/h)
ΔV85 = Diferencia entre los percentiles 85 de la velocidad (km/h)
a = Aceleración/deceleración = 0,85 m/s2
TL = Longitud de la recta (m)
TLc = Longitud crítica de recta (m)
V_f = Percentil 85 de la velocidad deseada en rectas (km/h)

Fuente: Ottesen y Krammes (2000)

Tabla 5. Ecuaciones para construir diferentes casos del perfil de velocidad

Calculado el perfil de velocidad, y por tanto la velocidad de operación en cada elemento del trazado, ya se está en disposición de calcular la consistencia basada en dicha velocidad de operación.

2.4. MODELOS PARA MEDIR LA CONSISTENCIA BASADOS EN LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN

Existen dos métodos para medir la consistencia basada en la velocidad de operación:

Los modelos de evaluación local que evalúan la consistencia en un punto localizado del trazado (en una curva, en una recta), evaluando los elementos geométricos de forma individual.

Los modelos de evaluación continua o global que ofrecen un valor de consistencia para todo el tramo de estudio (que puede incluir varias curvas y/o rectas), analizando la consistencia global del tramo.

2.4.1. MODELOS DE EVALUACIÓN LOCAL DE LA CONSISTENCIA

El objetivo de los modelos de evaluación local de la consistencia es evaluar la consistencia de cada elemento geométrico aislado, comparando bien la velocidad de operación en el elemento con la velocidad de diseño o bien comparando la velocidad de operación de elementos sucesivos. Estos modelos permitirán identificar inconsistencias locales, en elementos concretos del trazado.

En Rusia, Babkov (1968) concluyó que se podían obtener diseños consistentes y seguros cuando la diferencia de la velocidad de operación entre dos elementos consecutivos no fuera superior al 15% de la velocidad en el elemento precedente.

En Estados Unidos, Leisch y Leisch (1977), propusieron un concepto de velocidad de diseño basado en la velocidad de operación, cuyo objetivo era mejorar la consistencia. Recomendaron que la diferencia de velocidad de operación entre dos alineaciones consecutivas no debería superar los 10 km/h. Además sugirieron que no debía de superarse este umbral en otras ocasiones: la diferencia de velocidad de diseño de la vía con la velocidad en cualquier alineación; la diferencia de velocidad de operación entre vehículos ligeros y la diferencia de velocidad de operación entre vehículos ligeros y pesados en un elemento específico del trazado.

Lamm et al. (1988b, 1999) evaluaron la consistencia en elementos independientes de la carretera y propusieron el siguiente criterio basado en la velocidad de operación de cada elemento (V_{85}) y en la velocidad de diseño de la carretera (V_d):

Diseño bueno: V_{85}-$V_d \leq 10$ km/h
Diseño aceptable: 10 km/h < V_{85}-$V_d \leq 20$ km/h
Diseño pobre: V_{85}-$V_d > 20$ km/h

En el caso de que la consistencia fuera buena sugirieron no hacer ninguna corrección a la alineación, si la consistencia fuera aceptable propusieron cambiar aquellas características de la alineación que pudieran mejorar la consistencia tales como el peralte de la curva, su visibilidad, etc. Si la consistencia fuera pobre, sugirieron rediseñar el trazado del elemento del tramo, basándose en la velocidad de operación esperada.

Kanellaidis et al. (1990) sugirieron que se pueden alcanzar buenos diseños cuando la diferencia de velocidad de operación entre la recta y la curva siguiente no excede los 10 km/h.

Al-Masaeid et al. (1995) también consideraron la reducción de velocidad entre una recta y la curva siguiente como variable fundamental para calcular la consistencia.

Lamm et al. (1999) establecieron tres criterios para evaluar la consistencia del diseño geométrico de carreteras. El criterio I ya lo establecieron en Lamm et al. (1988b). De los tres criterios, el criterio II es el más utilizado:

- Criterio I. Comparación entre la velocidad de diseño y la de operación
- Criterio II. Comparación de velocidad de operación entre elementos sucesivos del trazado.
- Criterio III. Compara el rozamiento transversal movilizado y el demandado

Para establecer los umbrales se basaron en un análisis de siniestralidad.

Los umbrales para el criterio III son los que figuran en la Tabla 1. En la Tabla 6 se resumen los umbrales utilizados en los criterios I y II de Lamm:

Evaluación	Criterio I (km/h)	Criterio II (km/h)
Buena	$\lvert V_{85} - V_d \rvert \leq 10$	$\lvert V_{85i} - V_{85i+1} \rvert \leq 10$
Aceptable	$10 < \lvert V_{85} - V_d \rvert \leq 20$	$10 < \lvert V_{85i} - V_{85i+1} \rvert \leq 20$
Pobre	$\lvert V_{85} - V_d \rvert > 20$	$\lvert V_{85i} - V_{85i+1} \rvert > 20$

Fuente: Lamm et al. (1999)

Tabla 6. Niveles de consistencia según criterios basados en la velocidad de operación

Fitzpatrick et al. (1997) estudiaron la relación entre la velocidad de diseño y la velocidad de operación en carreteras convencionales y encontraron que la velocidad de operación en curvas fue inferior a la velocidad de diseño para todas las curvas cuya velocidad de velocidad de diseño era superior a 70 Km/h y que la velocidad de operación era superior a la velocidad de diseño para la mayoría de las curvas con velocidad de diseño inferior a 70 km/h.

Destacaron que cuando la velocidad de operación era más alta que la velocidad de diseño, podía surgir una velocidad inconsistente en este elemento . Concluyeron que la velocidad de operación era una adecuada velocidad para señalar la velocidad límite en señalización vertical incluso para aquellas secciones de carretera en las que la velocidad de diseño fuera menor que la velocidad de operación.

Además, hay que destacar que el entorno geográfico en el que se han obtenido las variables relacionadas con la consistencia y la relación de dichas variables con la tasa de siniestralidad puede influir bastante en los resultados. Por ello, la extrapolación a otros ámbitos debe realizarse con precauciones (Pérez-Zuriaga et al. 2011). Por ejemplo, estudios posteriores realizados aplicando los criterios de Lamm revelaron que un límite de 20 km/h como diferencia de velocidad de operación entre elementos sucesivos, como reflejo de un nivel de consistencia pobre, era aplicable a Korea (Lee et al., 2000). Sin embargo Cafiso y La Cava (2009), establecieron para Italia los siguientes umbrales de consistencia:

Diseño bueno: $\Delta V_{85} < 7{,}5$ km/h

Diseño aceptable: 7,5 km/h $\leq \Delta V_{85} < 15$ km/h

Diseño pobre: $\Delta V_{85} \geq 15$ km/h

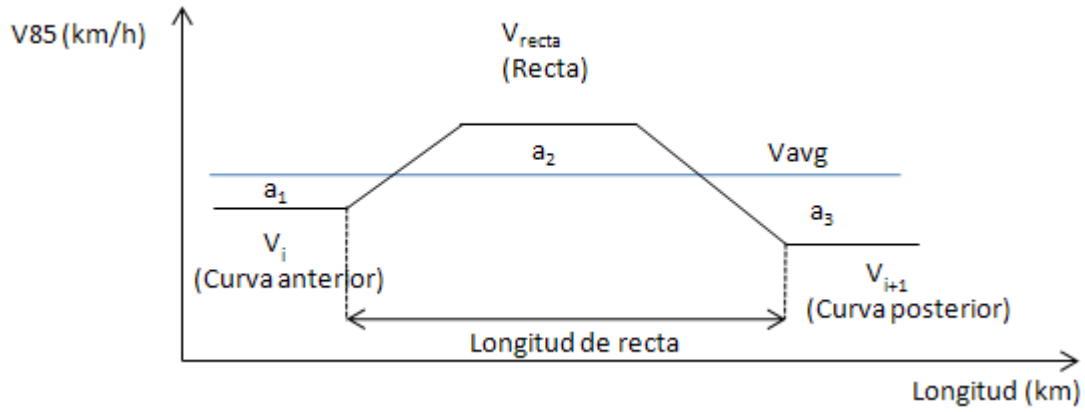
El criterio de Lamm et al. (1999) es el más común y ha sido respaldado por numerosas investigaciones (Fitzpatrick et al., 2000; Ng y Sayed, 2004; Castro et al., 2008b; Khan et al., 2012; Camacho-Torregrosa et al., 2013; Quddus, 2013). En todas ellas se pone de manifiesto que la siniestralidad es superior en alineaciones de consistencia pobre (según criterios de Lamm et al., 1999) y menor en las alineaciones de consistencia buena.

2.4.2. MODELOS DE EVALUACIÓN CONTINUA O GLOBAL DE LA CONSISTENCIA

Por primera vez Hassan (2004) sugiere la posibilidad de que la consistencia deje de analizarse a nivel local y se dispongan unas funciones continuas para los diseñadores.

En 2004, Polus y Mattar-Habib desarrollaron un índice de consistencia que pretendía examinar la velocidad de operación en tramos completos. De manera que, una mayor dispersión en las velocidades de operación en un tramo denotará una geometría con cambios que pueden sorprender al conductor. Así pues, los tramos con mayor dispersión de velocidad de operación presentarán menor consistencia y por tanto mayor siniestralidad. Polus y Mattar-Habib (2004) desarrollaron dos nuevas medidas de consistencia basadas en los perfiles de operación:

La primera, Ra, se basa en el área encerrada entre el perfil de velocidad y la velocidad media del tramo (Figura 4):



Nota: V_i: Velocidad de operación en la curva anterior; V_{i+1}: Velocidad de operación en la curva posterior; Vrecta: Máxima velocidad deseada en la recta ; Vavg: Velocidad media

Figura 4. Ejemplo de perfil de velocidad en una sección de carretera

En la Figura 4 se presenta un ejemplo del perfil de velocidad en un tramo de carretera, en el que se representan la velocidad media y las áreas encerradas entre el perfil de velocidad y la velocidad media del tramo (a_1, a_2 y a_3):

Ra viene dada por la siguiente expresión:

$$R_a = \frac{\sum_{i=1}^{n} |a_i|}{L} \tag{19}$$

Donde:

R_a= Medida de consistencia del área relativa (m/s)
a_i= -Área, entre la velocidad en cada punto del perfil y la velocidad media (m^2/s)
L = Longitud del tramo (km)

La segunda, σ, es la desviación estándar de la velocidad de operación en cada elemento del diseño a lo largo de tramo de estudio:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} (V_i - V_{avg})^2}{n}} \tag{20}$$

Donde:

σ = Desviación estándar de las velocidades de operación (km/h)
n = Número de elementos en el tramo
V_i = Velocidad de operación en cada alineación (km/h)
V_{avg} = Velocidad media del tramo (km/h):

$$V_{avg} = \frac{\sum_{i=1}^{n} V_i \cdot L_i}{L} \quad (21)$$

Donde

L_i =Longitud del elemento i del tramo (km)

Polus y Mattar-Habib (2004) establecieron unos límites para Ra y σ (Tabla 7) en función de los cuales la consistencia podía ser considerada buena, aceptable o pobre.

A partir de estas dos medidas, Polus y Mattar-Habib (2004), desarrollaron un índice de consistencia basado en una función de tipo exponencial negativo:

$$C_2 = 2{,}808 \cdot e^{-0{,}278 \cdot [Ra \cdot (\sigma/3{,}6)]} \quad (22)$$

Los valores de A=2,808 y de B=0,278 de la Ecuación (22), se obtuvieron de la siguiente forma:

En primer lugar, dieron unos valores arbitrarios a A y a B de 10 y 1 respectivamente. A continuación, calcularon el índice C_2 para estos valores de A y B en distintas carreteras de las que conocían los valores de Ra y σ. Apreciaron que el índice C_2 adquiría valores mayores que 2 en carreteras con consistencia buena, menores que 1 en carreteras pobres y valores entre 1 y 2 en carreteras aceptables.

Para la calibración definitiva tomaron dos carreteras: La carretra 669, cuyos valores de Ra y σ eran Ra=0,58 y σ=2,62. El diseño de esta carretera es bueno según Ra y σ, por lo que le asignaron un valor de C_2 de 2,5. La carreterera 77 cuyos valores de Ra y σ eran Ra=1,09 y σ=5,28. El diseño de esta carretera es aceptable según los valores de Ra y σ y por eso le asignaron un valor de C_2 de 1,8. En función a estos valores obtuvieron la calibración definitiva (Ecuación 22). Los umbrales que definieron para este nuevo índice, así como para las medidas Ra y σ que previamente habían definido, son los que se presentan en la (Tabla 7):

Nivel de consistencia		
Bueno	Aceptable	Pobre
Ra $\leq$ 1 m/s	1 < Ra $\leq$ 2 m/s	Ra > 2 m/s
σ $\leq$ 5 km/h	5 < σ $\leq$ 10 km/h	σ > 10 km/h
C_2 > 2 m/s	1 < C_2 $\leq$ 2 m/s	C_2 $\leq$ 1 m/s

Fuente: Polus y Mattar-Habib (2004)

Tabla 7. Umbrales para la determinación de la calidad de la consistencia del diseño

Camacho-Torregrosa et al. (2011) desarrollaron un nuevo modelo de consistencia basado en datos adquiridos mediante perfiles de velocidad continuos. En cada tramo relacionaron el perfil de velocidad con las variables geométricas del tramo y con la

siniestralidad obtenida a partir de un análisis de los accidentes. A partir del estudio realizado, propusieron el siguiente índice de consistencia:

$$C_3 = \frac{\overline{v}_{85}^2}{\overline{\Delta v_{85}}} \quad (23)$$

Donde:

C_3 = Índice de consistencia (km/h)
$\overline{v}_{85}$ = Promedio de la velocidad de operación del tramo (km/h)
$\overline{\Delta v_{85}}$= Media de las reducciones de velocidad en el tramo (km/h)

Aún no se han establecido umbrales para la clasificación de la consistencia en distintas categorías para este índice.

García et al. (2013a) presentaron un nuevo modelo de consistencia para evaluar el cambio de velocidad entre rectas y curvas. Lo denominaron índice de consistencia inercial (ICI). Se calcula al principio de la curva, como la diferencia entre la velocidad media de operación en ese punto y la velocidad media de operación en el km anterior. Se basan en la hipótesis de que las expectativas del conductor en un punto del trazado pueden estimarse como la media de la velocidad de operación del segmento previo. Teniendo en cuenta esta hipótesis, el nuevo índice incluye las expectativas del conductor en el análisis, ya que tiene en cuenta la velocidad en el segmento previo (velocidad inercial). Por tanto, se basan en que la diferencia entre la velocidad de operación inercial y la velocidad de operación muestra la discordancia entre las expectativas del conductor y la carretera.Para llevar a cabo esta investigación, utilizaron 88 segmentos de carretera y 1.686 transiciones entre curvas y rectas y siempre se observó que cuanto mayor era la siniestralidad, mayor era el ICI. Los umbrales establecidos para este índice fueron: bueno si el ICI era menor de 10 km/h, pobre si era mayor que 20 y aceptable en los casos intermedios.

Definidos los principales modelos de consistencia basados en la velocidad de operación existentes, éstos van a ser comparados entre sí mediante técnicas de minería de datos.

2.5. MINERÍA DE DATOS PARA COMPARACIÓN ENTRE DISTINTOS MODELOS DE CONSISTENCIA

El objeto de comparar los distintos modelos de consistencia entre sí es conocer qué relaciones se puede establecer entre ellos.

Los modelos clásicos estadísticos proporcionan la relación entre la variable clase o dependiente y la variable independiente, pero si lo que se quiere es extraer reglas a

partir de un conjunto de datos o convertir datos en conocimiento lo más apropiado es utilizar técnicas de minería de datos (Hernández Orallo et al., 2004).

Por eso en esta tesis se va a utilizar esta técnica para realizar la comparación de los distintos modelos de consistencia, dos a dos, tanto locales como globales, considerando uno como variable dependiente y el otro como variable independiente o explicativa en el modelo.

Bajo el nombre de minería de datos se engloban un conjunto de nuevas técnicas encaminadas a la extracción de la información oculta que reside en los datos y a la que no se puede acceder por la técnicas clásica de recuperación de información. Con la minería de datos se pretende descubrir relaciones insospechadas y resumir la información mediante nuevas técnicas de forma que pueda ser interpretable y útil a sus usuarios. Con la minería de datos se pueden extraer reglas de decisión del tipo "Si-Entonces" (Kashani et al., 2011), que permitirán descubrir la relación entre variables independientes y dependientes y que será útil para predecir el valor de la variable dependiente en el futuro.

El fin de la minería de datos consiste en extraer patrones, describir tendencias y regularidades, de predecir comportamientos y, en general, de sacar partido a la información (Martínez, 2010). Por ello, las relaciones obtenidas mediante técnicas de minería de datos son conocidas a menudo como modelos o patrones.

La minería de datos ha sido utilizada ampliamente en el campo de la seguridad vial (Kuhnert et al., 2000; Sohn y Shin, 2001; Chang y Wang, 2006; Kashani y Mohaymany, 2011; Kashani et al., 2011; Pakgohar et al., 2010).

2.5.1. ÁRBOLES DE DECISIÓN O CLASIFICACIÓN

Un árbol de decisión o clasificación es un conjunto de condiciones organizadas en una estructura jerárquica en forma de árbol, de tal manera que la decisión final a tomar se puede determinar siguiendo las condiciones que se cumplen desde la raíz del árbol hasta alguna de sus hojas (Hernández Orallo et al., 2004).

Los árboles de decisión o clasificación tienen como principal objetivo la obtención de reglas o relaciones que permitan determinar a qué clase pertenece un determinado objeto que se desea clasificar, a partir de unos atributos conocidos. Destacan por su sencillez y transparencia. Se explican por sí mismos, no es necesario ser un experto en minería de datos para ser capaz de seguir una determinada decisión del árbol.

En el campo de la seguridad vial, muchos estudios aplican árboles de decisión para analizar ratios de accidentes y problemas de severidad en los mismos (Kuhnert et al.,

2000; Karlaftis y Golias, 2002; Park y Saccomanno, 2005, Chang y Wang (2006), Harb et al., (2009), Montella et al., 2012, De Oña et al., 2013…).

Los árboles de decisión son muy útiles cuando se quieren analizar conjuntamente variables cualitativas (ó categóricas) y variables cuantitativas (ó numéricas). Los árboles de decisión usados para predecir variables cualitativas reciben el nombre de árboles de clasificación. Cuando los árboles de decisión se usan para predecir variables cuantitativas se llaman árboles de regresión (Hernández Orallo et al., 2004).

Un árbol de decisión (Figura 5) está formado por los siguientes elementos (Díaz Martínez, 2007):

- Nodo raíz. Es el que está situado en la parte superior del árbol. En él se encuentra el problema a resolver, es decir, concentra todo el conjunto de datos.
- Nodos hijos. Son nodos internos (nodos de decisión) que representan la verificación de una condición sobre un atributo. De ellos siempre salen ramas que corresponden a los posibles valores del atributo considerado en ese nodo. Cada rama conduce a otro nodo hijo o a un nodo final o nodo hoja.
- Nodo hoja o nodo final. Son nodos que se refieren a una decisión (clasificación) y representan las etiquetas clase, es decir representan la predicción del problema para todas aquellas instancias que alcanza esa hoja. De estos ya no sale ninguna rama.
- Ramas. Pueden interpretarse como una regla del “Si-Entonces”, representan el valor de la condición comprobada en el nodo del cual derivan.

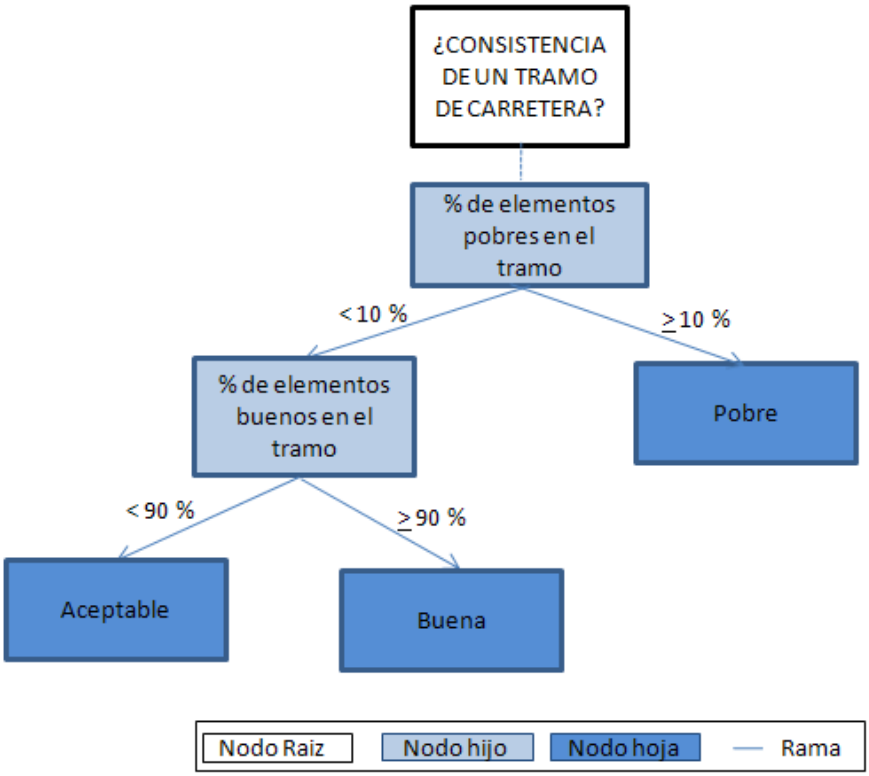


Figura 5. Árbol de decisión para determinar la consistencia de un tramo de carretera

En el árbol de decisión de la Figura 5 se muestran las condiciones ficticias para conocer el tipo de consistencia en un tramo de carretera según el porcentaje de elementos buenos y según el porcentaje de elementos pobres que contenga el tramo.

En un árbol, la clasificación de una nueva instancia, se realiza en base a una serie de preguntas sobre los valores de sus atributos. Se recorre el árbol de arriba hacia debajo, empezando por el nodo raíz y siguiento el camino determinado por las respuestas de los nodos hijos, hasta llegar a un nodo hoja. La instancia se clasifica con la clase indicada por esa hoja.

A partir del conjunto completo de datos que forman el nodo raíz se elige un criterio de partición o de condiciones excluyentes, que divide el conjunto en subconjuntos cada vez más pequeños (nodos hijos o intermedios). Sucesivamente se va partiendo cada uno de los subconjuntos obtenidos hasta que todos ellos son puros (un subconjunto es puro si los datos que contiene son de una misma clase) o su pureza no puede incrementarse. El objetivo es alcanzar el máximo grado de pureza usando el menor número de particiones posibles (Díaz Martínez, 2007).

Según Pérez (2007), las características más importantes en el trabajo con árboles de decisión son:

- La selección del método de división
- La especificación de los criterios para obtener la máxima pureza

- La elección del tamaño de árbol adecuado o problema de sobreajuste

En cuanto a la selección del método de división, se trata de escoger el método con el que seleccionar, en cada uno de los niveles del proceso de división, la mejor división posible que lleve a la mejor predicción o a nodos que sean lo más puros posible. En función del criterio que se use para seleccionar el mejor atributo que se usará para ramificar el árbol en cada nodo, se tendrá un algoritmo para construir el árbol. Los distintos tipos de algoritmos existentes para dicha construcción se desarrollan en el apartado 2.5.1.1.

En cuanto a la especificación de los criterios para obtener la máxima pureza, el objetivo de cualquier árbol es clasificar o predecir con la mínima proporción de casos mal clasificados. Los árboles tratan de alcanzar el máximo grado de pureza o el menor grado de entropía usando el menor número de particiones posibles. El árbol resultante debe ser pequeño y el número de instancias en cada subconjunto grande (Díaz Martínez, 2007).

En cuanto a la elección del tamaño de árbol adecuado o problema de sobreajuste, se debe conseguir el tamaño más adecuado del árbol con la máxima pureza, intentando no subdividir demasiado para no tener infinidad de clases puras pero con muy pocos elementos en cada clase. Para conseguir el tamaño de árbol más adecuado se utilizan dos estrategias: las reglas de parada y la poda, que serán explicadas con más detalle en el subcapítulo 4.7.3. de materiales y metodología.

Como se ha comentado anteriormente, existen distintos algoritmos que se utilizan para construir árboles de decisión, en función del criterio para dividir el árbol que utilicen. A continuación se detallan los más comunes.

2.5.1.1. ALGORITMOS DE CONSTRUCCIÓN DE ÁRBOLES DE DECISIÓN

Los criterios de partición son distintos criterios para seleccionar el mejor atributo que se usará para ramificar el árbol en cada nodo y que dará lugar a nodos lo más puros posible. Los distintos criterios darán lugar a distintos algoritmos de construcción del árbol.

La impureza de un nodo es el grado en el que el nodo incluye casos de distintas clases del problema de clasificación que se pretende resolver con el árbol de decisión. Un nodo puro será aquél al que sólo correspondan casos pertenecientes a una de las clases del problema. La bondad de una partición es el decrecimiento de la impureza que se consigue con ella. La maximización de la bondad de una partición, por tanto, equivale a la minimización de la impureza del árbol generado por la partición. (Pérez, 2006).

Se han presentado en las últimas décadas numerosos criterios de partición tales como el criterio del error esperado (Niblett, 1987), el criterio Gini (Breiman et al., 1984), los criterios Gain, Gain Ratio y la entropía (Quinlan, 1993) y el DKM (Kearns y Mansour, 1996).

Estos criterios de partición buscan la partición *s* con la menor impureza $I(s)$, estando $I(s)$ definida de la siguiente forma (Hernández Orallo et al., 2004):

$$I(s) = \sum_{j=1}^{n} p_j \cdot f\left(p_j^1, p_j^2, \dots, p_j^c\right) \quad (24)$$

Donde:

$I(s)$ = Función de impureza que mide la impureza de los hijos en una partición
n = Número de nodos hijos de la partición o número de condicione de la partición
p_j = Probabilidad de estar en el nodo j
p^i_j= Proporción de elementos de la clase i en el nodo j.
C = Número total de clases.

Bajo esta fórmula general, cada criterio de partición implementa una función *f* distinta como se muestra en la Tabla 7:

Criterio	$f(p^1, p^2, \dots, p^c)$
Error Esperado	$\text{Min}\ (p^1, p^2, \dots, p^c)$
GINI (CART)	$1 - \sum(p_i)^2$
Entropía (gain)	$\sum p_i \log(p_i)$
DKM	$2(\prod p_i)^{1/2}$

Fuente: Hernández Orallo et al. (2004)

Tabla 8. Funciones de impureza según criterios de partición

El criterio de partición denominado índice Gini es uno de los más utilizados debido a su facilidad de cálculo y de interpretación (Medina, 2001; Truijllano et al., 2007).

Existen distintos algoritmos utilizados para la construcción de árboles de decisión, en función del criterio de partición que utilicen. Se definen a continuación brevemente los más utilizados:

- ALGORITMO CHAID

  El algoritmo CHAID se corresponde con las siglas de Chi-squared Automatic Interaction Detector. Este mecanismo de clasificación es uno de los más antiguos y fue originalmente propuesto por Kass (1980). Es capaz de construir árboles no binarios, es decir, árboles que pueden

presentar más de dos ramas en cada nodo. Es especialmente recomendable para tamaños de muestras muy grandes. En principio, es apropiado para clasificación de variables cualitativas. Si la variable dependiente es cuantitativa, ésta debe ser categorizada. Para variables cualitativas el CHAID se basa en el test Chi Cuadrado para determinar en cada paso la mejor partición posible. En el caso de variables dependientes cuantitativas, el programa usa el test de la F y las divisiones por categorías están basadas en análisis de varianza, es decir, los intervalos (divisiones) se determinan óptimamente para las variables independientes de forma que maximicen la capacidad para explicar la varianza de la medida dependiente.

- ALGORITMO CART.

  El método CART (Classification And Regression Trees) (Breiman et al., 1984) resulta apropiado para árboles de clasificación (variables cualitativas) o para árboles de regresión (variables cuantitativas). Es un algoritmo recursivo que realiza particiones binarias (cada nodo tiene a lo sumo dos hijos) de las observaciones originales en otros subgrupos menores y más homogéneos. Surgió para intentar superar algunas deficiencias y debilidades del CHAID.
  Como regla de división, los árboles de clasificación (para variables clase cualitativas) utilizan la medida de impureza de nodos denominada índice Gini mientras que los árboles de regresión (para variables clase cuantitativas) utilizan la medida de impureza denominada error de mínimos cuadrados. Ambas se desarrollan en el apartado 4.6.1.
  Este algoritmo incorpora una poda al árbol creado. La poda (explicada en el subapartado 4.7.3.2. de la metodología) está basada en la aplicación de un test de hipótesis que trata de responder a la pregunta de si merece la pena expandir o no una determinada rama.

- ALGORITMO ID3.

  El algoritmo ID (Interactive Dichotomizer) (Quinlan, 1986), es un algoritmo muy simple pero muy potente. Utiliza como criterio de partición una variable de la entropía, la ganancia de información (menor entropía) y deja de crecer cuando todos los casos pertenecen a un único valor de una función objetivo o cuándo la mejor ganancia de información no es mayor que cero. ID3 no aplica ningún procedimiento de poda para obtener el tamaño óptimo del árbol. Desde un nodo surgen tantas ramas como valores posibles de dicho atributo (no existe restricción binaria). La principal desventaja es que favorece a aquellos

atributos con muchos valores, los cuales no tienen por qué ser los más útiles y además no puede manejar atributos cuantitativos o numéricos.

- ALGORITMO C4.5.

  Quinlan (1993) propone una mejora del algoritmo ID3, al que denomina C4.5. El algoritmo C4.5 puede utilizar atributos cuantitativos pero la variable dependiente no puede ser numérica. Se basa en la utilización del criterio ratio de ganancia que es una variante del criterio entropía. De esta manera se consigue evitar que las variables con mayor número de posibles valores salgan beneficiadas en la selección. Además el algoritmo C4.5 incorpora una poda del árbol de clasificación una vez que éste ha sido inducido.

No existe acuerdo entre los distintos investigadores sobre cuál es el mejor algoritmo a utilizar. Sin embargo, el hecho de que los CART permitan trabajar con variables numéricas (árboles de regresión) y que utilizan el índice Gini (que es el más usado) como criterio de partición (en el caso de árboles de clasificación) hacen que sean una de las técnicas más empleadas en minería de datos y los más empleados en seguridad vial (Kuhnert et al., 2000; Chang y Wang, 2006; 2000; Pakgohar et al., 2010; Kashani y Mohaymany, 2011).

2.5.1.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ÁRBOLES DE DECISIÓN

Las principales ventajas de los árboles de decisión según Hernández Orallo et al. 2004 son las siguientes:

- Tratan con atributos continuos y discretos.
- Son flexibles. No hacen ninguna suposición sobre la distribución de los datos, al contrario de lo que hacen algunos métodos estadísticos.
- No presuponen relación entre las variables dependientes e independientes, al contrario de lo que hacen los métodos estadísticos.
- La correlación entre las variables independientes no supone ningún problema. Permiten manejar con eficacia los problemas de colinealidad que son uno de los principales inconvenientes de los modelos de regresión.
- Son fáciles de usar.
- Las condiciones extraídas son inteligibles por el usuario.
- Permiten tratar relaciones no lineales entre características y clases.

- Permiten extraer reglas distintas del tipo "Si-Entonces" para tipologías distintas dentro de una misma clase.

Entre las principales desventajas de los árboles de decisión cabría citar:

- Son débiles e inestables, es decir, son bastante dependientes de las muestras de ejemplos que se les suministra para el aprendizaje. Dos muestras distintas sobre la misma distribución pueden dar lugar a árboles bastante diferentes.

Una vez que se hayan comparado los distintos modelos de consistencia, se va a establecer la relación entre la consistencia (medida a través de cada uno de los modelos existentes) y la siniestralidad. De este modo se podrán estimar con cada uno de los modelos de consistencia considerados, el número de accidentes que permita evaluar si un trazado es bueno, aceptable o pobre.

2.6. CONSISTENCIA Y SINIESTRALIDAD

Parece lógico suponer que la consistencia está íntimamente relacionada con la siniestralidad ya que un trazado no consistente (con cambios imprevistos en el diseño) puede provocar que el conductor lleve a cabo maniobras bruscas que den lugar a un accidente.

Los primeros estudios que se llevaron a cabo para relacionar la consistencia de un tramo o variables asociadas y la siniestralidad se desarrollaron a partir de los años 70. En esta década, en los Estados Unidos empezaron a desarrollarse estudios que analizaban el efecto de distintos parámetros sobre la seguridad vial para un número reducido de curvas aisladas (Taylor et al., 1972; Stimpson et al., 1977).

Posteriormente, varios estudios (Datta et al., 1983; Terhurne y Parker, 1986; Zegeer et al., 1990) identificaron la curvatura como una de las principales variables a la hora de estimar el número de accidentes. Datta et al. (1983) señalan que el grado de curvatura es la única variable estadísticamente significativa. El trabajo de Terhurne y Parker (1986) identifica la IMD y el grado de curvatura como las variables que mejor estiman el número de accidentes. El estudio de Zegeer et al. (1990) identifica las siguientes variables como las que tienen mayor efecto sobre los accidentes: grado de curvatura, ancho de carretera, longitud de curva, IMD, existencia de clotoides y peralte.

Fitzpatrick et al. (2000) analizaron la relación entre diferentes índices del trazado con la seguridad vial. De todas las medidas que eran candidatas, tres mostraron relación con la frecuencia de accidentes y fueron estadísticamente significativas: el ratio entre

el radio de una curva aislada y la media de radio de la sección, la tasa media de curvatura vertical y la media de radios de curvatura.

Elvik (2013) analizó la relación entre los accidentes y las características de las curvas en 10 países, encontrando en todos ellos una relación positiva entre ambos. Además, los resultados de sus estudio mostraron que cuando la distancia entre curvas es menor, los accidentes disminuyen. En cuanto a la longitud de la curva, los resultados fueron diferentes de unos países a otros. En unos países, los resultados mostraron que cuanto menor era la longitud de la curva se producían menos accidentes y en otros, que los accidentes no estaban relacionados con la longitud de la curva.

Mehta y Lou (2013) analizaron la relación entre los accidentes y algunas variables tales como la IMD, el ancho de carril y la longitud de las curvas, comparando los resultados con los modelos del HSM calibrados con las mismas variables. Todas las variables mostraron los resultados esperados salvo la variable ancho de carril que en uno de los modelos analizados mostró estar positivamente asociada a los accidentes, con lo que los autores sugieren ampliar la investigación para dar resultados concluyentes.

Uno de los criterios de consistencia más conocidos es uno de los propuestos por Lamm et al. (1988b), basado en las diferencias de velocidad del percentil 85 entre elementos geométricos consecutivos (ΔV_{85}) (Tabla 6). Lamm et al. (1988b) basándose en 261 secciones de carretera de Nueva York, analizaron el percentil 85 de la velocidad y las tasas de siniestralidad como función del grado de curvatura. A partir de ésto, obtuvieron una relación entre ΔV_{85} y la tasa de accidentes. A partir de Lamm et al. (1988b), se ha desarrollado un importante número de modelos basados en la velocidad de operación como medida para predecir accidentes en curvas en carreteras convencionales (Anderson et al., 1999; Fitzpatrick et al., 2000; Anderson y Krammes, 2000; Ng y Sayed, 2004).

Aunque durante mucho tiempo los modelos de predicción de accidentes fueron desarrollados aplicando técnicas de regresión lineal simple y múltiple, a finales de los ochenta (Jovanis y Chang, 1986) ó principios de los noventa (Joshua y Garber, 1990; Jones et al., 1991; Miaou y Lum 1993) se replantearon otros modelos. Por ejemplo, Miaou (1994) basándose en que los accidentes son sucesos raros, positivos, discretos y aleatorios, sugirió utilizar un modelo de regresión de Poisson y en el caso de que existiese sobredispersión (varianza superior a la media) moderada o alta en los datos se explorase la aplicación de un modelo de regresión binomial negativo. Estudios posteriores (Pardillo y Llamas, 2003; Pardillo et al., 2006, Soler et al., 2007) confirmaron que un modelo de regresión de Poisson o, en el caso de sobredispersión de los datos, el modelo de regresión binomial negativo, predecía mejor los accidentes que los modelos de regresión lineal o múltiple que habían sido aplicados previamente.

Anderson et al. (1999) y Fitzpatrick et al. (2000) analizaron la relación entre ΔV_{85} y la siniestralidad en 5.287 curvas horizontales. Considerando una distribución de Poisson, (en lugar de una distribución binomial negativa, ya que la media y la desviación típica de sus accidentes era muy parecida), obtuvieron dos modelos. El primero de ellos estimaba la siniestralidad en función del volumen de tráfico, de la longitud de la curva y de la reducción de velocidad (Ecuación 25). El segundo modelo estimaba la siniestralidad en función de la reducción de la velocidad y de una combinación de la IMD y de la longitud de la curva en millones de vehículos por kilómetro (MVKT) (Ecuación 26):

$$Y_{i,3} = \exp(-7{,}1977) IMD^{0{,}9224}\, LC^{0{,}8419} \exp(0{,}0662 \Delta V_{85}) \quad (25)$$

$$Y_{i,3} = \exp(-0{,}8571) \mathrm{MVKT} \exp(0{,}0780\ \Delta V_{85}) \quad (26)$$

Donde:

$Y_{i,3}$: Número de accidentes estimado en una curva para 3 años
IMD: Intensidad Media Diaria de tráfico (veh/día)
LC: Longitud de la curva en Km
MVKT: Exposición (millones de vehículos-km en un período de 3 años)
ΔV_{85}: Diferencia de velocidad de operación V_{85} entre elementos sucesivos

Posteriormente, Anderson y Krammes (2000) relacionaron la siniestralidad con el ΔV_{85} obteniendo una alta correlación entre ambas (R^2=0,93) (Ecuación 27):

$$AR = 0{,}54 + 0{,}27\ \Delta V_{85} \quad (27)$$

Donde:

AR = Tasa de siniestralidad (número de accidentes por cada millón de vehículos y km)

En este caso, el ΔV_{85}, no se calculó para cada curva de forma independiente, sino que se agruparon las curvas, según determinados intervalos de decrementos de velocidad, y se calculó el valor medio de los decrementos de velocidad de cada uno de los grupos mencionados.

Por otra parte, Ng y Sayed (2004), basándose en 319 curvas horizontales y 511 rectas de carreteras convencionales de Canadá, desarrollaron ocho modelos de regresión binomial negativa que relacionaban diferentes medidas de consistencia con la siniestralidad. En tres de estos modelos, (Ecuaciones 18-20) el ΔV_{85} actuaba como variable explicativa o independiente para calcular los accidentes esperados para 5 años:

$$Y_{i,5} = \exp(-3{,}796)\ \mathrm{LC}^{0{,}8874} \mathrm{IMD}^{0{,}5847} \exp(0{,}04828\ \Delta V_{85}) \quad (28)$$

$$Y_{i,5} = \exp(-3{,}369)\mathrm{LC}^{0{,}8858}\mathrm{IMD}^{0{,}5841}\exp[0{,}0049(\mathrm{V}_{85} - \mathrm{V}_{\mathrm{d}}) + 0{,}0253\Delta\mathrm{V}_{85} - 1{,}177\Delta\mathrm{f}_{\mathrm{R}}] \quad (29)$$

$$Y_{i,5} = \exp(-2{,}338)\ \mathrm{L}^{1{,}092}\mathrm{IMD}^{0{,}4629}\exp[\mathrm{IC}(0{,}022\Delta\mathrm{V}_{85} - 1{,}189\Delta\mathrm{f}_{\mathrm{R}})] \quad (30)$$

Donde:

$Y_{i,5}$ = Accidentes esperados para 5 años
IMD: Intensidad Media Diaria de tráfico (veh/día)
V_d = Velocidad de diseño de la carretera (km/h)
L = Longitud de la sección (km)
Δf_R = Diferencia entre el rozamiento transversal movilizado (f_R) y el que demanda el vehículo (f_{RD})
IC = Variable dummy (0 en rectas y 1 en curvas horizontales)

En las investigaciones citadas anteriormente, se han estimado accidentes a partir de variables relacionadas con la consistencia pero no directamente con un índice de consistencia. En 2004, Polus y Mattar-Habib, relacionaron el número de accidentes con la consistencia de la carretera medida a partir de un índice de consistencia integrado:

$$Y = 1{,}051 \cdot e^{-0{,}377 \cdot C_2} \quad (31)$$

Donde:

Y = Número de accidentes esperado (acc/10^6 veh-km)
C_2 = Índice de consistencia definido por Polus y Mattar-Habib (2004) (Ecuación 22)

En 2008, Mattar-Habib et al., relacionaron, mediante una distribución de Poisson, el número de accidentes con la consistencia de la carretera medida a partir del índice de consistencia definido por Polus y Mattar-Habib (2004). Realizaron dos análisis uno con datos de Israel, y otro con datos de Alemania. Estimaron el número de accidentes en función de la consistencia, la longitud del tramo de carretera y el volumen de tráfico.

El modelo que desarrollaron para Israel fue:

$$LOG(Y_{i,5}) = LOG\ (1{,}256 \cdot 10^{-5}) + 1{,}677 \cdot LOG\ (IMD) + 0{,}061 \cdot L - 0{,}228 \cdot \mathrm{C}_2 \quad (32)$$

El modelo que desarrollaron para Alemania fue:

$$LOG(Y_{i,3}) = LOG\ (6{,}902 \cdot 10^{-3}) + 0{,}635 \cdot LOG\ (IMD) + 0{,}226 \cdot L - 0{,}114 \cdot \mathrm{C}_2 \quad (33)$$

Donde:

$Y_{i,5}$ = Accidentes esperados para 5 años
$Y_{i,3}$ = Accidentes esperados para 3 años
IMD: Intensidad media diaria de tráfico (veh/día)
L = Longitud de la sección (km)

C_2 = Índice de consistencia definido por Polus y Mattar-Habib (2004) (Ecuación 22)

Camacho-Torregrosa et al. (2011) crearon el perfil de velocidad de 78 tramos de carreteras convencionales, y analizaron el número de accidentes producidos en cada uno de ellos. A partir de los perfiles de velocidad definieron 12 indicadores (tales como, el promedio de los decrementos de velocidad, la desviación típica de los decrementos de velocidad, etc) relacionados con los accidentes. Hicieron un análisis de correlación entre todos ellos, identificando los más representativos. Procedieron a hallar su relación con la siniestralidad, para ésto, en primer lugar, ajustaron modelos a las variables individuales, y posteriormente procedieron a relacionar la siniestralidad con indicadores derivados de la combinación de los anteriores. Tras varios pasos, determinaron que el modelo que mejor se ajustaba a la siniestralidad era:

$$Y = \frac{1}{2{,}40939+0{,}00403287 \cdot C_3} \tag{34}$$

Donde:

Y = Tasa de accidentes estimada
C_3 = Índice de consistencia del diseño según Camacho-Torregrosa et al. (2011) (Ecuación 23)

Conociendo la relación existente entre la consistencia y la siniestralidad puede estimarse el número de accidentes que permite evaluar si un trazado es bueno, aceptable o pobre.

2.7. CONSIDERACIONES FINALES

De la revisión de los estudios expuestos y de la literatura disponible presentada en este estado del arte se pueden establecer las siguientes consideraciones:

- La siniestralidad en las carreteras es uno de los grandes problemas de nuestra sociedad porque causa miles de víctimas al año. Entre las distintas causas que pueden provocar los accidentes (diseño, factor humano, vehículo, entorno), el ingeniero puede actuar sobre el diseño del trazado. Una de las técnicas más importantes para realizar el análisis del trazado es el estudio de la consistencia o grado de adecuación entre el diseño de la vía y el que el conductor espera encontrarse al conducir por la misma. La consistencia proporciona medios concretos a los proyectistas para evaluar la calidad de sus diseños.

- La variable más utilizada para estimar la consistencia en un tramo de carretera es la velocidad de operación, porque un cambio brusco de la geometría de la vía genera un cambio brusco de la velocidad de operación y porque es

relativamente fácil de medir. La velocidad de operación puede obtenerse bien directamente tomando medidas de campo o a mediante la construcción de perfiles de velocidad basados en modelos matemáticos que proporcionan la velocidad de operación en cada elemento del trazado.

- La construcción de perfiles de velocidad requiere restituir la geometría de la vía de forma que se puedan conocer las alineaciones (curvas, rectas y clotoides) y sus características. Existen numerosos métodos, generalmente basados en complicados algoritmos, mediante los que se pueden obtener dichas alineaciones. Los spline son una alternativa a estos métodos porque poseen ventajas puestas de manifiesto por distintos autores, tales como su flexibilidad, y simplicidad matemática y computacional.

- Previo a la construcción del perfil de velocidad es necesario dividir las carreteras en tramos homogéneos con características geométricas y de tráfico aproximadamente constantes para simplificar el análisis y hacerlo más coherente. Los criterios más empleados han sido la IMD, el CCR, las características de los arcenes y el ancho de calzada.

- No existe acuerdo entre los diferentes autores para la elección de la longitud mínima de tramo a considerar.

- Para la construcción definitiva del perfil de velocidad hay que seleccionar, un modelo de velocidad en curvas, otro en rectas y concretar qué aceleración o deceleración se va a considerar para ir de un elemento a otro del trazado. La gran cantidad de modelos para estimar la velocidad en curvas existentes pone de manifiesto que la forma de conducir de los conductores varía de unos países a otros, por lo que, como ya han destacado algunos autores, es muy importante tener en cuenta el ámbito geográfico de la zona de estudio. En cuanto a las rectas, existen pocos modelos. Casi todos los autores proponen considerar valores fijos máximos para alcanzar la velocidad deseada en las mismas, en torno a los 100 km/h. En cuanto a las aceleraciones y deceleraciones, aunque los primeros valores de aceleración y deceleración propuestos fueron de 0,85 m/s^2, investigaciones más recientes apuntan que, sobre todo el valor de la aceleración, es más alto que el que realmente desarrollan los conductores.

- Conocida la velocidad de operación en cada punto del trazado a partir del perfil de velocidad, se puede calcular, para cada tramo de carretera, la consistencia local en un elemento del tramo o la consistencia global de todo ese tramo.

- Mediante los árboles de decisión se puede comparar de manera sencilla distintos modelos de consistencia locales y globales, de modo que se extraigan

reglas del tipo "SI-ENTONCES" que permitan relacionarlos y establecer umbrales entre ellos.

- El algoritmo CART para la construcción de árboles de decisión es el más utilizado por los investigadores porque permite trabajar a la vez con variables cualitativas y cuantitativas y porque utiliza criterios de partición del árbol muy comunes, como el índice Gini.

- Conociendo la relación existente entre la consistencia y la siniestralidad, puede estimarse el número de accidentes a partir de la consistencia, según si un trazado es bueno, aceptable o pobre. El análisis de la consistencia puede aplicarse al diseño de trazados nuevos o la mejora de trazados existentes, de modo que se puedan evaluar distintas soluciones para que pueda mejorarse la seguridad vial.

3 OBJETIVOS

3. OBJETIVOS

El objetivo principal de esta investigación y que da título a la misma es analizar la consistencia del diseño de carreteras convencionales de la provincia de Granada y relacionarla con la seguridad vial.

Este objetivo principal se concreta en los siguientes objetivos específicos:

- Desarrollo una herramienta informática que permita extraer de forma automática y precisa las alineaciones de la carretera.
- Cálculo y análisis de modelos de consistencia existentes en la literatura, tanto locales, para analizar la consistencia en un elemento aislado del tramo, como globales, para analizar la consistencia de todo un tramo.
- En base al análisis crítico de los resultados del objetivo anterior, desarrollo de un nuevo modelo de consistencia global que mejore en lo posible modelos existentes.
- Comparación entre los distintos modelos de consistencia mediante árboles de decisión. A partir de dichos árboles, extracción de reglas establecidas entre los distintos modelos que permitan conocer qué modelos son más conservadores y que permitan obtener umbrales en los niveles de consistencia de los diferentes modelos.
- Análisis de la relación entre la siniestralidad y los modelos de consistencia.

4 MATERIALES Y METODOLOGÍA

4. MATERIALES Y METODOLOGÍA

4.1. FASES DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se expone el tratamiento de los datos y la metodología seguida durante el desarrollo de la investigación para poder alcanzar los objetivos propuestos. Se estructura en distintas fases (Figura 6):

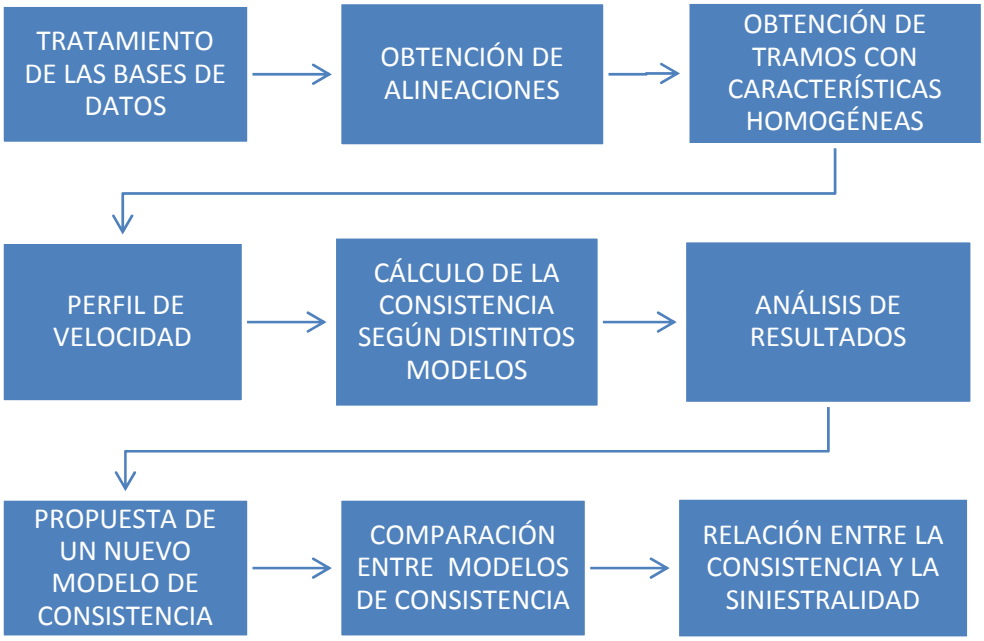


Figura 6. Fases de la investigación

En la fase de **tratamiento de las bases de datos** se depuran las dos bases de datos disponibles (una con la información de las carreteras convencionales y otra con información de los accidentes de tráfico).

Para conocer la velocidad de operación de los distintos tramos de carretera, hay que construir el perfil de velocidad para cada uno de los tramos. Previo a la construcción del perfil de velocidad será necesario:

Conocer la geometría de la carretera, es decir, las **alineaciones** (las curvas, las rectas y las clotoides).

Dividir la carretera en **tramos homogéneos** en cuanto a características geométricas y de tráfico, de modo que se calcule el perfil de velocidad en cada uno de ellos.

Conocidas las alineaciones y determinados los tramos homogéneos, la fase siguiente será la de construir el **perfil de velocidad** para cada uno de los tramos. Para ésto será necesario determinar la velocidad teórica en cada alineación y la tasa de aceleración o deceleración para ir de un elemento a otro del trazado.

A partir de dicho perfil, se calculará la **consistencia** de cada tramo según tres modelos de consistencia (uno para medir la consistencia local y 2 para medir la consistencia global). El **análisis crítico de los resultados** será la base para proponer un **nuevo modelo global de consistencia**, en función de las limitaciones y posibles mejoras observadas en los modelos existentes. Se calculará este nuevo modelo para todos los tramos y se **compararán** entre si los 4 modelos de consistencia mencionados. Esta comparación se realizará mediante árboles de decisión.

Por último, se analizará la relación de cada modelo de **consistencia con la siniestralidad**.

Se desarrollan a continuación cada una de estas fases:

4.2. TRATAMIENTO DE LAS BASES DE DATOS

Se tienen dos bases de datos, una relativa a las carreteras, facilitada por la Dirección General de Carreteras (DGC) de la Junta de Andalucía y otra relativa a los accidentes de tráfico, facilitada por la Dirección General de Tráfico (DGT). Ambas van a ser depuradas para poder trabajar con ellas y para que se puedan extrer de ellas datos fiables.

4.2.1. BASE DE DATOS DE CARRETERAS

El análisis se ha llevado a cabo en carreteras de calzada única de dos carriles con doble sentido de circulación, ya que en ellas se producen más del 70 % de los muertos por accidente de tráfico (Harwood et al., 2000; McGee and Hanscom, 2006).

En cuanto a la base de carreteras se tienen dos SIG, uno con la IMD en cada tramo de carretera y con la longitud de los mismos y otro con los puntos kilométricos de toda la red.

En primer lugar se procedió a la depuración de la base de datos original suministrada por la DGC. La depuración de datos es el paso en el que se eliminan valores incorrectos, no válidos o desconocidos. Es fundamental un estudio previo de los datos de partida con el fin de garantizar la máxima fiabilidad de los resultados obtenidos en el proceso de análisis.

Se realizaron las siguientes consideraciones:

- Comprobación de cambios de denominación de las carreteras en los años de análisis.
- Comprobación de cambios en la numeración de los PK de las carreteras.

- Comprobación de si las carreteras que han cambiado de denominación siguen conservando los hitos de la denominación antigua o no para poder relacionarlos con los hitos kilométricos que se tienen en la base de datos de la DGT.

- Se ha tenido en cuenta que en ciertas carreteras no existen hitos kilométricos ni identificadores de la carretera por lo que los accidentes pueden estar sujetos a localizaciones erróneas por lo que han sido eliminadas del estudio.

- Se han descartado tramos que en el período de consideración han sufrido cambios en el diseño.

- Como se va a estudiar la consistencia en carreteras convencionales de dos carriles no urbanas, además de eliminar las autovías y autopistas, se han eliminado los siguientes tramos de carreteras que pueden influir en los perfiles de velocidad (Fizpatrick et al., 2000):

    - Intersecciones con STOP o semáforo en la carretera principal y zona de 0,4 km a cada lado de la intersección.

    - Zonas con túnel o pasos a nivel, y zona de 0,4 km alrededor del inicio y fin del túnel o paso a nivel.

    - Zonas urbanas y zona de 0,2 km alrededor del inicio y fin de zona urbana.

    - Zonas con carril lento, y zona de 0,4 km alrededor del inicio y fin del carril lento.

La longitud de carreteras resultante al eliminar todos estos tramos es de 978 km de carreteras convencionales (1.956 km, considerando los dos sentidos de circulación), con una IMD mínima de 210 veh/día y una IMD máxima de 8.681 veh/día.

4.2.2. BASES DE DATOS DE ACCIDENTES

En cuanto a la base de datos facilitada por la DGT, se tiene una base en Excel que contiene los datos de accidentes de tráfico con víctimas procedentes del cuestionario estadístico de accidentes con víctimas. La información de dicho cuestionario se estructura en tres grandes bloques: datos generales, datos de vehículos y datos de personas implicadas en el accidente. Para esta investigación sólo se ha utilizado el bloque de datos generales que incluye: punto kilométrico en el que se produjo el accidente, sentido de circulación, zona en que se produjo, clasificación de la vía, número de carriles, tipo de accidente, alineación en la que ocurre el accidente (recta o curva) y otros datos que no han sido utilizados en el análisis. Los datos referentes a las

características de la carretera que proporcionan cada uno de los accidentes de tráfico sirvieron para comprobar que las características de la vía recogidas según el parte de la DGT coinciden con las características de la vía según la DGC.

Igual que en la base de carreteras, se procedió a la verificación de las bases de datos originales mediante el filtrado de datos en el que se eliminan los valores incorrectos, no válidos o desconocidos.

Los datos de accidentes considerados comprenden 3 años (2006-2008) que suponen un total de 383 accidentes e incluyen accidentes con daños materiales y con víctimas (con alguna persona herida o muerta, siendo muerta, según la DGT, la víctima que muere en el accidente o en los treinta días posteriores al mismo). Se consideraron sólo los accidentes fuera de intersección que ocurrieron en carreteras convencionales. Estos accidentes se han utilizado para determinar la relación entre los distintos modelos de consistencia y la siniestralidad. Los tipos de accidentes considerados han sido los siguientes (Fitzpatrick et al., 2000):

- Colisión de vehículos en marcha (frontal, frontolateral, lateral, alcance).
- Colisión de vehículo con obstáculo.
- Salida de la vía con o sin colisión .

Se excluyeron todos los accidentes que ocurrieron en maniobras de adelantamiento, por animales en la calzada o en los que se vieron involucrados bicicletas o motocicletas.

Una vez realizada esta depuración y comprobación de ambas bases de datos, y dado que se dispone de la localización geográfica de cada PK y se conoce en qué PK exacto ha ocurrido cada accidente, se ha obtenido una base de datos georeferenciada (en SIG) en la que se combinan las dos bases de datos anteriores. De este modo en esta base se tienen conjuntamente todas las carreteras y todos los accidentes de tráfico con sus correspondientes características (Figura 7).

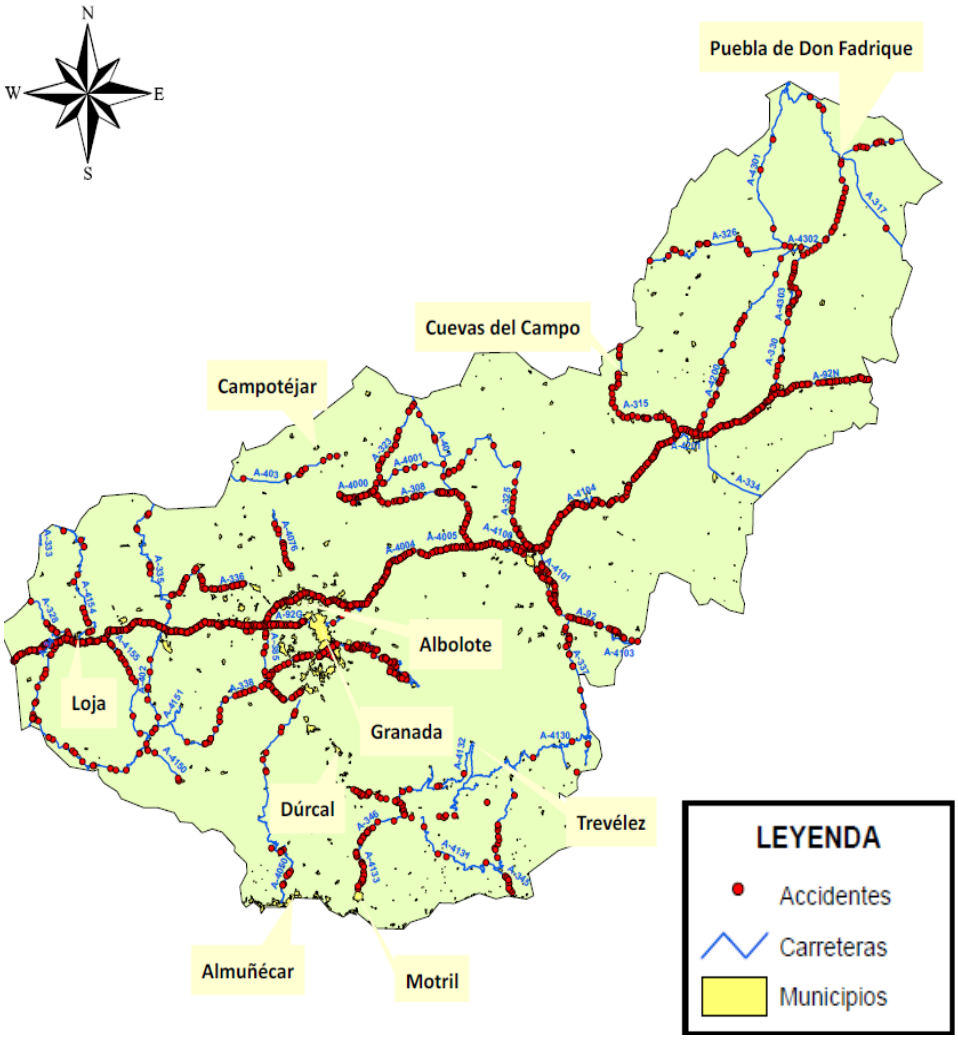


Figura 7. Mapa de carreteras y accidentes de tráfico en el ámbito de estudio

En la Figura 7 se muestra el mapa de Granada con las carreteras de estudio y los accidentes ocurridos en ellas durante el período considerado.

4.3. OBTENCIÓN DE ALINEACIONES

Como ya se expuso en el apartado del estado del arte, la mayoría de las técnicas existentes para obtener alineaciones se llevan a cabo en dos etapas. En la primera, cada punto que define el eje de la carretera, es clasificado individualmente, con alguno de los métodos explicados anteriormente, en curvas, rectas o clotoides y en la segunda, se fijan curvas en función de cómo hayan sido clasificados individualmente dichos puntos en la primera fase. Estas técnicas son en general precisas, pero requieren generalmente de numerosas iteraciones para encontrar la curva que mejor se ajuste a los puntos en la segunda fase, por lo que el cálculo computacional es complejo. Los spline, destacados por su flexibilidad, simplicidad matemática y computacional, hasta el 2008 sólo habían sido utilizados para extraer el eje de la

carretera pero no permitían distinguir curvas, rectas y clotoides. En esta investigación, en base a la idea desarrollada por Cafiso y Di Graziano (2008) se utilizan spline para la obtención de alineaciones. Los puntos que constituyen el trazado en planta de la carretera serán aproximados por un spline y se usará la curvatura de dicho spline para la determinación de alineaciones.

Se ha desarrollado un procedimiento simple y automatizado, en el software Mathematica, que permite obtener las alineaciones de la carretera y sus correspondientes valores de curvatura, a partir de un listado de puntos, facilitado por la DGC, con coordenadas UTM X y UTM Y, correspondiente al trazado en planta de la carretera. Cada carretera está representada por puntos con sus coordenadas UTM cada 10 metros. Se quiere reconstruir el trazado y para eso se le ajusta a esos puntos una curva spline cúbica. La curvatura de esta curva spline permitirá obtener las curvaturas de cada elemento del trazado. Esta herramienta se ha aplicado para la determinación de alineaciones en los 978 km de carreteras de la provincia de Granada.

La metodología propuesta para la obtención de alineaciones es la que se muestra en la Figura 8 y se ha desarrollado en 5 pasos:

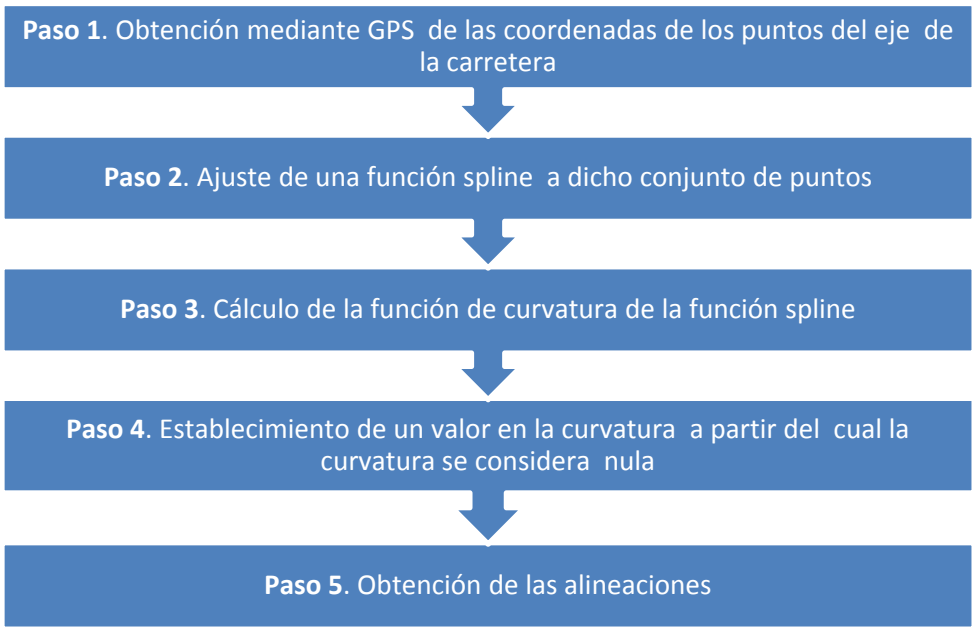


Figura 8. Metodología para la determinación de alineaciones

Paso 1. Obtención mediante GPS de las coordenadas de los puntos del eje de la carretera

Se dispone de las coordenadas UTM X y UTM Y de los puntos de cada carretera, que constituyen su trazado en planta. Estos puntos están uniformemente distribuidos a lo largo de la misma y han sido obtenidos por la DGC mediante GPS.

Paso 2. Ajuste de una función spline a dicho conjunto de puntos

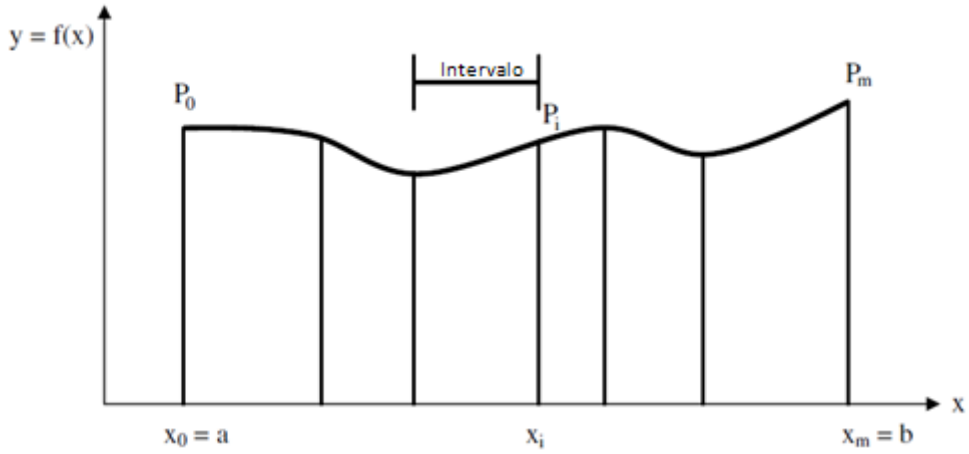
A los puntos del eje de la carretera dados por sus coordenadas UTM se les ajusta una función spline.

A continuación se describe la función spline:

Si se tiene un intervalo $\Delta = [a,b]$ y se divide en m subintervalos (Figura 9) $k_i = [x_i, x_{i+1}]$ donde i = 0…, m-1:

$\Delta_m = [a = x_0 < x_1 < \ldots < x_{m-1} < x_m = b]$

Una función $Sn(\Delta_m)$ se denomina función spline de grado n si está definida por un polinomio $f_i(x)$ de grado n en cada subintervalo k_i, y sus derivadas hasta el grado n-1 son continuas en todo el intervalo. Los puntos P_i de coordenadas (x_i,y_i) que van a ser conectados mediante la función $Sn(\Delta_m)$ se llaman nodos.



Fuente: Adaptado de Castro et al. (2006)

Figura 9. Spline de interpolación

Los spline de grado impar tienen representaciones más suaves que los de grado par (Castro et al., 2006). Por otro lado, los spline de grado pequeño (menor o igual que 3) son muy sencillos de utilizar y con ellos se consiguen buenas aproximaciones. Spline de grado superior, como los de orden 5 (Spath, 1969; Mund, 1975), requieren operaciones muchos más complejas y no suponen beneficios considerables en cuanto a los ajustes conseguidos con spline de menor grado, como los de grado 3. Esto hace que los spline de grado cúbico sean los más utilizados para la obtención del eje de la carretera (Chew et al., 1989; D´Andrea y Bosurgi, 1990, Castro et al., 2006).

En esta tesis se han usado spline de grado 3 (spline cúbicos) y con derivadas hasta el grado 2 continuas (clase 2). La clase dos de los spline, garantiza, que la primera y segunda derivada sean continuas. Es decir, garantizan, por un lado, la existencia de recta tangente en todos los puntos de su gráfica (clase 1, primera derivada continua) y por otro, la continuidad de la función curvatura en todo su dominio (clase 2, segunda derivada continua).

Los spline mencionados interpolan a un conjunto de puntos. Otra posibilidad, alternativa a la interpolación, es el uso de los spline de suavizado (Figura 10).

Se tiene:

$\Delta_m = [x_0 \dots x_m]$ C [a,b], donde Δ_m que es una partición del intervalo [a,b] y

$P_n = \{P_0,\dots P_n\}$ C R^2 que constituyen el conjunto de puntos definidos por sus coordenadas y que pertenecen al conjunto de los números reales.

Se busca obtener una función f cúbica de clase 2 que se ajuste lo máximo a los puntos, es decir una función en la que se cumpla:

$f(x_i) \approx P_i,\ i = 0, \dots n$

y que además dicha función minimice la siguiente expresión (Kouibia y Pasadas, 2000; Kouibia y Pasadas, 2007):

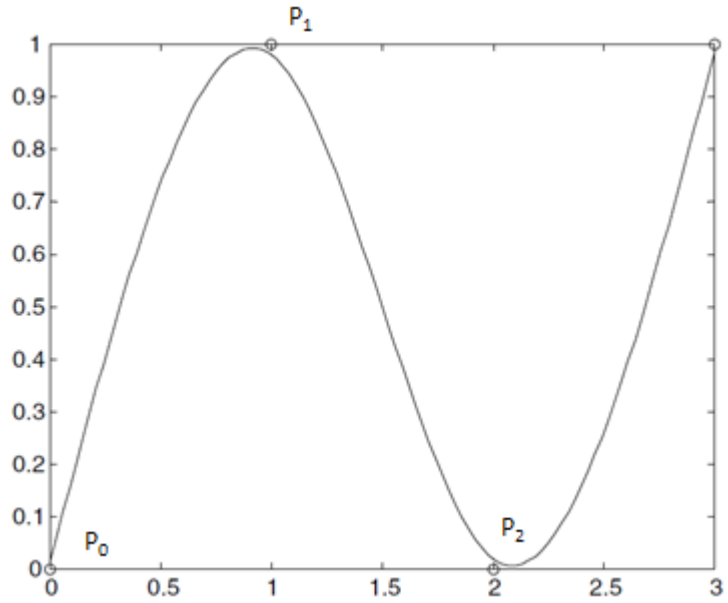
$$J(x) = \underbrace{\sum_{i=0}^{n} \langle f(x_i) - y_i \rangle^2}_{\text{Interpolación}} + \underbrace{\varepsilon \int_a^b \langle f''(x) \rangle^2 dx}_{\text{Suavizado}} \qquad (35)$$

Donde:

J (x) = Función a minimizar
n = Número de puntos
ε Є (0,+∞) = Parámetro de suavizado

La expresión de la ecuación anterior consta de dos términos, el primero correspondiente a la interpolación y el segundo correspondiente al suavizado.

El parámetro de suavizado ε controla la suavidad de la curva. Variando el parámetro de suavizado ε se puede tener más o menos suavidad en el trazado a cambio de más o menos interpolación. De este modo, si ε = 0 se están interpolando los datos y para ε distintos de cero, conforme ε sea más grande se tendrá más suavizado y menos interpolación. Así, más suavizado implicará menos interpolación y menos suavizado implicará más interpolación.



Fuente: Adaptado de Castro et al. (2006)

Figura 10. Spline cúbico de suavizado

La Figura 10 representa una spline cúbico de suavizado, en el que como se observa, la curva no pasa exactamente por los puntos P_0, P_1 y P_2. En este ejemplo se tienen interpolación (no exacta) y suavizado a la vez.

Por tanto al conjunto de puntos de la carretera se les va a ajustar un spline de suavizado del tipo presentado en la (Ecuación 35). En la Figura 11 se tienen las coordenadas UTM X y UTM Y de los puntos de una carretera del ámbito de estudio. En la Figura 12 se tiene el spline de suavizado que se ajusta a esos puntos.

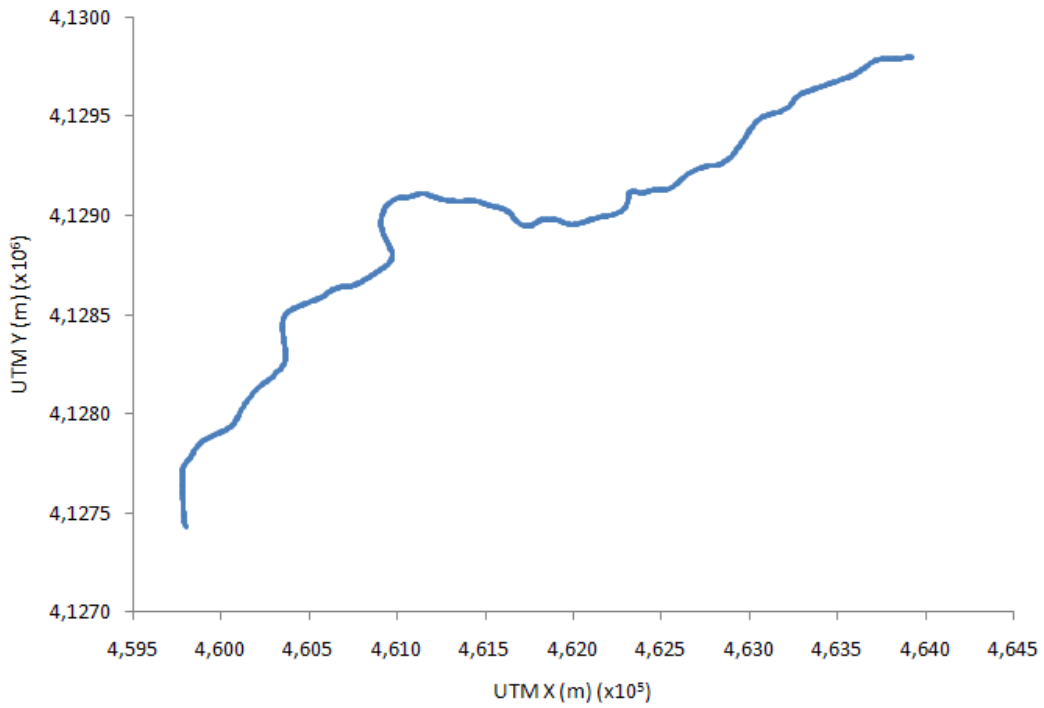


Figura 11. Coordenadas UTM de los puntos de la A-4004

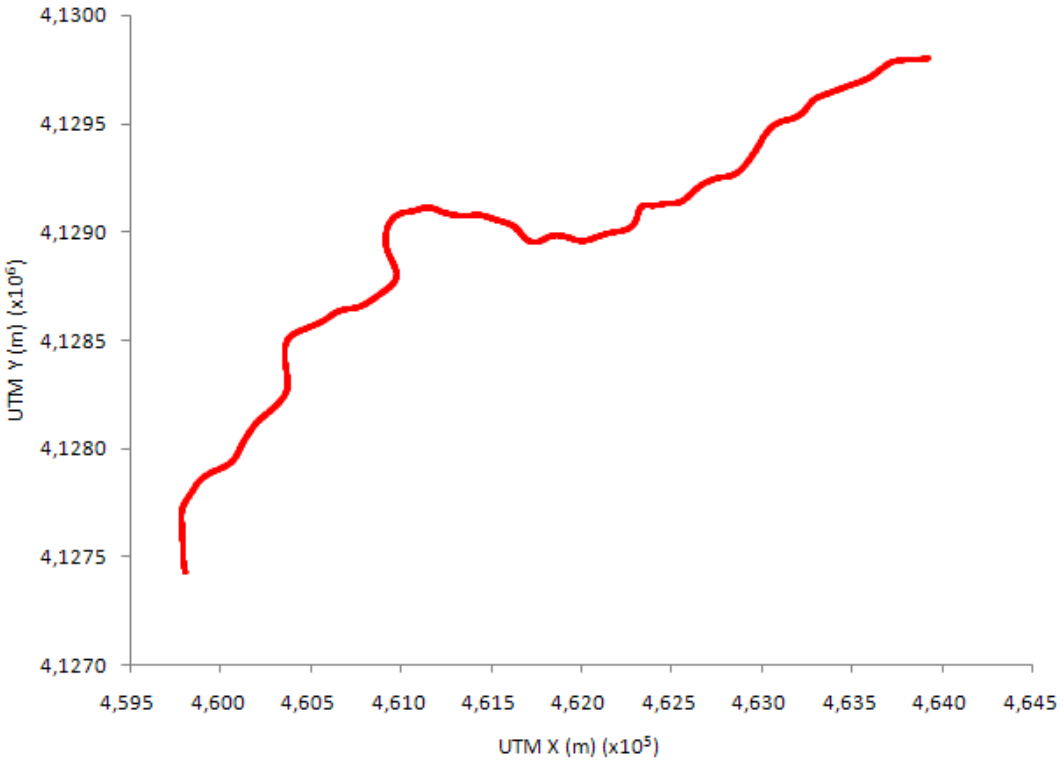


Figura 12. Spline de suavizado ajustado a los puntos de la A-4004

A partir del spline, se va a obtener la curvatura. Si la curvatura es nula se podrá identificar una recta, si es constante una curva y si es variable una clotoide.

Paso 3. Cálculo de la función de curvatura de la función spline

A partir de la Ecuación 35, se puede calcular la función de curvatura del spline que vendrá dada por la siguiente expresión (Do Carmo, 1976):

$$c(x) = \frac{<f_1'(x), f_2''(x)> - <f_2'(x), f_1''(x)>}{\left(\sqrt{<f_1'(x)>^2 + <f_2'(x)>^2}\right)^3}, \text{x } \epsilon\ [a, b] \qquad (36)$$

Donde:
$f_1(x) = x$
$f_2(x) = J(x)$ definido en la Ecuación 35

Paso 4. Establecimiento de un valor en la curvatura a partir del cual la curvatura se considera nula

En este paso se realiza la truncatura de la curvatura, que consiste en determinar un valor de curvatura (valor de tolerancia) por debajo del cual todos los valores de curvatura inferiores al mismo se consideran nulos.

Si se representa el diagrama de curvaturas en un tramo de carretera (Figura 13), se pone de manifiesto una oscilación en los valores de curvatura debido a posibles errores en la toma de datos mediante GPS instalado en un vehículo y al inevitable desvío de la trayectoria del vehículo con respecto al eje de la carretera. Por tanto, se define una banda de tolerancia tomando un ancho constante (± 1/R) dentro de la cual los valores de curvatura se consideran nulos (Cafiso y Di Graziano, 2008). De este modo, todos los valores cuya curvatura esté dentro de la banda de tolerancia considerada, permitirán identificar las alineaciones rectas. En la Figura 14 se obtiene la curvatura después de haber establecido la banda de tolerancia. A esta curva nueva curvatura se le denomina curvatura truncada.

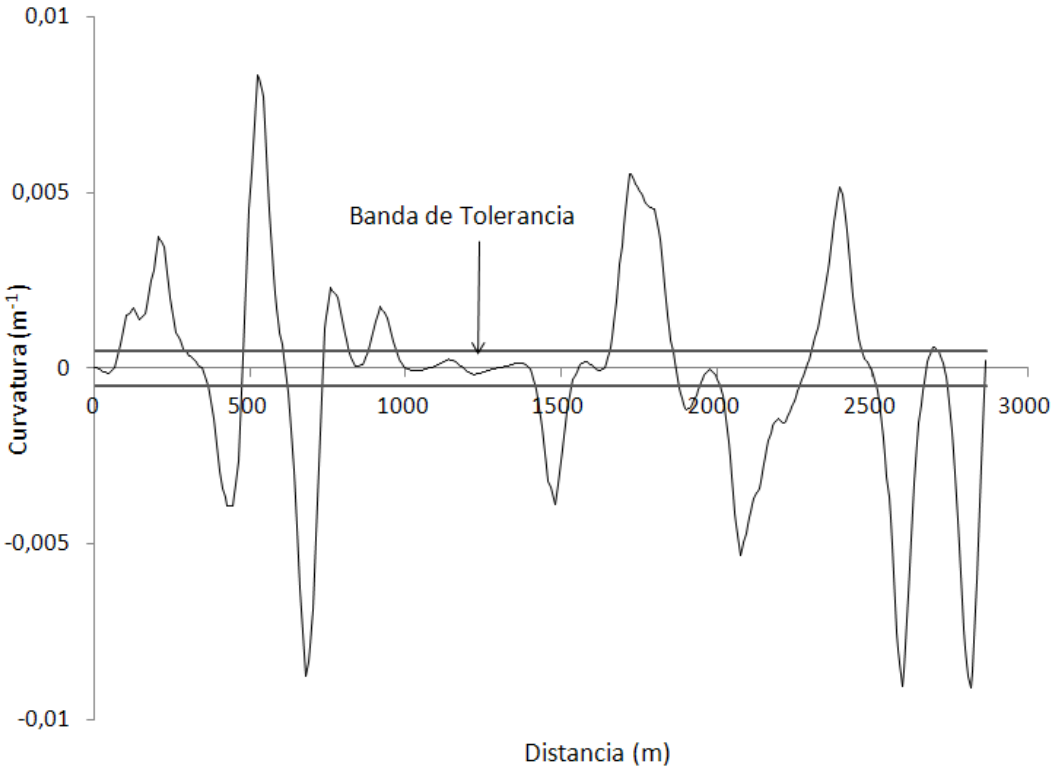


Figura 13. Diagrama de curvaturas y banda de tolerancia en la A-4004

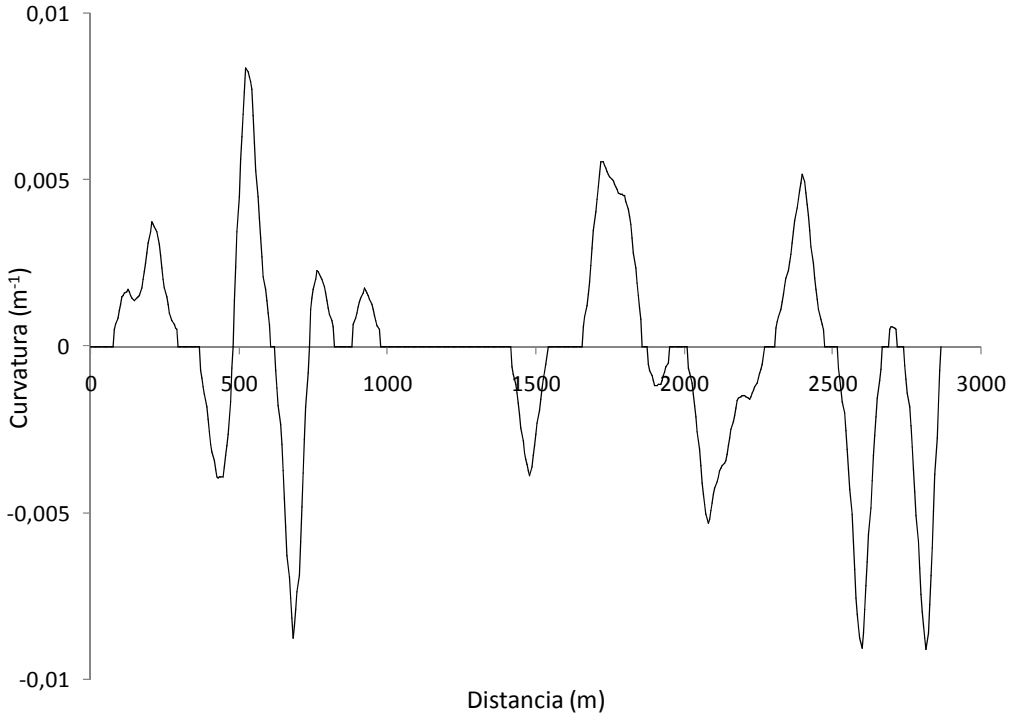


Figura 14. Curvatura truncada en la A-4004

El valor del radio que define la banda, que permitirá distinguir entre curvas y rectas, difiere según los países. En España, por ejemplo, se establece un límite diferente para distinguir las curvas de las rectas según el tipo de carretera que se esté analizando.

Según la Instrucción de Carreteras Española, en la Norma 3.1-I.C (Ministerio de Fomento, 2000), el límite entre curvas y rectas está en un radio de 3.500 m en carreteras convencionales (generalmente frecuentadas por numerosas curvas y en las que una curva con ese radio puede ser considerado una recta) y en 5.000 m en autovías y autopistas. En Nueva Zelanda todos los elementos de la carretera que tengan valores de radio superiores a 3.000 m son considerados como rectas (Koorey, 2009). Aunque este mismo autor sugiere que un valor de 1000 m puede ser apropiado en materia de seguridad vial, ya que normalmente curvas con radios superiores a 1.000 m no plantean problemas de seguridad. Pero especifica que un valor de corte demasiado bajo puede omitir una parte importante de muchas curvas y, por el contrario, valores demasiado altos pueden crear registros de "falsas curvas".

En el programa informático desarrollado en esta tesis para la determinación de alineaciones, el límite entre curvas y rectas puede ser elegido por el usuario. En las carreteras convencionales analizadas, en base a la Instrucción de Carreteras Española, en la Norma 3.1-I.C (Ministerio de Fomento, 2000) se ha establecido el límite entre curva y recta en un radio de 3.500 m.

Paso 5. Obtención de las alineaciones

A partir de la función de curvatura truncada se procede a determinar las distintas alineaciones.

Para ello, en el diagrama de curvaturas truncadas, entre cada dos puntos consecutivos de curvatura nula, se ajusta un trapecio de modo que el área del trapecio sea igual al área encerrada entre los dos puntos de curvatura nula. Esta idea fue propuesta por Cafiso y Di Graziano (2008). El trapecio servirá para identificar las alineaciones de la carretera (ver Figura 15) según el siguiente criterio:

- La zona entre trapecios, en la que la curvatura es nula, permitirá identificar las rectas.
- La base superior del trapecio, en la que la curvatura es constante, permitirá identificar las curvas.
- Los lados del trapecio, en los que la curvatura es variable, permitirán identificar las clotoides.

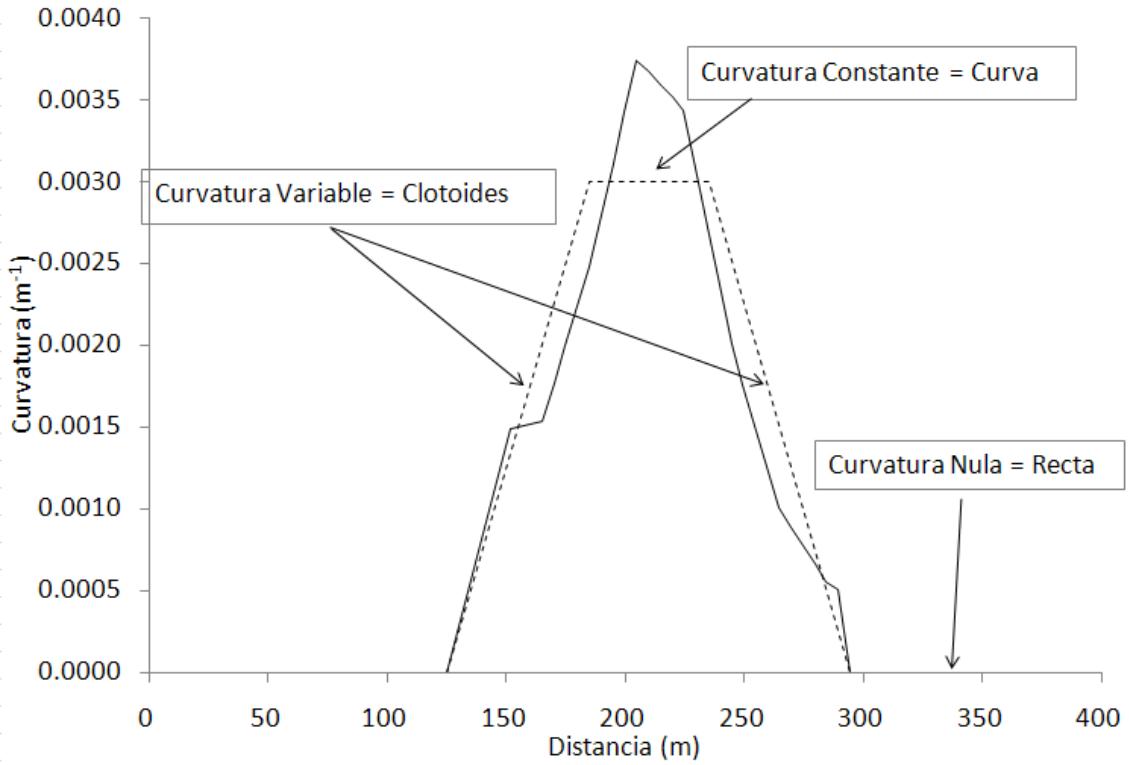


Figura 15. Ajuste de trapecios para la obtención de alineaciones

La **Figura 16** muestra los trapecios creados entre puntos de curvatura nula en el diagrama de curvaturas truncadas en un tramo de carretera.

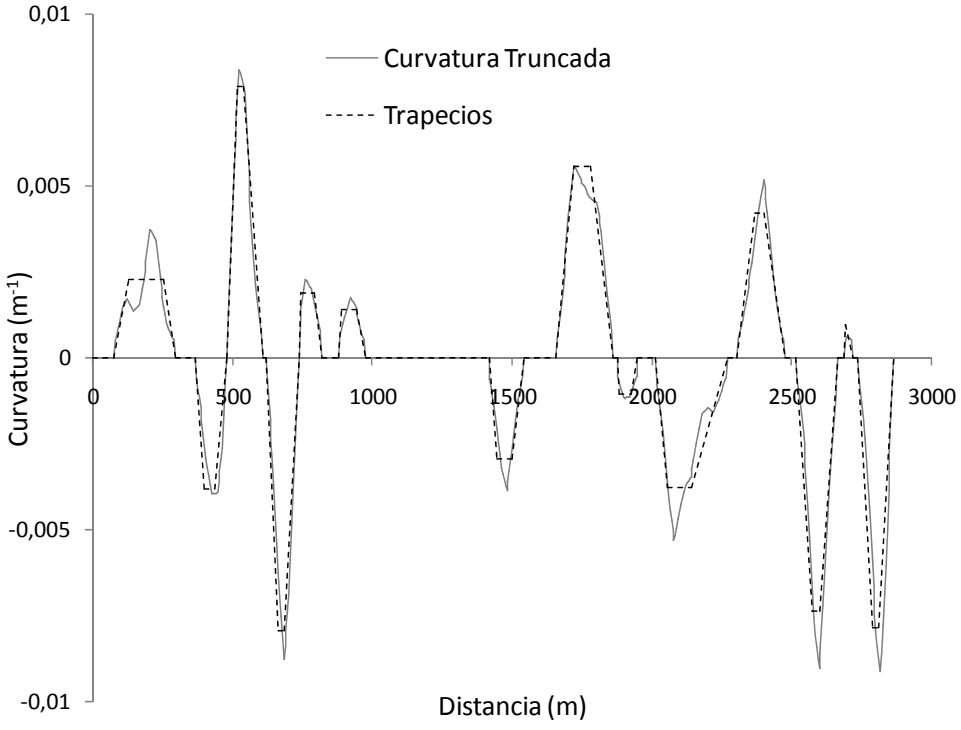


Figura 16. Ajuste de trapecios para la obtención de alineaciones en un tramo de carretera A-4004

La salida del programa consiste en un listado que incluye las coordenadas UTM de los distintos elementos (curvas, rectas y clotoides), la longitud de los mismos y sus correspondientes valores de curvatura (Tabla 9).

UTM X (m)	UTM Y (m)	Distancia (m)	Curvatura (m^{-1})	Alineación
444.998,454	4.148.678,25	0,000	0,000000	Recta
445.073,882	4.148.674,5	74,988	-	Clotoide
445.125,321	4.148.673,51	126,108	0,002275	Curva
445.251,219	4.148.693,51	253,651	-	Clotoide
445.290,148	4.148.707,19	294,592	0,000000	Recta
445.356,391	4.148.731,81	364,672	-	Clotoide
445.390,721	4.148.743,3	400,656	-0,003817	Curva
445.427,748	4.148.751,31	438,494	-	Clotoide
445.468,501	4.148.754,81	479,292	-	Clotoide
445.507,055	4.148.761,05	518,907	0,007862	Curva
445.524,285	4.148.767,68	537,791	-	Clotoide
445.582,888	4.148.806,63	607,840	0,000000	Recta
445.591,094	4.148.812,77	617,933	-	Clotoide

Tabla 9. Alineaciones de la A-4004 (PK 0+000-PK 600+000)

Una vez que se conocen las rectas y las curvas con su correspondientes valores de curvatura en todas las carreteras, el siguiente paso de la metodología es dividir la carretera en tramos homogéneos, para obtener el perfil de velocidad en cada uno de ellos.

4.4 OBTENCIÓN DE TRAMOS CON CARACTERÍSTICAS HOMOGÉNEAS

Ya se puso de manifiesto en el apartado del estado del arte la necesidad de estudiar secciones que tengan características homogéneas, por simplicidad y por hacer estudios coherentes. Eliminadas todas las intersecciones, zonas urbanas, zona de carril lento, de túneles y zonas contiguas a ellas que puedan afectar al perfil de velocidad, se han obtenido tramos homogéneos. De los cuatro criterios más utilizados en la literatua (Tabla 3), en esta tesis se van a utilizar la IMD, el CCR y el ancho de calzada. No se disponen datos de las características de los arcenes por lo que esta variable no será utilizada para tramificar. Ya se vio que el manual de seguridad HSM incluye la IMD y el ancho de calzada para la determinación de secciones homogéneas. Muchos autores utilizan además el CCR (Crisman et al., 2005, R. Cafiso et al., 2008, Perco, 2008, Cafiso et al., 2010) por ser una de las más importantes metodologías para determinar tramos homogéneos de carreteras si se quiere tener en cuenta la geometría de la misma (García et al., 2013b).

- En cuanto a la IMD, para identificar zonas de IMD constante, se sigue el criterio de tramificación del HSM, en el que se considera que empieza un nuevo tramo cuando se cambia de intervalo, considerando los siguientes intervalos:
    - <1.000 vehículos/día;
    - 1.001-3.000 vehículos/día;
    - 3.001-5.000 vehículos/día;
    - 5.001-10.000 vehículos/día

  En la Tabla 10 se muestra el porcentaje de tramos en las carreteras estudiadas en cada uno de los intervalos de IMD definidos:

IMD (vehículos/día)	% Tramos	% Longitud
<1.000	52,57	54,31
1.001-3.000	26,48	23,71
3.001-5.000	17,00	15,36
5.001-10.000	3,95	6,62

Tabla 10. Porcentaje de tramos y longitudes según la IMD en el ámbito de estudio

Tradicionalmente se ha considerado que las carreteras de dos carriles son las que tienen una capacidad máxima correspondiente a una IMD de 10.000 vehículos/día (Hernando y Romana, 2010). En efecto el 100% de las carreteras del ámbito de estudio, están dentro de este rango, por lo que puede decirse que la consideración como carretera convencional, en principio, es la adecuada.

- En cuanto al CCR, para identificar secciones con CCR constante tal y como se explicaba en el apartado 2.3.2 del estado del arte, se representa la suma de las deflexiones de los ángulos gi (en gonios) en función de la distancia (Figura 17 y Figura 18). Se trata de conseguir secciones que tengan aproximadamente una pendiente constante (α_i constante). La pendiente α_i representa la desviación del ángulo acumulado (el CCR de la sección). Se adopta una longitud mínima de sección de 2 km para la identificación de secciones homogéneas según CCR (en base al procedimiento alemán, RAS-L, 1995). Es decir, cada una de las secciones identificadas por CCR debe tener un mínimo de 2 Km. Esta longitud mínima permitirá no identificar cambios aislados de CCR, lo que se traduciría en analizar la consistencia localmente y no por tramo como se pretende analizar.

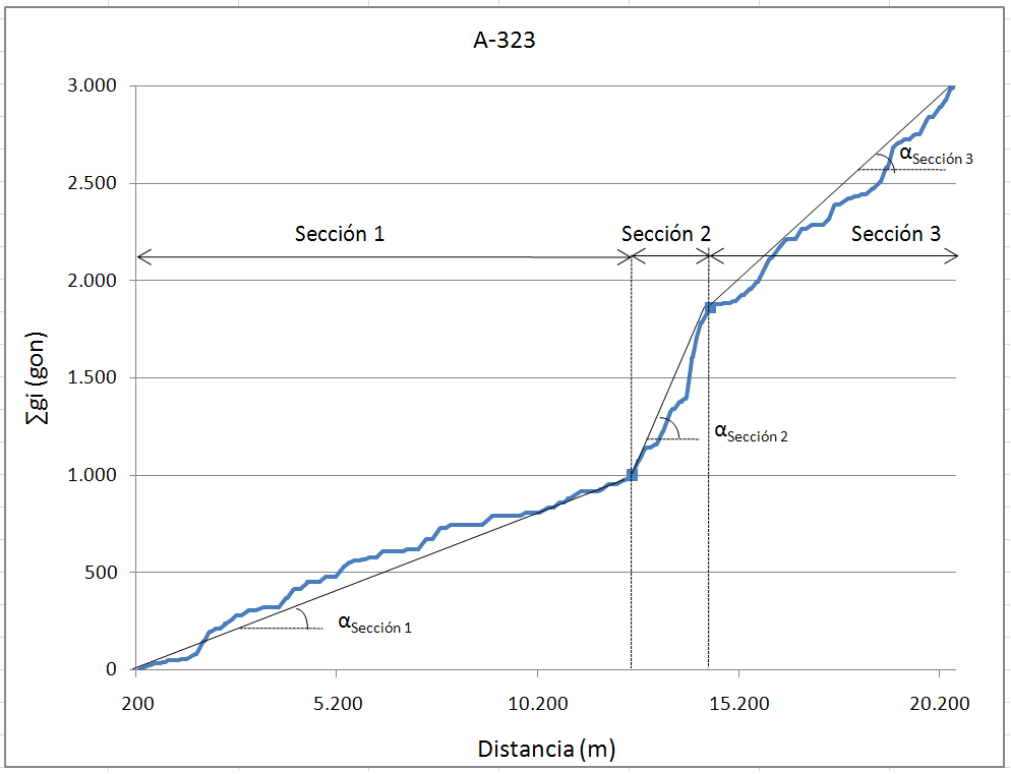


Figura 17. Ejemplo de tramificación mediante CCR en la carretera A323

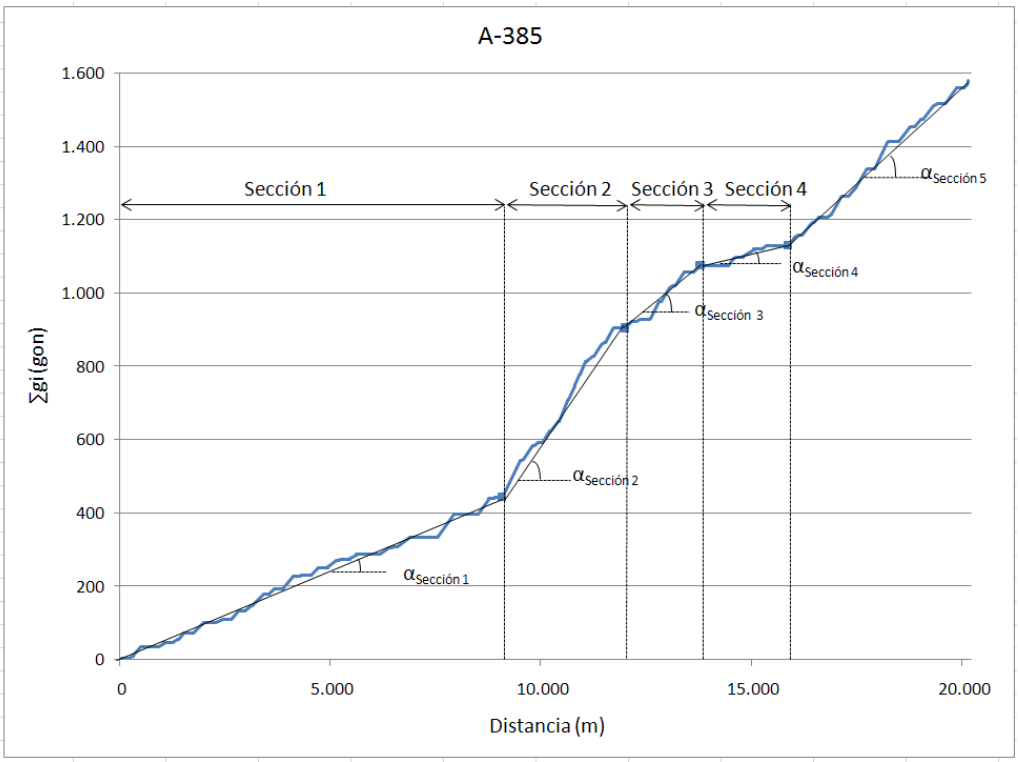


Figura 18. Ejemplo de tramificación mediante CCR en la carretera A385

En las Figura 17 y Figura 18 se muestran ejemplos de tramificación por CCR en dos carreteras del ámbito de estudio. Tal y como se aprecia, las secciones obtenidas tienen una pendiente aproximadamente constante.

- En cuanto al ancho de la calzada, se identifica un cambio de sección cuando hay un cambio del ancho de la calzada, considerando los siguientes intervalos:
    - o ≤ 7 m
    - o 7-8 m
    - o ≥ 8 m

  En la Tabla 11 se muestra el porcentaje de tramos y de longitud en las carreteras estudiadas según cada uno de los intervalos de ancho de calzada definidos

Ancho Calzada (m)	% Tramos	% Longitud
≤ 7	73,91	71,79
7-8	3,56	2,95
≥ 8	22,53	25,26

Tabla 11. Porcentaje de tramos en cada intervalo de ancho de calzada

  Las carreteras de este estudio se encuadran dentro de la red básica de la Comunidad Autónoma. El Ministerio de Fomento (2000) recomienda para las carreteras de esta jerarquía con una IMD de hasta 10.000 vehículos/día, secciones con un ancho de calzada variando entre un mínimo de 6 m y un máximo de 10 m. Según se observa en la Tabla 11 las carreteras analizadas están dentro de este rango.

Se considerará una sección homogénea cuándo los tres parámetros mencionados, IMD, CCR y ancho de calzada sean constantes.
En la Figura 19 se presenta el eje en planta de una carretera, tramificada en función de los tres parámetros descritos.

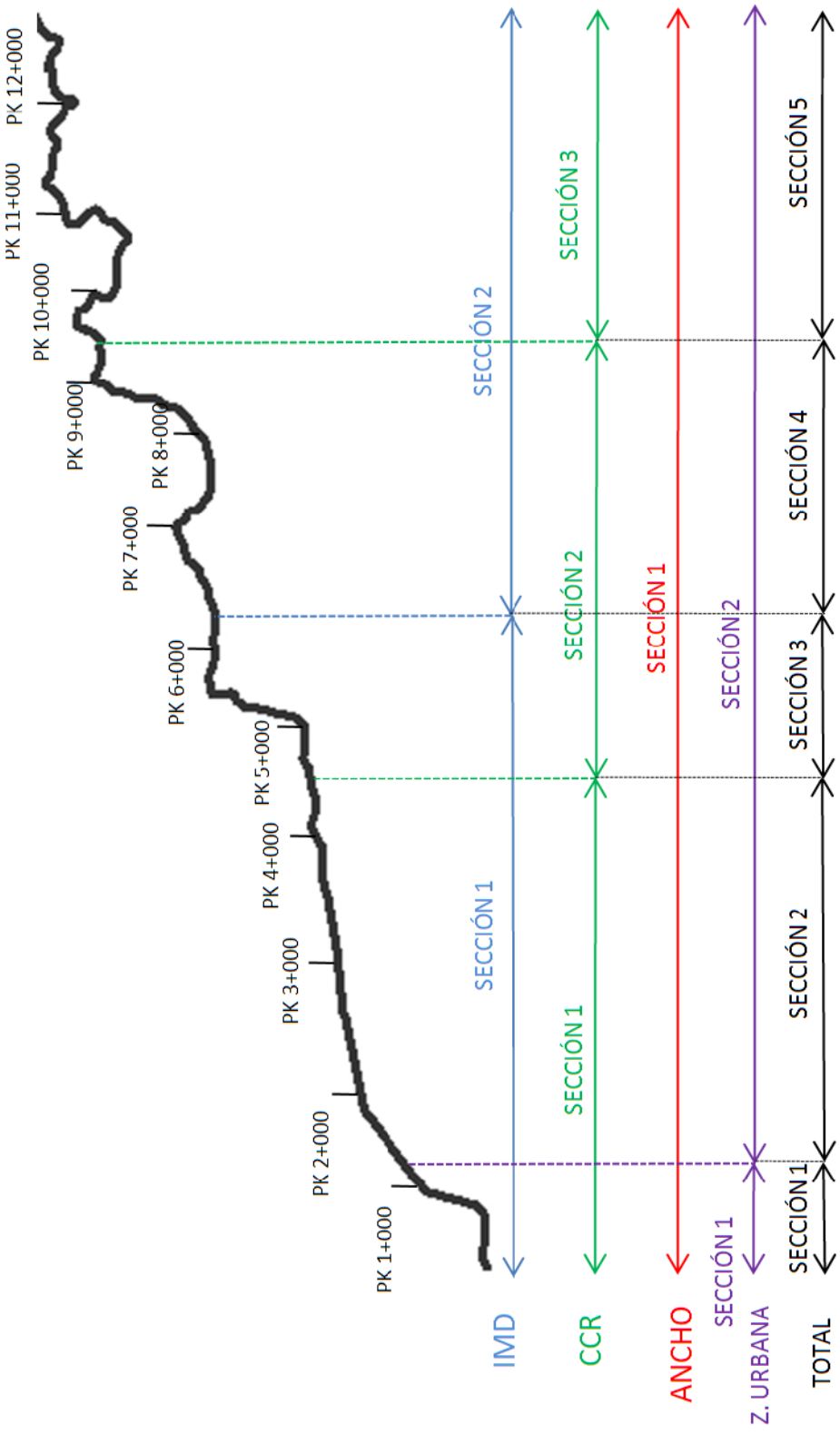


Figura 19. Tramificación de la A-4076 respecto a la IMD, CCR y acho de calzada

En la Figura 19 la carretera es dividida en secciones según los distintos parámetros utilizados. La IMD divide a la carretera en dos secciones. El CCR la divide en 3 secciones. Según el ancho de calzada se tiene una única sección ya que el ancho es constante en toda la carretera. Además, la A-4076 atraviesa en su inicio una zona urbana, por lo que esta zona debe ser eliminada. El resultado final es que al combinar todos los criterios de tramificación aplicados, la carretera queda dividida en 5 secciones de características homogéneas. Como puede verse, aunque la sección mínima según CCR se ha estimado en 2 km, la combinación de los distintos criterios de tramificación puede dar lugar a secciones de tamaño inferior.

Realizada la tramificación en todas las carreteras de estudio se obtuvieron 506 tramos homogéneos, que suponen un total de 1956 Km (considerando los dos sentidos de circulación). La longitud de los tramos oscila entre un valor mínimo de 0,15 Km hasta un máximo de 17,14 Km.

En la Figura 20 se muestra el número de tramos resultantes según intervalos de longitud.

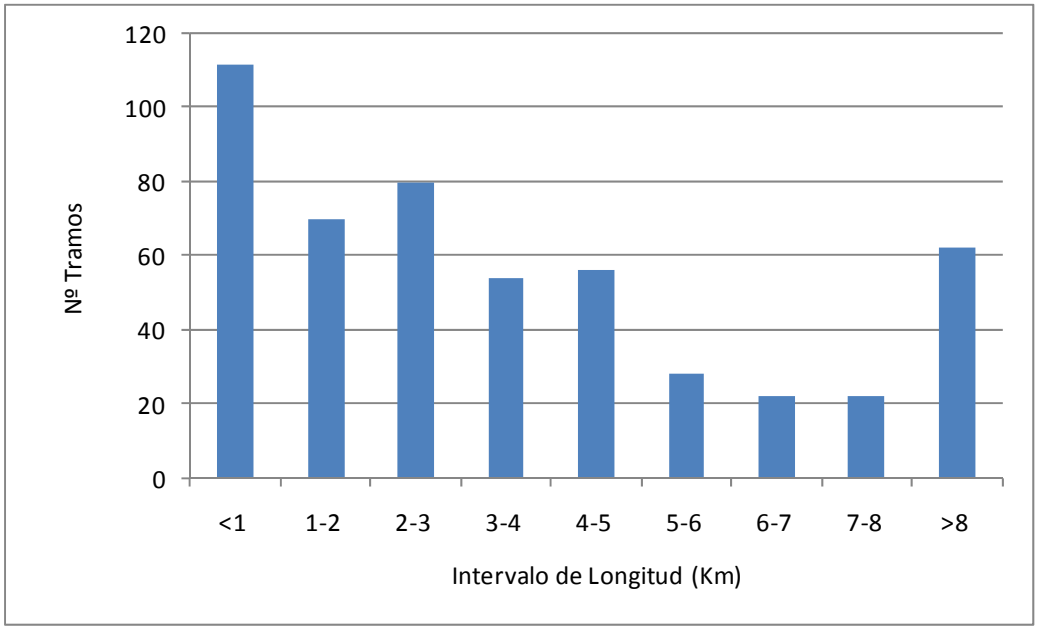


Figura 20. Distribución de ramos según su longitud

En la Figura 21 se muestra el número de tramos con longitud inferior a 1 km distribuidos en intervalos cada 250 m.

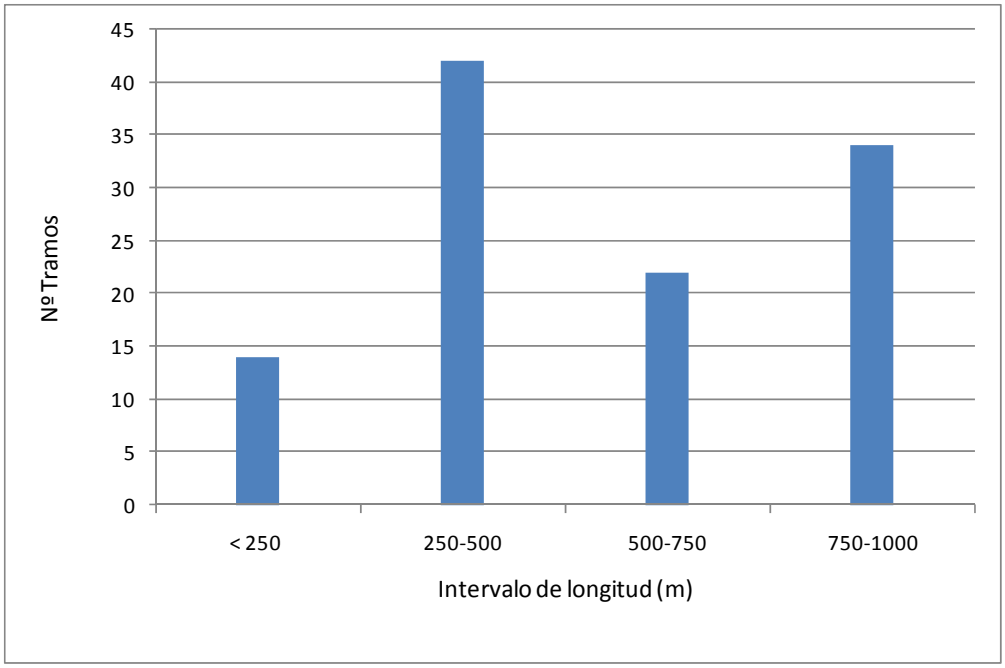


Figura 21. Distribución de tramos de longitud inferior a 1 Km

Según se vió en el estado del arte, no hay una longitud de tramo mayoritariamente aceptada por los distintos investigadores, ya que ésta oscilaba en los distintos estudios entre 16 m y 6,4 km (Tabla 3), por lo que se decide adoptar para esta tesis una longitud de tramo superior a 150 m.

En la Tabla 12 se presentan los valores mínimo, máximo, medio y desviación típica de las longitudes de tramo obtenidas, así como de las variables que han servido para llevar a cabo la tramificación de los 506 tramos de estudio.

	Mín	Máx	Media	Desv. Típ.
Long Tramo (km)	0,15	17,14	3,86	3,38
IMD (veh/día)	210,00	8681,00	188,88	2027,30
CCR (gon/km)	4,70	1098,05	351,28	310,91
Ancho Calzada (m)	5,00	10,00	6,20	1,90

Tabla 12. Resumen de las características de los tramos homogéneos

En la Tabla 12 se confirma según el valor medio de IMD obtenido que la IMD en el ámbito de estudio es muy baja. El ancho medio de calzada es de 6,2 por lo que las carreteras estudiadas son relativamente estrechas. El valor medio de CCR obtenido calificaría las carreteras del ámbito de aceptables, en el límite de pobres, según los umbrales establecidos por Lamm et al. (2002), que establecieron que un tramo de carretera es bueno si el CCR es menor o igual a 180 gon/km, pobre si es superior a 360 gon/km y aceptable en el resto de los casos. Según el valor medio de CCR puede decirse que, en general, las carreteras del ámbito de estudio tienen muchas curvas.

Definidas las alineaciones y los tramos homogéneos en los que se pretende calcular el perfil de velocidad, se procede a la creación del mismo.

4.5. EL PERFIL DE VELOCIDAD

Para poder construir el perfil de velocidad, además de conocer las alineaciones de la carretera, es necesario elegir los modelos de velocidad en curvas, en rectas y aceleraciones o deceleraciones para ir de un elemento a otro del trazado.

4.5.1. ELECCIÓN DE MODELOS PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD

VELOCIDAD EN CURVAS

Se han revisado numerosos modelos de velocidad en curvas para predecir la velocidad de operación, sin embargo, tal y como se verá a continuación, la forma del modelo, las variables independientes y los coeficientes de regresión son diferentes de unos modelos a otros. Por otro lado, es muy importante utilizar modelos calibrados para el país en el que se realice la investigación (Misaghi y Hassan, 2005). En España, dos autores han desarrollado distintos modelos para determinar la velocidad de operación en las curvas en función de sus características geométricas:

- Castro et al. (2008a) desarrollaron a partir de una muestra de 18 curvas en las que se usó una pistola láser para la determinación de las velocidades reales. El modelo que se obtuvo fue:

$$V_{85} = 120{,}16 - \frac{5596{,}72}{R} \qquad R^2 = 0{,}75 \tag{37}$$

  donde R es el radio de la curva (m)

- Pérez-Zuriaga et al. (2010) desarrollaron dos modelos, uno basado en el CCR, y otro basado en el radio de la curva (a su vez, este último fue calibrado de manera diferente para curvas con radios inferiores y superiores a 400 m). Llevaron a cabo la investigación en 43 curvas en las que se obtuvieron perfiles de velocidad reales, con GPS instalados en diferentes vehículos de conductores a los que se les informó de la investigación a realizar. Utilizaron la media de los perfiles de velocidad reales obtenidos en cada curva. Estudiaron la relación de distintas variables de las curvas con la velocidad de operación y encontraron que las variables más relacionadas con éstas fueron el CCR y el radio. Desarrollaron un modelo en el que se mostraba la relación de la velocidad de operación con el CCR y dos modelos en los que se mostraba la relación de la velocidad de operación con el radio:

  El modelo basado en el CCR está expresado en la siguiente ecuación:

$$V_{85} = \frac{1}{0{,}00948323 + 0{,}000015201\,CCR} \qquad R^2 = 0{,}79 \tag{38}$$

donde CCR es la tasa de cambio de curvatura en la curva incluyendo clotoides (gon/km).

El modelo basado en el radio de la curva, para curvas con radio mayor que 400 y menor o igual que 950 m, se expresa en la siguiente ecuación:

$$V_{85} = 97{,}4254 - \frac{3310{,}94}{R} \qquad R^2 = 0{,}76 \tag{39}$$

El tercer modelo para curvas con radio menor o igual que 400 y mayor que 70:

$$V_{85} = 102{,}048 - \frac{3990{,}26}{R} \qquad R^2 = 0{,}84 \tag{40}$$

En esta tesis, para construir el perfil de velocidad de cada uno de los tramos de estudio, se tomarán los dos modelos de Pérez-Zuriaga et al. (2010) basados en el radio de la curva (Ecuaciones 39 y 40), ya que el de Castro et al. (2008a) utiliza valores de campo medidos en puntos localizadas de la curva mientras que Pérez-Zuriaga et al. (2010) consideran perfiles de velocidad reales para su calibración. Además este último utiliza mayor número de curvas para dicha calibración. De los modelos propuestos por Pérez-Zuriaga et al. (2010), se han elegido los modelos que dependen del radio y no del CCR porque para curvas con radios menores de 400 presentaban mejor correlación y el radio medio de las curvas de estudio es de 230 m.

VELOCIDAD EN RECTAS

En cuanto a las rectas, la mayoría de los estudios definen una velocidad constante que podría ser alcanzada si la recta fuera suficientemente larga. La velocidad deseada en rectas que va a ser considerada en esta tesis para la construcción del perfil es de 110 km/h (Pérez-Zuriaga et al., 2010).

TASAS DE ACELERACIÓN Y DECELERACIÓN

En cuanto a la aceleración y deceleración elegidas, aunque el primer valor de aceleración y deceleración constante propuesto (0,85 m/s^2), fue de los más conocidos y empleados (Lamm y Choueiri,1988; Krammes et a.l, 1995; Transportation Association of Canada, 1999, Castro et al., 2008b), algunas investigaciones posteriores postulaban que el valor de la aceleración real, era generalmente inferior a 0,85 m/s^2 (Kockelke y Steinbrecher, 1987; Fitzpatrick et al., 2000; Crisman et al., 2005; Figueroa y Tarko, 2005; Pérez-Zuriaga et al., 2010). Por lo tanto, para la construcción del perfil de velocidad se han tomado las aceleraciones y deceleraciones propuestas por Fizpatrick et al. (2000) (Tabla 13) para carreteras con pendientes comprendidas entre un -9% yun 9%. Los valores de la Tabla 13 y los de estudios recientes (Figueroa y Tarko, 2005; Perco y Robba, 2006) se aproximan más a los valores de aceleraciones y deceleraciones reales que los de Lamm et al. (1988).

Ratio de Deceleración, d (m/s^2)		Ratio de Aceleración, a (m/s^2)	
Radio, R (m)	d	Radio, R (m)	a
$R \geq 436$	0.00	$R > 875$	0,00
		$436 < R \leq 875$	0,21
$175 \leq R < 436$	$\|0{,}6794 - 295{,}14/R\|$	$250 < R \leq 436$	0,43
$R < 175$	1,00	$175 < R \leq 250$	0,54

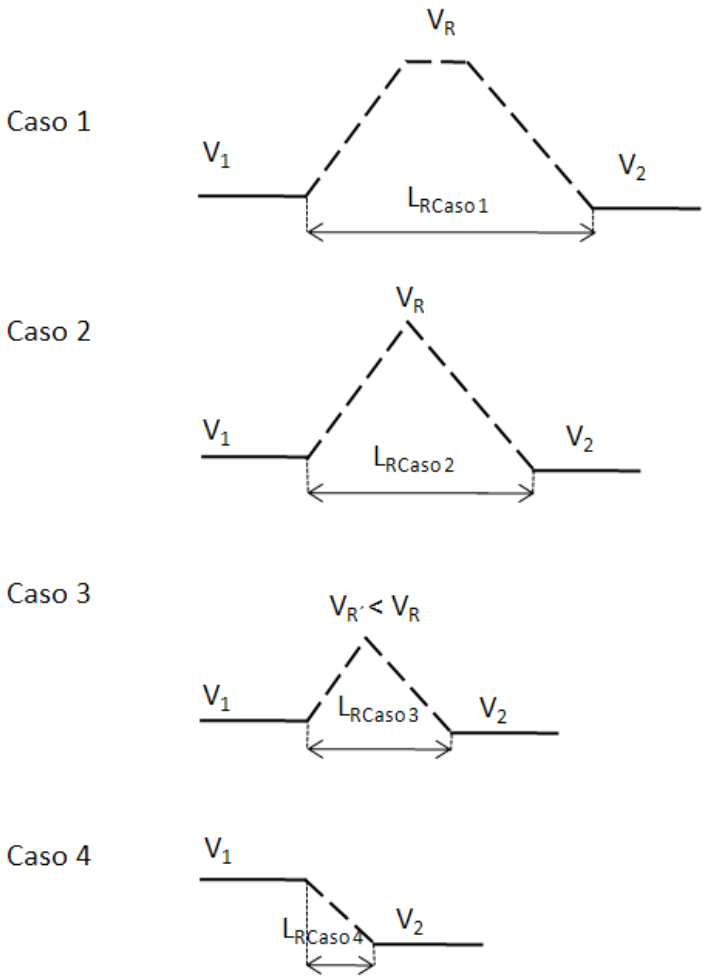
Fuente. Adaptado de Fitzpatrick et al. (2000)

Tabla 13. Ratios de aceleración y deceleración para perfiles de velocidad en curvas

4.5.2. CONSTRUCCIÓN DEL PERFIL DE VELOCIDAD

La construcción del perfil de velocidad, se ha realizado conforme a la literatura existente (Fitzpatrick y Collins, 2000, Lamm et al., 2000, Ottesen y Krammes, 2000) según la cual, el parámetro que juega el papel más importante en la construcción del perfil de velocidad es la longitud de recta existente entre dos curvas. La velocidad máxima que un vehículo puede alcanzar en una recta, podrá alcanzarse o no dependiendo de la longitud de dicha recta. En el estado del arte se habían mencionado las rectas independientes, cuya longitud según algunos investigadores (Ng y Sayed, 2004; Misagui y Hassan, 2005), era de un mínimo de 200 m, que era la longitud a partir de la cual un vehículo podría alcanzar la velocidad máxima deseada.

En la Figura 22 se representan de modo esquemático (luego se desarrollan más específicamente) los 4 casos más comunes que se pueden presentar en un perfil de velocidad en función de la longitud de la recta. En esta figura se muestran dos curvas, una anterior que se recorre a velocidad V_1 y otra posterior que se recorre a velocidad V_2. Ambas curvas están separadas por una recta de longitud diferente en cada uno de los casos:



Nota:
V_1: Velocidad en la curva anterior
V_2: Velocidad en la curva siguiente
V_R: Máxima velocidad deseada en la recta
$V_{R'}$: Velocidad alcanzada en la recta
$L_{RCaso\,i}$: Longitud de recta existente entre las dos curvas en el caso i

Figura 22. Perfiles de velocidad en función de la longitud de la recta entre curvas

En la Figura 22, el caso 1 representa una longitud de recta entre curvas suficientemente grande como para que se pueda alcanzar la velocidad máxima en la recta (V_R) y además esta velocidad pueda mantenerse. En el caso 2 la longitud de la recta es un poco más pequeña de modo que se puede alcanzar la V_R pero no se puede mantener. En el caso 3, la longitud de la recta es un poco menor a la anterior, de modo que no permite alcanzar la velocidad máxima en la recta pero sí una inferior ($V_{R'}$). Por último, en el caso 4 la longitud de la recta es tan pequeña que para ir de una curva a la siguiente sólo se puede decelerar en la misma (ó acelerar si V_1 fuera inferior a V_2).

A continuación se desarrollan las fórmulas utilizadas en cada caso, que han sido obtenidas a partir de la investigación llevada a cabo por Ottesen y Krammes, 2000 (Figura 3 y Tabla 5).

Se define la distancia mínima (D_{min}) como la longitud mínima necesaria que debe existir entre dos curvas para que se pueda alcanzar la velocidad deseada en las rectas (se identifica con la longitud de la recta del caso 2 de la Figura 22). Esta distancia mínima se calcula con la siguiente expresión:

$$D_{min} = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{V_R{}^2 - V_1{}^2}{a} + \frac{V_R{}^2 - V_2{}^2}{d}\right) \quad (41)$$

Donde:

D_{min}= Distancia mínima necesaria entre las dos curvas para que se pueda alcanzar la velocidad deseada en la recta (km)
V_R= Velocidad deseada en la recta existente entre las dos curvas (km/h)
V_1= Velocidad en la curva anterior a la recta (km/h)
V_2= Velocidad en la curva posterior a la recta (km/h)
a= Tasa de aceleración en valor absoluto (m/s^2)
d= Tasa de deceleración en valor absoluto (m/s^2)

Por último, es necesario definir la distancia mínima para aceleración (o deceleración) entre curvas (X_n). X_n se define como la distancia existente entre dos curvas que permite sólo acelerar o decelerar entre ellas (se identifica con la longitud de la recta del caso 4 de la Figura 22). X_n se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Si\ V_1 < V_2 \Longrightarrow X_n = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{V_2{}^2 - V_1{}^2}{a}\right) \quad (42)$$

$$Si\ V_1 > V_2 \Longrightarrow X_n = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{V_2{}^2 - V_1{}^2}{d}\right) \quad (43)$$

Donde:

X_n = Distancia mínima que permite solamente acelerar o decelerar entre curvas

Por otro lado se define

L_R = Longitud de recta que exite entre ambas curvas

Comparando L_R con la D_{min} y la X_n definidas anteriormente, se pueden distinguir distintos casos:

- Caso 1: $L_R > D_{min}$

Cuando L_R es superior a D_{min}, es posible alcanzar la velocidad deseada en la recta, e incluso mantenerla durante la distancia X_2 (Figura 23):

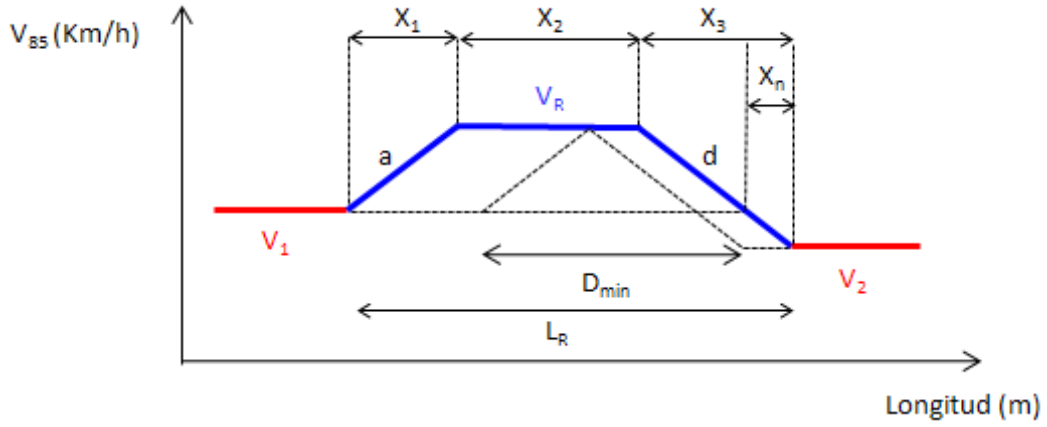


Figura 23. Perfil de velocidad con $L_R > D_{min}$

Las distancias X_1, X_2 y X_3 se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$X_1 = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{V_R{}^2 - V_1{}^2}{a}\right) \quad (44)$$

X_1 = distancia durante la que el vehículo está acelerando (m)

$$X_2 = L_R - (X_1 + X_3) \quad (45)$$

X_2 = distancia durante la que el vehículo mantiene la velocidad V_R (m)

$$X_3 = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{V_R{}^2 - V_2{}^2}{d}\right) \quad (46)$$

X_3 = distancia durante la que el vehículo está decelerando (m)

La distancia total empleada para cambiar de la velocidad V_1 a la velocidad V_2 en este caso es $X_1+X_2+X_3$.

- Caso 2: $L_R = D_{min}$

En este caso, es posible alcanzar la velocidad deseada en la recta, pero no puede mantenerse (Figura 24):

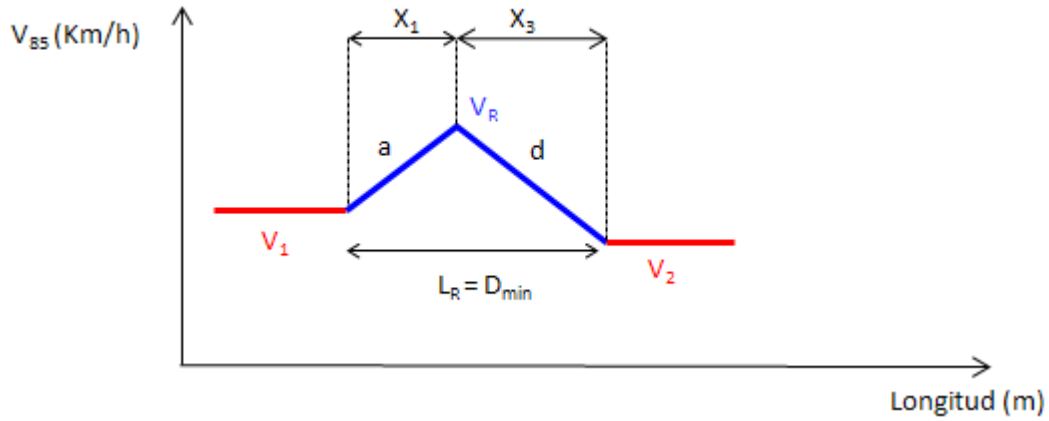


Figura 24. Perfil de velocidad con $L_R = D_{min}$

Las distancias X_1, X_3 se calculan con las expresiones anteriores y X_2 es cero.

La distancia total empleada para cambiar de la velocidad V_1 a la velocidad V_2 en este caso es X_1+X_3.

- Caso 3: $L_R < D_{min}$ y $L_R > X_n$

En este caso, la longitud de la recta es tal que permite alcanzar una velocidad en la recta V_R', inferior a la máxima deseada (Figura 25). El valor numérico de esta nueva velocidad se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$L_R = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{V_R'^2 - V_1^2}{a} + \frac{V_R'^2 - V_2^2}{d} \right) \quad (47)$$

$$V_R' = \sqrt{\frac{[(25{,}92 \cdot a \cdot d \cdot L_R) + a \cdot V_2^2 + d \cdot V_1^2]}{(a+d)}} \quad (48)$$

V_R'= velocidad alcanzada en la recta, inferior a la máxima deseada (km/h)

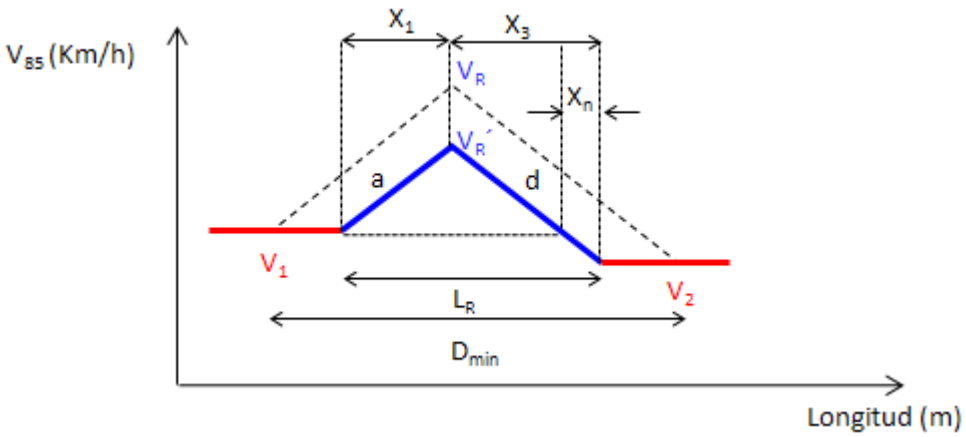


Figura 25. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R > X_n$

X_1 y X_3 se calculan igual que en las Ecuaciones 44 y 46 respectivamente, pero sustituyendo V_R por V_R'.

La distancia total empleada para cambiar de la velocidad V_1 a la velocidad V_2 en este caso es X_1+X_3.

- Caso 4: $L_R < D_{min}$ y $L_R = X_n$

En este caso la longitud de la recta sólo permite acelerar o decelerar entre las curvas. La longitud de la recta no es considerada en el proceso de evaluación (Lamm et al., 2002). Se pueden presentar dos situaciones:

Si $V_1 > V_2$: Se produce una deceleración entre ambas curvas para alcanzar la velocidad de la curva posterior, inferior a la de la curva anterior.

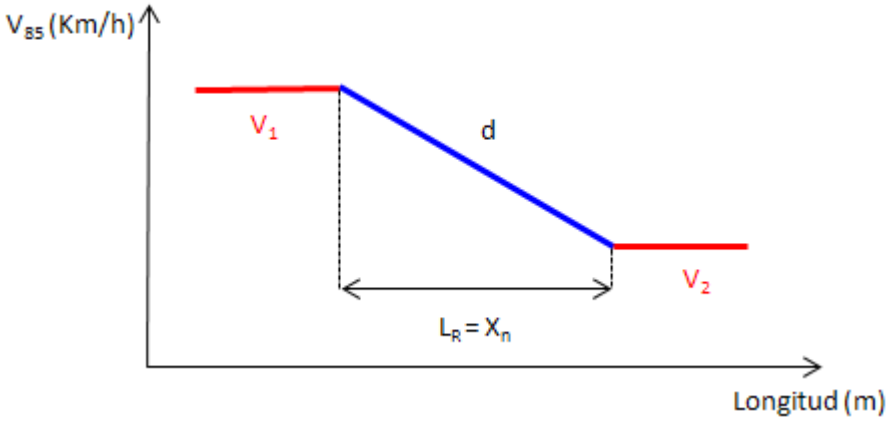


Figura 26. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R = X_n$ con $V_1 > V_2$

Si $V_1 < V_2$: Se produce una aceleración entre ambas curvas para alcanzar la velocidad de la curva posterior, superior a la de la curva anterior.

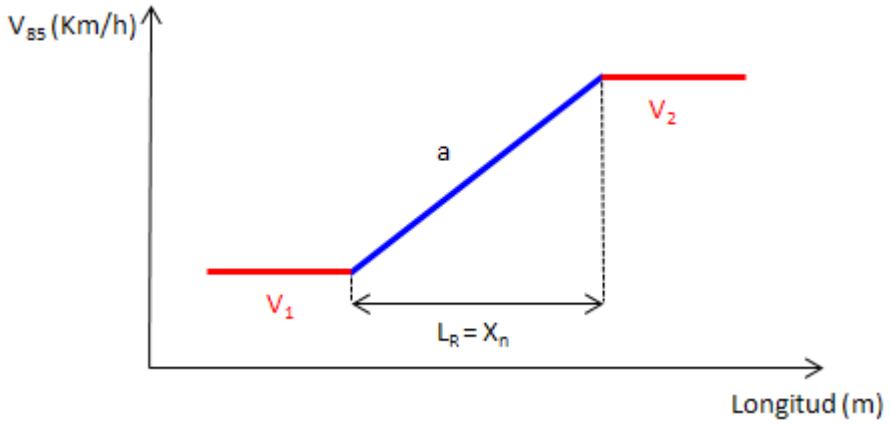


Figura 27. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R = X_n$ con $V_1 < V_2$

La distancia total empleada para cambiar de la velocidad V_1 a la velocidad V_2 en este caso es X_n.

- Caso 5: $L_R < D_{min}$ y $L_R < X_n$

Si $V_1 > V_2$: Se produce una deceleración entre ambas curvas pero para poder alcanzar la velocidad exigida V_2 es necesario decelerar con una tasa de deceleración d´ superior a la deseada d (Figura 28). Igual que en el caso anterior, la longitud de la recta no es considerada en el proceso de evaluación (Lamm et al., 2002).

La nueva tasa de deceleración se calcula mediante la siguiente expresión:

$$d' = \frac{1}{25{,}92} \cdot \left(\frac{|V_2{}^2 - V_1{}^2|}{L_R}\right) \qquad (49)$$

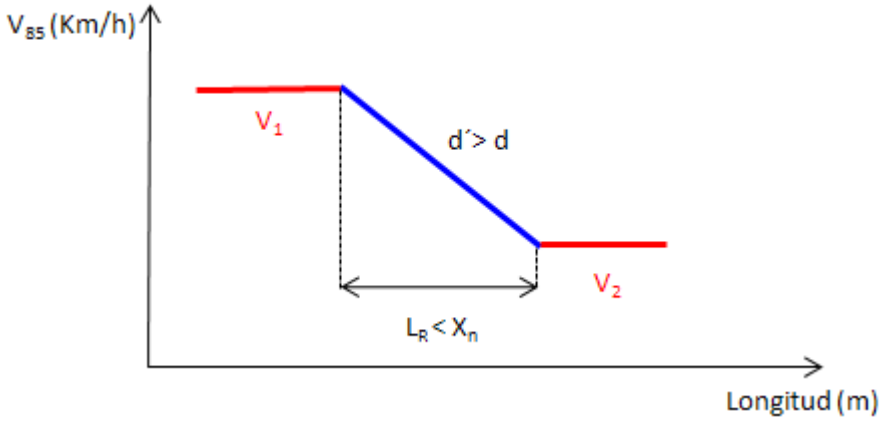


Figura 28. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min}$ y $L_R < X_n$ con $V_1 > V_2$

Si $V_1 < V_2$: Se produce una aceleración entre ambas curvas pero para poder alcanzar la velocidad exigida V_2 es necesario acelerar con una tasa de aceleración a´ superior a la deseada a. En estos casos lo usual es que el conductor siga manteniendo la aceleración a deseada, que es más cómoda para la conducción, y por lo tanto se alcanza una velocidad V_2´ inferior a la exigida por la curva 2.

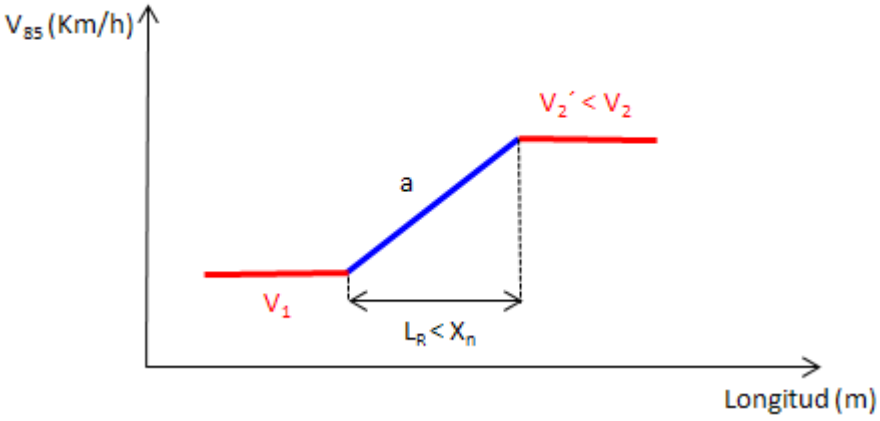


Figura 29. Perfil de velocidad con $L_R < D_{min,}$ $L_R < X_n$ con $V_1 < V_2$

Con las indicaciones propuestas en este apartado, se analiza la distancia entre todas las curvas del trazado, y puede construirse el perfil de velocidad para los 506 tramos de estudio.

4.6. CÁLCULO DE LA CONSISTENCIA SEGÚN DISTINTOS MODELOS

Los parámetros que se pueden obtener a partir del perfil de velocidad van a permitir determinar la consistencia para cada tramo. Para analizar la consistencia local se utiliza el criterio II de Lamm et al. (1999) basado en la diferencia de la velocidad de operación entre elementos sucesivos (C_1) (Tabla 6) y para la consistencia global o por tramo se utiliza el modelo de Polus y Mattar-Habib (2004), (C_2) y el modelo desarrollado por Camacho-Torregrosa et al. (2011), (C_3).

A partir del análisis de la aplicación de los tres modelos se propondrá un nuevo modelo de consistencia global C_4 que será definido en la sección 5.4).

Los modelos C_2, C_3 y C_4 realizan estimaciones de consistencia globales por lo que permiten obtener un solo valor de consistencia por tramo. El modelo C_1 realiza estimaciones locales por lo que, para cada tramo, se tendrá un valor de consistencia por cada elemento existente en el tramo. Para que el modelo C_1 pueda ser comparado con los otros tres se calculará el porcentaje, para cada tramo, del número de elementos pobres, aceptables y buenos existentes con respecto al número total de elementos del tramo.

El porcentaje de elementos buenos en cada tramo (N_{10}) se calcula como:

$$N_{10} = \frac{N(\Delta V \leq 10)}{N_T} \times 100 \qquad (50)$$

Donde: $N(\Delta V \leq 10)$ es el número de elementos que presentan diferencias de velocidad de operación menores o iguales a 10 km/h en el tramo, y N_T es el número de elementos en el tramo. N_{10} representa por lo tanto el porcentaje de elementos del tramo cuya consistencia local según el criterio II de Lamm et al. (1999) es buena. Se proponen índices similares para las categorías de aceptable y pobre:

$$N_{10-20} = \frac{N(10 < \Delta V \leq 20)}{N_T} \times 100 \qquad (51)$$

Donde: $N(10<\Delta V \leq 20)$ es el número de elementos que presentan diferencias de velocidad de operación mayores que 10 y menores o iguales a 20 km/h en el tramo, y representa el porcentaje de elementos aceptables en el tramo.

$$N_{20} = \frac{N(\Delta V > 20)}{N_T} \times 100 \qquad (52)$$

Donde: $N(\Delta V>20)$ es el número de elementos que presentan diferencias de velocidad de operación mayores que 20 en el tramo y representa el porcentaje de elementos pobres en el tramo.

De este modo, se calculará, para cada tramo, como medidas representativas de C_1, el valor de N_{10}, $N_{10\text{-}20}$ y N_{20}. La suma de estos tres índices representa el 100% de los elementos del tramo.

Calculados los 4 modelos de consistencia se procederá a compararlos entre sí dos a dos, mediante árboles de decisión, considerando uno como variable dependiente y el otro como variable independiente o explicativa en el modelo.

4.7. COMPARACIÓN ENTRE MODELOS DE CONSISTENCIA MEDIANTE ÁRBOLES DE DECISIÓN

La comparación entre los distintos modelos de consistencia se va a realizar mediante árboles de decisión o clasificación.

Generalmente se va a tener la variable dependiente (que será uno de los modelos de consistencia) en función de una variable independiente (que será otro de los modelos de consistencia). El árbol que se va a construir va a permitir obtener las reglas o relaciones que se pueden establecer entre los dos modelos de consistencia considerados y por tanto, va a permitir compararlos entre sí.

Para la comparación de modelos de consistencia, de entre los algoritmos revisados en el apartado 2 del estado del arte, se elige el algoritmo CART porque además de que ha sido ampliamente utilizado en seguridad vial, permite trabajar con variables dependientes cualitativas y cuantitativas y la consistencia (variable dependiente a analizar), puede venir dada en valores categóricos y numéricos. El software utilizado es el Weka (Witten y Frank, 2005), que permite obtener el árbol óptimo. Está disponible en el siguiente enlace: http:// www.cs.waikato.ac.nz/ml/weka/. En el apartado siguiente se describe el algoritmo CART.

4.7.1. EL ALGORITMO CART

El algoritmo CART (Classification And Regression Trees) puede ser utilizado para árboles de clasificación (si la variable dependiente es cualitativa) o para árboles de regresión (si la variable dependiente es cuantitativa). Fue desarrollado por Breiman et al. en 1984. Este algoritmo realiza particiones binarias (cada nodo tiene a lo sumo dos hijos) de las observaciones originales. El proceso de construcción de un árbol de clasificación es muy parecido al de un árbol de regresión, aunque los criterios de partición y las medidas de precisión que utilizan cada uno de ellos son diferentes.

Se describen, para el caso del algoritmo CART, las tres características más importantes a tener en cuenta cuando se trabaja con árboles de decisión según Pérez (2007):

- La selección del método de división.
- La especificación de los criterios para obtener la máxima pureza.
- La elección del tamaño de árbol adecuado o problema de sobreajuste.

Las dos primeras están íntimamente relacionadas, dado que la selección del método de división, tiene como objetivo obtener la máxima pureza. Por lo tanto se tratarán en el mismo apartado.

4.7.2. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE DIVISIÓN. OBTENCIÓN DE LA MÁXIMA PUREZA

La partición de cada nodo debe ser tal que contribuya a la homogeneidad y máxima pureza de sus dos hijos. Tal y como se observa a continuación, el criterio de partición utilizado por los árboles de clasificación es diferente al utilizado por los árboles de regresión.

- Criterio de partición para los árboles de clasificación.

En los árboles de clasificación se utiliza el índice Gini, que mide el grado de impureza de un nodo. Kashani y Mohaymany (2011) lo definen de la siguiente forma:

$$\text{Gini}\,(m) = 1 - \sum_{j=1}^{J} p^2(j|m) \qquad (53)$$

Donde:

Gini (m)= Medida de impureza de un nodo m

$$p(j|m) = \frac{p(j,m)}{p(m)}$$

$$p(j,m) = \frac{\pi(j)N_j(m)}{N_j}$$

$$p(m) = \sum_{j=1}^{J} p(j,m)$$

J = Número de variables objetivo o clase

$\pi(j)$ = Probabilidad de la clase J

$N_j(m)$ = Número de casos de la clase j en el nodo m

N_j= Número de casos de la clase j en el nodo raíz

Si un nodo es puro, es decir, si todas las observaciones del nodo pertenecen a una misma clase, el índice Gini será igual a cero, lo que significa mínima impureza o máxima pureza en el nodo.

- Criterio de partición para los árboles de regresión.

En los árboles de regresión, CART utiliza el criterio de error de mínimos cuadrados para medir el grado de impureza del nodo. CART realiza todas las divisiones posibles en cada una de las variables independientes y selecciona la que más reduzca la impureza del nodo. Esta impureza se calcula de la siguiente manera (Yohannes y Webb, 1999):

$$\text{Err}\,(m) = \frac{1}{N_m}\sum_{i=1}^{N_m}(y_{i(m)} - \overline{y}_{(m)})^2 \qquad (54)$$

Donde
Err (m) = Medida de impureza en el nodo m
$y_{i(m)}$= Valores individuales de la variable independiente en el nodo m
$\overline{y}_{(m)}$= Valor medio de la variable objetivo o clase en el nodo m.
N_m = Número de casos en el nodo m

Si el nodo es puro, el error será cero, lo que significa la mínima impureza o error y por tanto la máxima pureza del nodo.

Para construir el árbol se selecciona en cada nodo el atributo que proporciona la menor impureza. A continuación, el conjunto de datos se va subdividiendo según el criterio especificado hasta que todos los subconjuntos sean homogéneos o bien se cumpla una condición de parada establecida por el usuario, como por ejemplo, que el subconjunto final tenga un número mínimo de elementos. La condición de parada es la tercera característica a tener en cuenta en los árboles según Pérez (2007). En el siguiente apartado se desarrollan distintas condiciones de parada de los árboles de decisión.

4.7.3. ELECCIÓN DEL TAMAÑO DE ÁRBOL ADECUADO

En cuanto a la elección del tamaño de árbol adecuado o problema de sobreajuste, una característica de los árboles es que si no se establece ningún límite en el número de divisiones a ejecutar, se llega a una clasificación pura, en la que cada nodo contiene únicamente una sola clase. Las clasificaciones puras presentan varios inconvenientes.

En primer lugar, puden dar lugar a árboles muy grandes, ya que buscando la pureza del nodo se pueden obtener numerosos nodos con un solo elemento clasificado en ellos. Además, estas clasificaciones puras pueden llegar a extraer toda la información de los datos, incluida aquélla que no es posible generalizar para otras muestras,es decir, pueden llegar a extraer unas reglas que no valen para otra muestra diferente a la muestra con la que se ha creado el árbol. Esta falta de generalización, de poder aplicar con éxito el árbol generado a otras muestras, se conoce como sobreajuste. Dos de las principales estrategias para eliminar el problema del sobreajuste son:

- Las reglas de parada.
- La poda.

4.7.3.1. REGLAS DE PARADA

En cuanto a las reglas de parada, consisten en detener la generación de nuevas divisiones cuando éstas supongan una mejora muy pequeña de la predicción. Las principales reglas de parada son:

- Extensión máxima del árbol, es decir, número de niveles máximos permitidos por debajo del nodo raíz.
- Mínimo número de casos en un nodo.
- Mínima fracción de objetos, que consiste en que los nodos no contengan más casos que una fracción determinada del tamaño de una o más clases.

Si se cumple la condición de parada en un nodo, éste no se divide más y se convierte en un nodo hoja y se le asigna una clase a todos los elementos que se encuentren en dicho nodo.

La regla de parada la establece a priori el propio investigador. En esta investigación se ha elegido como regla de parada el establecimiento de un mínimo número de casos en el nodo, estableciendo este mínimo en un 1%. De este modo se garantiza que todos los nodos hoja contengan al menos un 1% de elementos de la muestra.

4.7.3.2. LA PODA

En cuanto a la poda, tras analizar diferentes reglas de parada, Breiman et al. (1984), llegaron a la conclusión de que es imposible especificar una regla que sea totalmente fiable porque siempre existe el riesgo de no descubrir estructuras relevantes en los

datos debido a una finalización prematura del análisis. Por ello sugieren un enfoque alternativo en dos fases:

- En una primera fase se desarrolla un enorme árbol que contenga cientos e incluso miles de nodos.
- En una segunda fase, el árbol es podado, eliminándose las ramas innecesarias, que añaden poco valor predictivo al árbol, hasta dar con el tamaño adecuado del árbol.

Este proceso automático y retrospectivo, compara simultáneamente todos los posibles subárboles que resultan de podar en diferente grado el árbol original para quedarse con el árbol óptimo.

La poda es una de las primeras y más simples técnicas que se han ideado para mejorar el comportamiento de los árboles de decisión. Aunque no todos los algoritmos realizan poda, en el algoritmo CART el árbol obtenido es sobreajustado. Mediante este sobreajuste o poda, se van cortando sucesivamente ramas o nodos terminales hasta encontrar el tamaño adecuado del árbol. El algoritmo de poda utilizado en los árboles de clasificación se denomina algoritmo de Coste-Complejidad mientras que el que utilizan los árboles de regresión es el denominado algoritmo de Error-Complejidad (Breiman et al., 1998). Ambos son muy parecidos y tienen como objetivo encontrar el árbol del tamaño adecuado.

Para asegurar la precisión del árbol pueden utilizarse distintas técnicas de validación.

4.7.4. TÉCNICAS DE VALIDACIÓN.

Para saber si el árbol construido es preciso, lo mejor es considerar una muestra de datos independiente y comprobar en dicha muestra la proporción de casos mal clasificados. En esto se basa una de las técnicas utilizadas para validar la construcción del árbol denominada validación cruzada en dos submuestras (Pérez, 2006):

En la validación cruzada, el conjunto de datos completo utilizado para el análisis se divide en dos submuestras de datos: la muestra de entrenamiento con la cual se genera el árbol y la muestra de validación, en la cual se prueba el árbol generado. Generalmente se utilizan para la muestra de entrenamiento dos terceras partes de los datos (aproximadamente el 70% de los datos) y para la prueba el tercio restante (aproximadamente el 30% de los datos). Las submuestras deben de elegirse al azar y ser representativas, de modo que la cantidad de datos que componen cada clase de la variable dependiente en el conjunto de datos completo, debe tener aproximadamente la misma proporción en las submuestras creadas.

Una vez construido y validado el árbol, en el apartado siguiente se describe la metodología para analizar si el árbol generado es preciso o no.

4.7.5. EVALUACIÓN DE LA PRECISIÓN DEL ÁRBOL

Para evaluar la precisión del árbol se ha utilizado el parámetro denominado "precisión", que ha sido utilizado en otras investigaciones (De Oña et al., 2011, Mujalli y de Oña, 2011 y De Oña et al., 2013). La precisión se define como el porcentaje de casos clasificados correctamente por el árbol (Delen et al., 2013, Hema Rajini y Bhavani, 2013, in press):

$$\text{Precisión} = \frac{\sum_{i=1}^{I} VP_i}{\sum_{i=1}^{I} VP_i + FP_i} \times 100 \qquad (55)$$

Donde:

Precisión = Casos clasificados correctamente por el árbol (%)
VP = Verdaderos Positivos. Es el total de casos bien clasificados, que pertenecen a una clase i y son clasificados en dicha clase i.
FP = Falsos Positivos. Es el total de casos que pertenecen a una clase diferente de la i y son clasificados en la clase i.
I = Diferentes clases

La precisión hay que obtenerla a partir de un conjunto de datos que no haya intervenido en la formación del árbol. En el caso de validación cruzada en *v* partes , la precisión es la media de la precisión de los *v* árboles generados. Cuanto mayor sea la precisión mayor exactitud tendrá el árbol en su predicción.

Abdel Wahab y Abdel-Aty (2001) utilizaron redes neuronales para analizar la severidad de accidentes de tráfico, obteniendo unos valores de precisión con valores comprendidos entre el 60,4% y el 65,6%. De Oña et al. (2011), obtuvieron unos porcentajes de precisión del 58%, 59% y el 61%, al analizar la severidad de los accidentes, aplicando redes Bayesianas con diferentes algoritmos (AIC, MDL y BDeu, respectivamente).

4.7.6. EXTRACCIÓN DE REGLAS

Un árbol de decisión permite extraer reglas de las que se puede extraer información útil. Las reglas definen una condición lógica del tipo "SI (A) ENTONCES (B)" o "A→B". Cada regla empieza en el nodo raíz, y cada variable que interviene en el árbol constituye un SI de la regla, que finaliza en un nodo hoja con un valor de ENTONCES. El

resultado en cada nodo hoja es la categoría de la variable clase o dependiente que muestra mayor número de casos en el nodo analizado.

Para la obtención de cada posible regla, se han utilizado dos parámetros que ayudarán a extraer información útil de la misma: la población y la probabilidad. Ambas han sido utilizados por De Oña et al. 2013.

- La población (P_0) representa, en porcentaje, el número de elementos de la muestra que cumplen la regla planteada, en comparación con toda la población o todos los elementos de la muestra. En definitiva, es el porcentaje del conjunto de datos que cumplen el "SI" de la regla. Se calcula como:

$$P_0 = \frac{Población\ en\ el\ nodo}{Población\ total} \times 100 \quad (56)$$

  Por ejemplo, para el caso de esta tesis, si se compara C_1 con C_2, y la regla planteada es "SI el porcentaje de elementos pobres según C_1 en el tramo es superior a un valor X, ENTONCES el tramo es pobre según C_2", P_0 sería el porcentaje de tramos de toda la muestra que cumplen que el porcentaje de elementos pobres según C_1 en el tramo es superior a X.
  Aunque en otros estudios (De Oña et al., 2013) se han considerado válidas las reglas con $P_0 \geq 1$, en esta investigación se considera un umbral mínimo del 3%. El aumento del umbral se debe a que un 1% representa un número muy bajo de casos de la muestra de investigación, y por lo tanto, se estaría generalizando una regla obtenida con un número poco representativo de casos.

- La probabilidad (P) representa, en porcentaje, el número de casos del nodo que cumplen la regla planteada en comparación con todos los elementos del nodo. Se calcula como:

$$P = \frac{Aciertos\ en\ el\ nodo}{Población\ en\ el\ nodo} \times 100 \quad (57)$$

  En el ejemplo anterior, en el que se comparaba C_1 con C_2, el parámetro P vendría dado por el porcentaje de tramos de la muestra cuyo porcentaje de elementos pobres en el tramo según C_1 es superior a X y que además cumplen el ENTONCES de la regla, es decir, que son pobres según C_2.
  Lo deseable es que las reglas tengan un valor alto de P. Este parámetro ha sido usado por numerosos autores (Pande y Abdel-Aty, 2009; De Oña et al., 2013. Pande y Abde-Aty (2009) obtuvieron unos valores de probabilidad del 10%, por lo que no pudieron obtener ninguna regla; De Oña et al., 2013, consideraron válidas las reglas con una P superior a un mínimo umbral de 60, es decir P≥60%. Este es el umbral de probabilidad que se ha sido considerado en esta investigación.

Por tanto para que una regla pueda ser validada debe de cumplir simuntáneamente los umbrales establecidos para P_0 y para P.

Comparados los distintos modelos de consistencia mediante árboles de decisión, se analizará la relación entre cada modelo y la siniestralidad.

4.8. RELACIÓN ENTRE LA CONSISTENCIA Y LA SINIESTRALIDAD

A continuación se analizará la relación entre la siniestralidad y cada índice de consistencia. De este modo se obtendrán 4 modelos para predecir accidentes: el primero para predecir los accidentes en función de la consistencia C_1, el segundo para predecirlos en función de C_2, el tercero para predecirlos en función de C_3 y el cuarto para predecir los accidentes en función del nuevo índice de consistencia C_4 que se propondrá en esta tesis.

Tal y como se ha visto en la revisión de la literatura, al ser los accidentes sucesos raros, positivos, discretos y aleatorios, actualmente, la mayoría de los autores utilizan para predecir accidentes un modelo de regresión de Poisson y en el caso de que exista sobredispersión (varianza superior a la media), aplican un modelo de regresión binomial negativo.

En un modelo de regresión de Poisson, la probabilidad de que en un segmento i se produzcan y_i accidentes en un período de tiempo (donde y_i es un entero no negativo) viene dada por:

$$P(y_i) = \frac{exp(-\lambda_i)\lambda_i^{yi}}{y_i!} \qquad (58)$$

Donde:

$P(y_i)$ = Probabilidad de que un segmento i se produzcan y_i accidentes en un período de tiempo

λ_i = Parámetro de Poisson para el segmento i.

Además si se define $E[y_i]$ como el número de accidentes esperado en un período de tiempo en el segmento i, se cumple que:

$E[y_i]= \lambda_i$

Los modelos de regresión de Poisson se estiman especificando el parámetro de Poisson λ_i (el número esperado de accidentes en un período de tiempo) como función de las variables explicativas. La forma más común utilizada es el modelo logarítmico-lineal:

$$\lambda_i = \exp(\beta x_i) \qquad (59)$$

donde:

x_i = Variable explicativa
β = Parámetro a estimar.

Sin embargo, tal y como se ha comentado anteriormente, si existe sobredispersión en los datos se aplica un modelo de regresión binomial negativa:

El modelo binomial negativo es una extensión del modelo de Poisson que asume que el parámetro de Poisson sigue un distribución de probabilidad gamma. De este modo, el parámetro de Poisson para cada observación i se considera que es igual a $\lambda_i = EXP(\beta X_i + \varepsilon_i)$ donde $EXP(\varepsilon_i)$ es un término de error de la distribucción gamma con media 1 y varianza α. Al ser añadido este término permite que la varianza difiera de la media según la expresión:

$$VAR[y_i] = E[y_i]\left[1 + \alpha E[y_i]\right] = E[y_i] + \alpha E[y_i]^2 \qquad (60)$$

El modelo de Poisson es una limitación del modelo binomial negativo para cuando α se aproxime a cero, lo que significa que la selección entre estos dos modelos depende del valor de α. El parámetro α a menudo se denomina parámetro de sobredispersión.

En el caso de estudio, tal y como se verá el apartado 5.6, el valor de la varianza es muy parecido a la media, por lo que se utilizarán modelos de regresión de Poisson.

Por lo tanto, teniendo en cuenta que se utilizarán modelos de regresión de Poisson, la forma general adoptada para el modelo que va a analizar la relación entre los accidentes y la consistencia es (esta forma además ha sido generalmente aceptada por otros autores como Fitzpatrick et al., 2000; Pardillo y Llamas, 2003; Ng y Sayed, 2004; Polus y Mattar-Habib, 2004; Cafiso et al., 2010):

$$Y = \exp(\beta_0) \cdot \mathrm{IMD}^{\beta 1} \cdot \mathrm{L}^{\beta 2} \cdot \exp(\beta_3 \cdot \mathrm{x_j}) \qquad (61)$$

Donde:

Y = Número de accidentes esperado en un período de tiempo (se corresponde con λ_i de la Ecuación 58)
L =Longitud en km de cada tramo
IMD = Intensidad Media Diaria de tráfico en veh/día
x_j = Variable explicativa que se quiera analizar, que va a ser la consistencia
β_0,β_1,β_2 = Parámetros a estimar del modelo.

Se construirán 4 modelos, uno para cada índice de consistencia.

A continuacion se presenta la forma de cada uno de los cuatro modelos que van a ser analizados:

- Para predecir los accidentes mediante la consistencia local C_1, la forma del modelo adoptado es:

$$Y = \exp(\beta_0) \cdot \mathrm{IMD}^{\beta 1} \cdot \mathrm{L}^{\beta 2} \cdot \exp(\beta_3 \cdot \overline{\Delta \mathrm{V}_{85}}) \quad (62)$$

  Donde $\overline{\Delta V_{85}}$ es la media, en cada tramo, de las diferencias de la velocidad de operación entre elementos sucesivos. Dado que C_1, al ser una medida de consistencia local, proporciona muchos valores por tramo, se ha elegido la variable $\overline{\Delta V_{85}}$, representativa de C_1, para poder tener un único valor por tramo. De este modo, se tiene un modelo de consistencia-siniestralidad comparable a los que se van a obtener con los índices C_2, C_3 y C_4,

- Para predecir los accidentes mediante los índices globales C_2, C_3 y C_4, la forma general del modelo adoptado es:

$$Y = \exp(\beta_0) \cdot \mathrm{IMD}^{\beta 1} \cdot \mathrm{L}^{\beta 2} \cdot \exp(\beta_3 \cdot \mathrm{C_i}) \quad (63)$$

  Donde C_i es la consistencia C_2, C_3 y C_4, según el índice de consistencia que se considere.

Todos los modelos se calcularon usando el paquete estadístico STATA (StataCorp, 2011).

Para conocer la validez del modelo de predicción de accidentes ó su poder explicativo se utilizan los contrastes de bondad de ajuste. Algunas de las medidas de bondad de ajuste que van a ser utilizadas en esta investigación son:

- El criterio de información de Akaike (AIC), que ha sido ampliamente utilizado (Abdel-Aty y Radwan, 2000; Zhang y Ivan, 2005; Montella et al., 2008; Cafiso et al., 2010). Este criterio es una medida de la bondad de ajuste del modelo basado en la entropía de la información, es decir, ofrece una medida relativa a la pérdida de información cuando un determinado modelo se utiliza para describir la realidad. Representa el equilibrio entre la precisión del modelo y la complejidad del mismo. Se calcula como sigue:

$$AIC = -2\log \mathrm{L} + 2\mathrm{p} \quad (64)$$

  Donde:
  L = Verosimilitud del modelo (el valor máximo de la función de probabilidad para el modelo estimado)
  p = Número de parámetros en el modelo

- Los mejores modelos son aquellos que presentan el menor valor de AIC.

- El criterio de información bayesiano (BIC) que es una medida aún más útil para comparar distintos modelos de regresión, ya que está mejor desarrollada teóricamente. En concreto, es muy útil para seleccionar las variables que se han de incluir en el modelo. Está basada en la verosimilitud del modelo en cuestión y en sus grados de libertad. Se calcula como sigue:

$$BIC = -2\log L + p \log n \qquad (65)$$

Donde:
n = Número de observaciones

- Como en el caso del AIC, el BIC es sobre todo interesante para comparar modelos distintos, más que para interpretar su valor en términos absolutos. Cuanto más pequeño es el BIC, mejor es el ajuste. La diferencia en el BIC de dos modelos distintos indica qué modelo es más correcto. Raftery (1996) propuso unas pautas para evaluar la diferencia en el BIC de dos modelos distintos (modelo 1 (M_1) y modelo 2 (M_2)). En función de la diferencia BIC_1-BIC_2, la evidencia de que el modelo más correcto es el M_2, será la que se establece en la Tabla 14:

Diferencia	Evidencia de que el M_2 es
0-2	Débil
2-6	Razonable
6-10	Fuerte
>10	Muy fuerte

Fuente: Raftery (1996)

Tabla 14. Evidencia de que un modelo es más correcto que otro según BIC

- Las pautas establecidas por Raftery (1996) son muy útiles cuando por ejemplo, se quiere saber si una variable debe aparecer o no en el modelo. Así pues, se construye el modelo con la variable (M_1), se construye el modelo sin la variable (M_2) y se comparan los BIC de ambos modelos para saber si es más correcto un modelo que otro.

- El pseudo R^2, que es una medida análoga al R^2 de los modelos lineales. El pseudo R^2 no tiene la inmediatez de interpretación del R^2 de la regresión lineal ya que este último indica directamente qué proporción de la varianza de la variable dependiente es explicado por el modelo. El pseudo R^2 es una aproximación, basada en una comparación de la verosimilitud del modelo construido sólo con la constante, con la verosimilitud del modelo construido con todos los parámetros estimados:

$$Pseudo\ R^2 = 1 - \left[\frac{\ln L_1}{\ln L_0}\right] \qquad (66)$$

Donde:

L_1 = Razón de verosimilitud del modelo del que se desea estimar la bondad

L_0 = Razón de verosimilitud del modelo que sólo posee la constante

- Aunque no sea tan preciso como el R^2 de la regresión lineal, el pseudo R^2 es una medida útil del ajuste del modelo a los datos, y puede servir para comparar la capacidad explicativa de modelos distintos. Cuanto más próximo a 1 mejor será el modelo.

5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este apartado, en primer lugar, se estudiarán los resultados obtenidos para extraer las alineaciones con el método planteado basado en spline. A continuación, se analizarán los resultados obtenidos al calcular los distintos modelos de consistencia.

El análisis crítico de los resultados puede justicar la creación de un nuevo modelo de consistencia C_4, que en su caso, será definido. Posteriormente se analizarán los resultados de comparar dos a dos, mediante árboles de decisión, los distintos modelos de consistencia.

Por último se estudiará la relación entre cada uno de los modelos de consistencia con la siniestralidad.

5.1. RESULTADOS DE LA OBTENCIÓN DE ALINEACIONES

Tal y como se comentó en el apartado de metodología, se ha desarrollado una herramienta informática utilizando el sofware Mathematica que permite, ajustando una curva spline a un conjunto de puntos que constituyen el eje en planta de la carretera, obtener las alineaciones de la misma y sus correspondientes valores de curvatura.

Esta herramienta informática se ha aplicado a los 978 km de carreteras de la provincia de Granada objeto de estudio. Para verificar la exactitud y viabilidad del método propuesto, se han obtenido las alineaciones de los 5,1 km de la carretera A-348. Se ha elegido esta carretera porque al ser de reciente construcción (2009), se dispone de los datos de proyecto. La idea fue aplicar la metodología de spline a esta carretera y comparar las alineaciones que se obtuvieron con la metodología de spline propuesta con las alineaciones de la carretera según el proyecto. En la Figura 30 se muestra un plano de localización de la carretera.

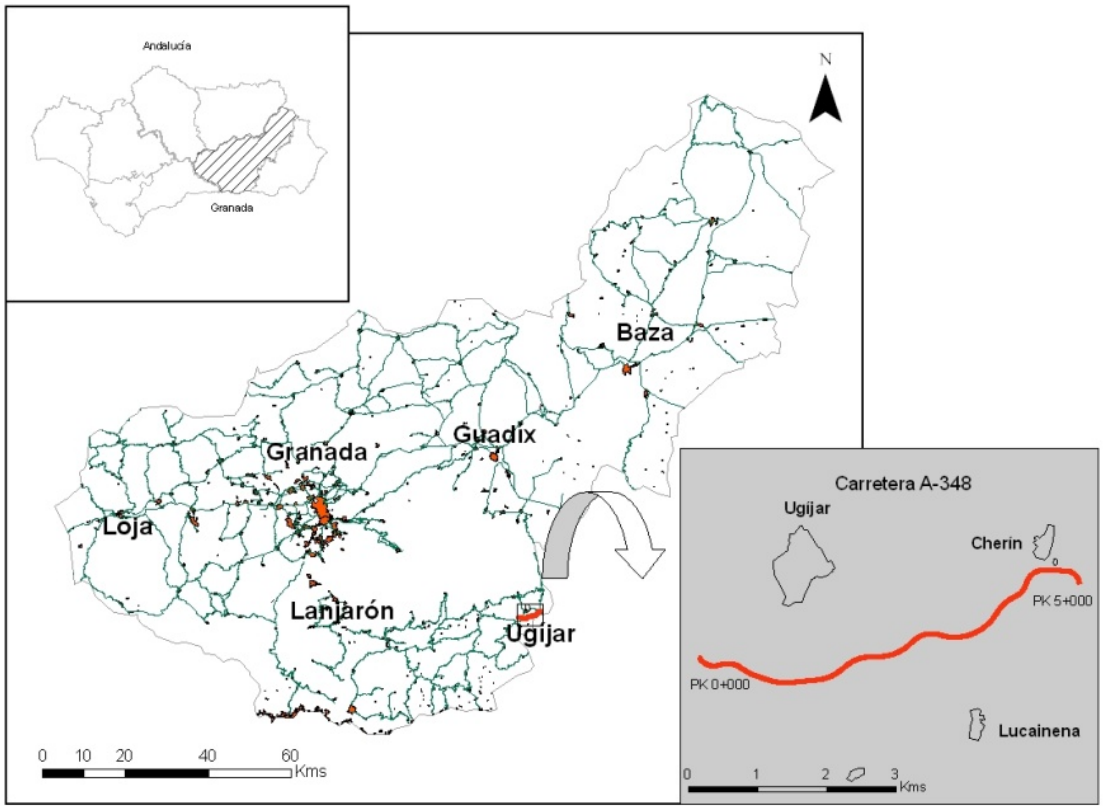


Figura 30. Localización de la carretera A-348

Se extrajeron del proyecto de construcción de la carretera A-348, las coordenadas UTM del eje de la carretera, distanciadas entre sí 10 metros.

A continuación, se construyó para la carretera de longitud L, el spline cúbico de clase 2 a partir de los puntos obtenidos, considerando los siguientes valores de los parámetros del problema:

- Dominio: [a,b]=[0,L]
- Distancia entre nodos: 40 m
- Número de tramos polinómicos: m = L/distancia entre nodos
- Parámetro de ajuste: $\varepsilon=10^{-7}$

La Figura 31 muestra la gráfica de la función spline obtenida que se ajusta a los puntos distanciados 10 m que representan el eje de la carretera.

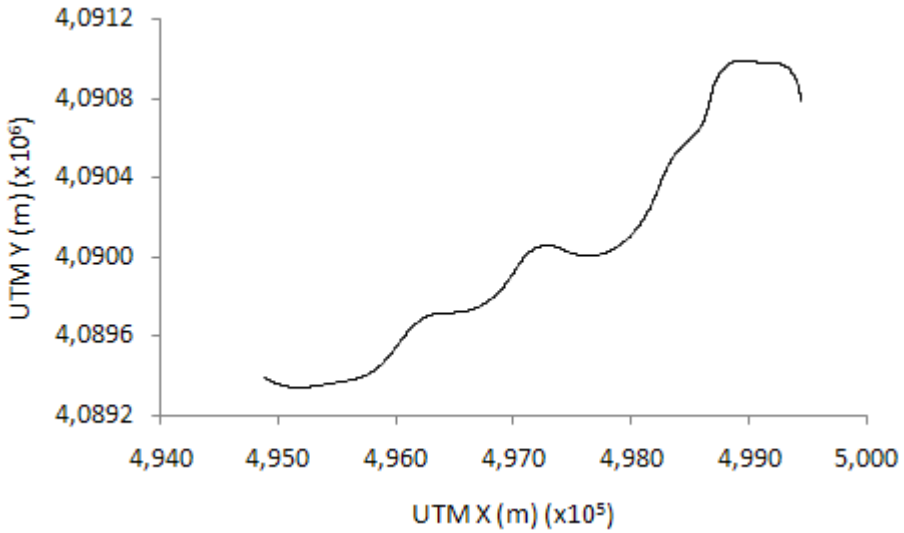


Figura 31. A-348: Spline ajustado a los puntos de la carretera

A continuación, se calculó la función curvatura del spline y se obtuvo el diagrama de curvaturas que aparece en la Figura 32.

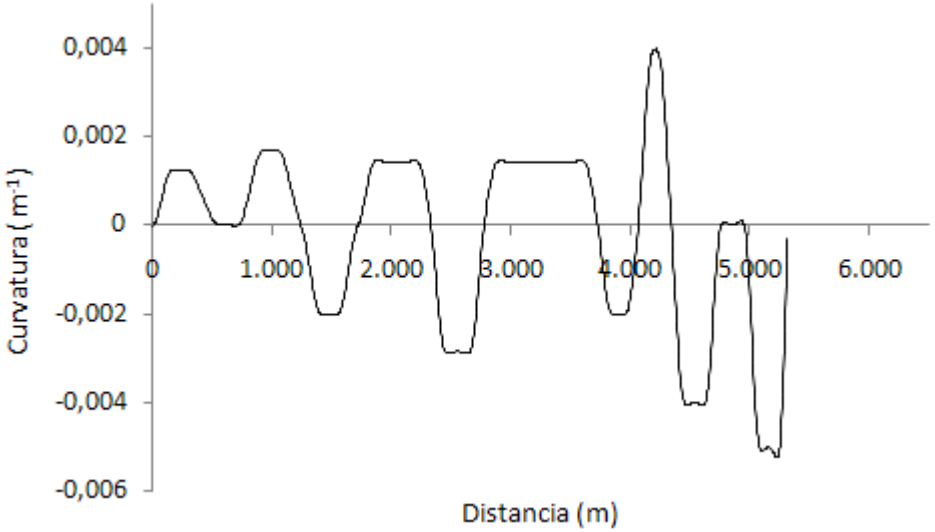


Figura 32. A-348: diagrama de curvaturas de la función spline

Según la metodología propuesta, y teniendo en cuenta que la Instrucción de Carreteras Española, en la Norma 3.1-I.C (Ministerio de Fomento, 2000), establece el límite entre curvas y rectas en un radio de 3.500 m en carreteras convencionales, se fijó una banda de tolerancia limitada por la curvatura 1/3.500. Se consideró que todos los elementos con una curvatura inferior a 1/3.500 eran rectas.

La Figura 33 muestra el diagrama de curvatura truncado.

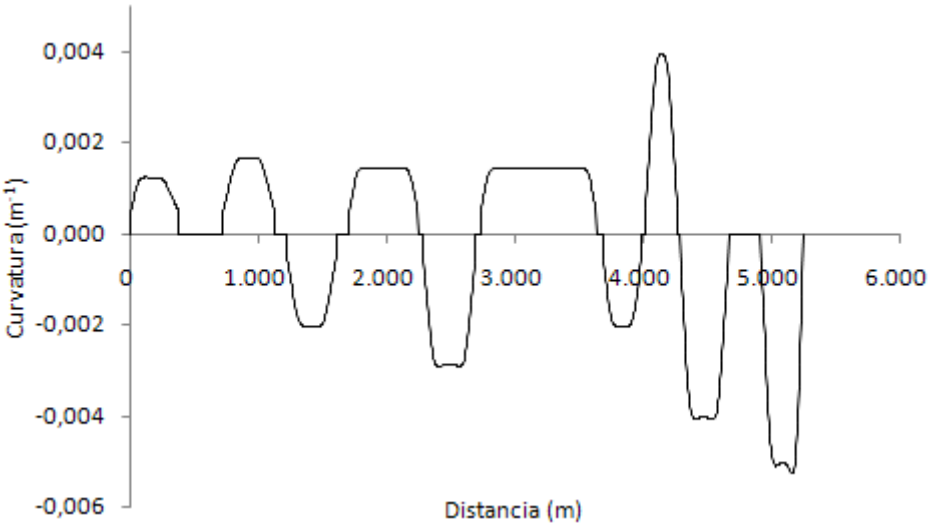


Figura 33. A-348: Diagrama de curvaturas truncadas

Por último, se obtuvieron las alineaciones mediante el ajuste de un trapecio para cada tramo de spline comprendido entre dos puntos de curvatura nula, con la condición de que el área del trapecio sea la misma que el área del tramo de spline (Figura 34).

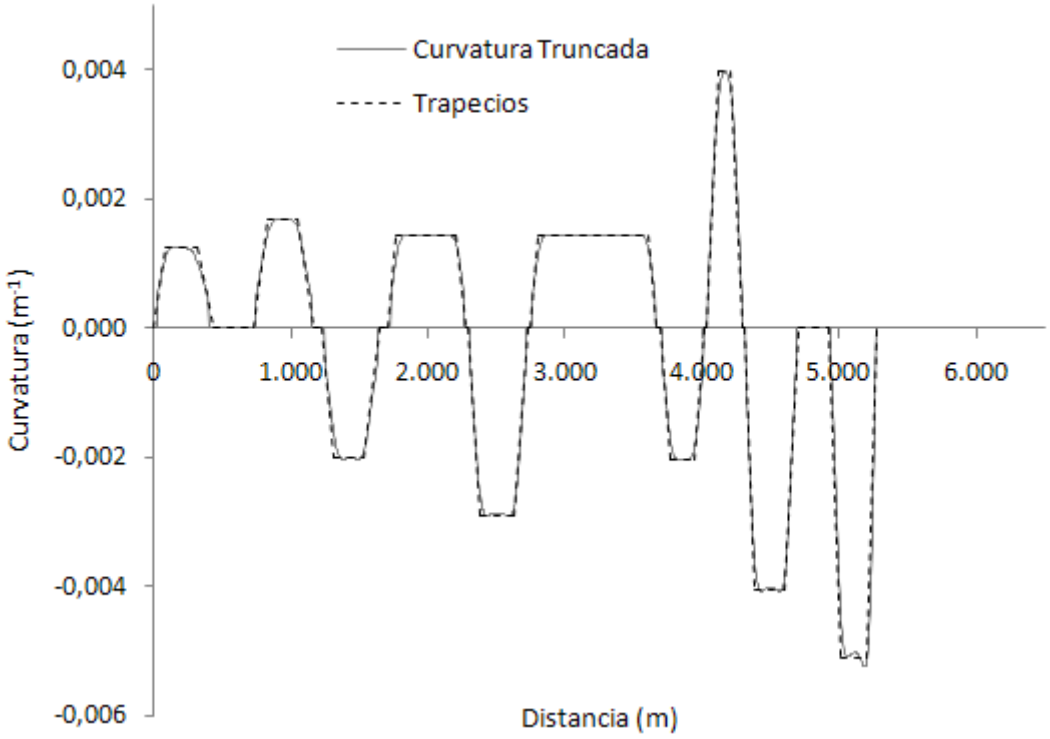


Figura 34. A-348: Aproximación del diagrama de curvaturas truncadas por trapecios

El método, implementado en un sistema informático, genera los datos de la Tabla 15 que permiten dibujar las alineaciones de la carretera (Figura 35). En la Tabla 15 se muestra la lista de las coordenadas de los puntos singulares, las alineaciones determinadas por cada par de puntos singulares consecutivos y los correspondientes valores de curvaturas, así como la distancia al origen de la vía:

Distancia (m)	UTM X (m)	UTM Y (m)	Radio (m)	Curvatura (m^{-1})	Alineaciones
0,000	494.958,31	4.089.372,04	805,153	0,00124200	Curva
234,128	495.189,91	4.089.343,60			Clotoide
352,008	495.307,55	4.089.350,98		0	Recta
641,945	495.596,12	4.089.379,50			Clotoide
745,939	495.699,09	4.089.393,90	595,238	0,00168000	Curva
967,842	495.904,22	4.089.475,17			Clotoide
1091,833	496.004,45	4.089.548,08		0	Recta
1146,827	496.047,55	4.089.582,26			Clotoide
1238,832	496.121,90	4.089.636,43	-495,540	-0,00201800	Curva
1454,712	496.322,59	4.089.711,27			Clotoide
1566,714	496.434,29	4.089.718,73		0	Recta
1631,707	496.499,29	4.089.720,18			Clotoide
1691,395	496.558,92	4.089.722,81	696,864	0,00143500	Curva
2121,879	496.953,20	4.089.878,07			Clotoide
2206,567	497.014,26	4.089.931,96			Clotoide
2294,944	497.084,27	4.089.991,03	-346,260	-0,00288800	Curva
2548,058	497.323,35	4.090.055,22			Clotoide
2656,430	497.426,15	4.090.034,20			Clotoide
2720,228	497.491,58	4.090.019,01	699,301	0,00143000	Curva
3522,422	498.199,63	4.090.292,49			Clotoide
3601,213	498.247,71	4.090.362,53			Clotoide
3684,498	498.291,18	4.090.426,24	-492,126	-0,00203200	Curva
3857,835	498.417,90	4.090.543,19			Clotoide
3941,124	498.490,40	4.090.584,19		0	Recta
3951,131	498.499,27	4.090.588,85			Clotoide
4036,164	498.571,72	4.090.633,18	251,826	0,00397100	Curva
4125,959	498.631,60	4.090.699,32			Clotoide
4223,995	498.672,08	4.090.786,81			Clotoide
4303,255	498.706,09	4.090.860,01	-246,609	-0,00405500	Curva
4518,565	498.878,64	4.090.977,08			Clotoide
4620,821	498.980,70	4.090.979,78		0	Recta
4845,801	499.205,57	4.090.971,17			Clotoide
4928,824	499.288,10	4.090.962,84	-196,002	-0,00510200	Curva
5122,549	499.429,12	4.090.841,79			Clotoide

Tabla 15. Listado de puntos singulares y sus valores de curvatura en la A-348

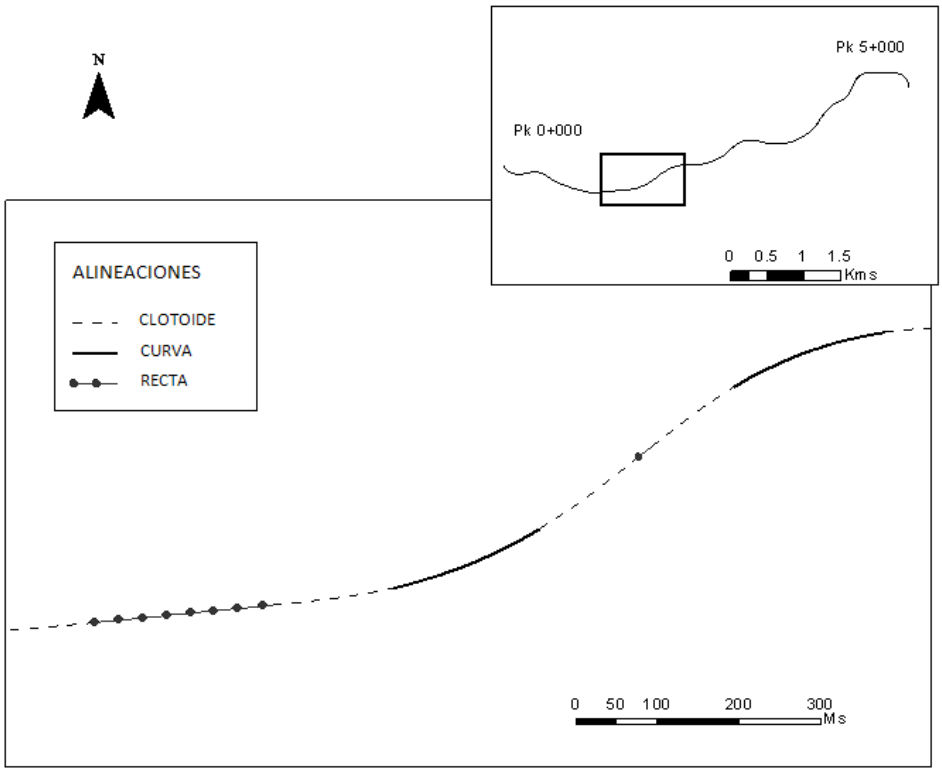


Figura 35. Alineaciones de la carretera A-348

Las alineaciones mostradas en la Figura 35 se corresponden con la sucesión que se observa a partir de la primera recta de la Tabla 15: recta, clotoide, curva a izquierdas de radio 595,238, clotoide, recta, clotoide y curva a derechas de radio 495,540 m.

5.1.1. ANÁLISIS DEL ERROR COMETIDO EN ALINEACIONES

En la Tabla 16 se comparan las alineaciones según proyecto y las alineaciones obtenidas con el método propuesto. Se observa, cómo en general, coincide la sucesión de alineaciones en el proyecto y en el modelo propuesto.

Además, si se analiza en porcentaje el error relativo de los radios de las curvas circulares, considerando éste como el cociente entre la diferencia del valor del método y el valor tomado como exacto (el de proyecto) dividido por el valor de proyecto, se obtienen valores relativos muy pequeños (inferiores al 4% en todos los casos).

DISTANCIA ACUMU-LADA	PROYECTO				METODOLOGÍA PROPUESTA				ERROR *
	UTMX (m)	UTMY (m)	Alineación	Radio (m)	UTMX (m)	UTMY (m)	Alineación	Radio (m)	[(Rm-Rp)/ Rp]x100
0,00	494.965,01	4.089.370,20	Curva	811,94	494.958,31	4.089.372,04	Curva	805,23	0,83%
234,13	495.153,38	4.089.343,65	Clotoide		495.189,91	4.089.343,60	Clotoide		
352,01	495.349,98	4.089.355,11	Recta		495.307,55	4.089.350,98	Recta		
641,95	495.569,17	4.089.376,82	Clotoide		495.596,12	4.089.379,50	Clotoide		
745,94	495.717,60	4.089.397,79	Curva	600,00	495.699,09	4.089.393,90	Curva	595,28	0,79%
967,84	495.895,53	4.089.469,76	Clotoide		495.904,22	4.089.475,17	Clotoide		
1091,83	496.016,92	4.089.557,97	Recta		496.004,45	4.089.548,08	Recta		
1146,83	496.032,59	4.089.570,39	Clotoide		496.047,55	4.089.582,26	Clotoide		
1238,83	496.133,64	4.089.643,82	Curva	-500,00	496.121,90	4.089.636,43	Curva	-495,49	0,90%
1454,71	496.319,03	4.089.710,81	Clotoide		496.322,59	4.089.711,27	Clotoide		
1566,71	496.443,68	4.089.718,91	Recta		496.434,29	4.089.718,73	Recta		
1631,71	496.482,26	4.089.719,81	Clotoide		496.499,29	4.089.720,18	Clotoide		
1691,40	496.573,59	4.089.723,93	Curva	700,00	496.558,92	4.089.722,81	Curva	697,05	0,42%
2121,88	496.949,86	4.089.875,31	Clotoide		496.953,20	4.089.878,07	Clotoide		
2206,57	497.018,60	4.089.935,59	Clotoide		497.020,48	4.089.937,39	Clotoide		
2294,94	497.087,06	4.089.993,15	Curva	-350,00	497.084,27	4.089.991,03	Curva	-346,22	1,08%
2548,06	497.330,36	4.090.054,56	Clotoide		497.323,35	4.090.055,22	Clotoide		
2656,43	497.417,94	4.090.036,39	Clotoide		497.429,45	4.090.033,54	Clotoide		
2720,23	497.507,05	4.090.015,95	Curva	700,00	497.491,58	4.090.019,01	Curva	699,50	0,07%
3522,42	498.193,58	4.090.284,22	Clotoide		498.199,63	4.090.292,49	Clotoide		
3601,21	498.245,22	4.090.359,67	Clotoide		498.246,63	4.090.361,87	Clotoide		
3684,50	498.295,58	4.090.432,04	Curva	-500,00	498.291,18	4.090.426,24	Curva	-492,07	1,59%
3857,84	498.418,11	4.090.543,42	Clotoide		498.417,90	4.090.543,19	Clotoide		
3941,12	498.419,25	4.090.544,15	Recta						
3951,13	498.494,95	4.090.586,66	Clotoide		498.494,83	4.090.586,51	Clotoide		
4036,16	498.569,15	4.090.631,00	Curva	260,00	498.571,72	4.090.633,18	Curva	251,82	3,15%
4125,96	498.635,22	4.090.704,94	Clotoide		498.631,60	4.090.699,32	Clotoide		
4223,99	498.670,98	4.090.783,63	Clotoide		498.671,65	4.090.785,39	Clotoide		
4303,26	498.704,70	4.090.858,04	Curva	-250,00	498.706,09	4.090.860,01	Curva	-246,61	1,36%
4518,56	498.888,64	4.090.978,71	Clotoide		498.878,64	4.090.977,08	Clotoide		
4620,82	498.970,32	4.090.980,02	Recta		498.980,70	4.090.979,78	Recta		
4845,80	499.212,95	4.090.970,67	Clotoide		499.205,57	4.090.971,17	Clotoide		
4928,82	499.289,30	4.090.962,81	Curva	-200,00	499.288,10	4.090.962,84	Curva	-196,02	1,99%
5122,55	499.443,41	4.090.775,73	Clotoide		499.429,12	4.090.841,79	Clotoide		

* ERROR= ERROR RELATIVO DEL RADIO; Rm=Radio según metodología de spline; Rp=Radio según proyecto

Tabla 16. A-348. Comparación de alineaciones según proyecto y según método propuesto

5.1.2. CONSIDERACIONES FINALES EN LA DETERMINACIÓN DE ALINEACIONES

La aplicación de esta metodología para la obtención de alineaciones en 978 Km de carreteras de la provincia de Granada, discurriendo en ocasiones por zonas

montañosas, con radios de curvatura muy pequeños, ha ocasionado innumerables modificaciones del programa para que pudiera ajustarse a todas ellas correctamente.

Para solucionar este problema, se han dejado libres distintos parámetros en el programa de tal forma que puedan ser modificados por el usuario, tales como el parámetro de suavizado del spline o el límite entre curvas y rectas,en función del tipo de carretera que desee analizar.

La libertad en la elección del parámetro de suavizado es de suma importancia. Por ejemplo, en carreteras que presentaban en todo su trazado curvas con radios no demasiado pequeños (superiores a unos 200 m), un parámetro de suavizado de 10^{-7} en el spline daba ajustes casi perfectos entre el trazado original de la carretera y el trazado dado por el spline, con separaciones de menos de 1 m entre ambos trazados. Sin embargo, este parámetro de suavizado en carreteras muy sinuosas, con curvas de radios pequeños (inferiores a 200 m), daba separaciones entre ambos trazados inadmisibles (de hasta 30 m). Por ello, en este tipo de carreteras sinuosas se usaron valores de parámetro de suavizado de 10^{-9} en lugar de 10^{-7}, en los que el spline sacrifica suavizado a consta de interpolación, de modo que se volvieron a obtener resultados muy precisos, con separaciones entre ambos trazados de menos de 1 m.

5.2. RESULTADOS DE LOS MODELOS DE CONSISTENCIA

Obtenidas las alineaciones, y tramificada la muestra, se procedió a crear los perfiles de velocidad de todos los tramos de carreteras para posteriormente obtener a partir de ellos los distintos modelos de consistencia.

En Figura 36 se muestra el perfil de velocidad de la carretera A-348, de la que en el apartado anterior se han obtenido las alineaciones.

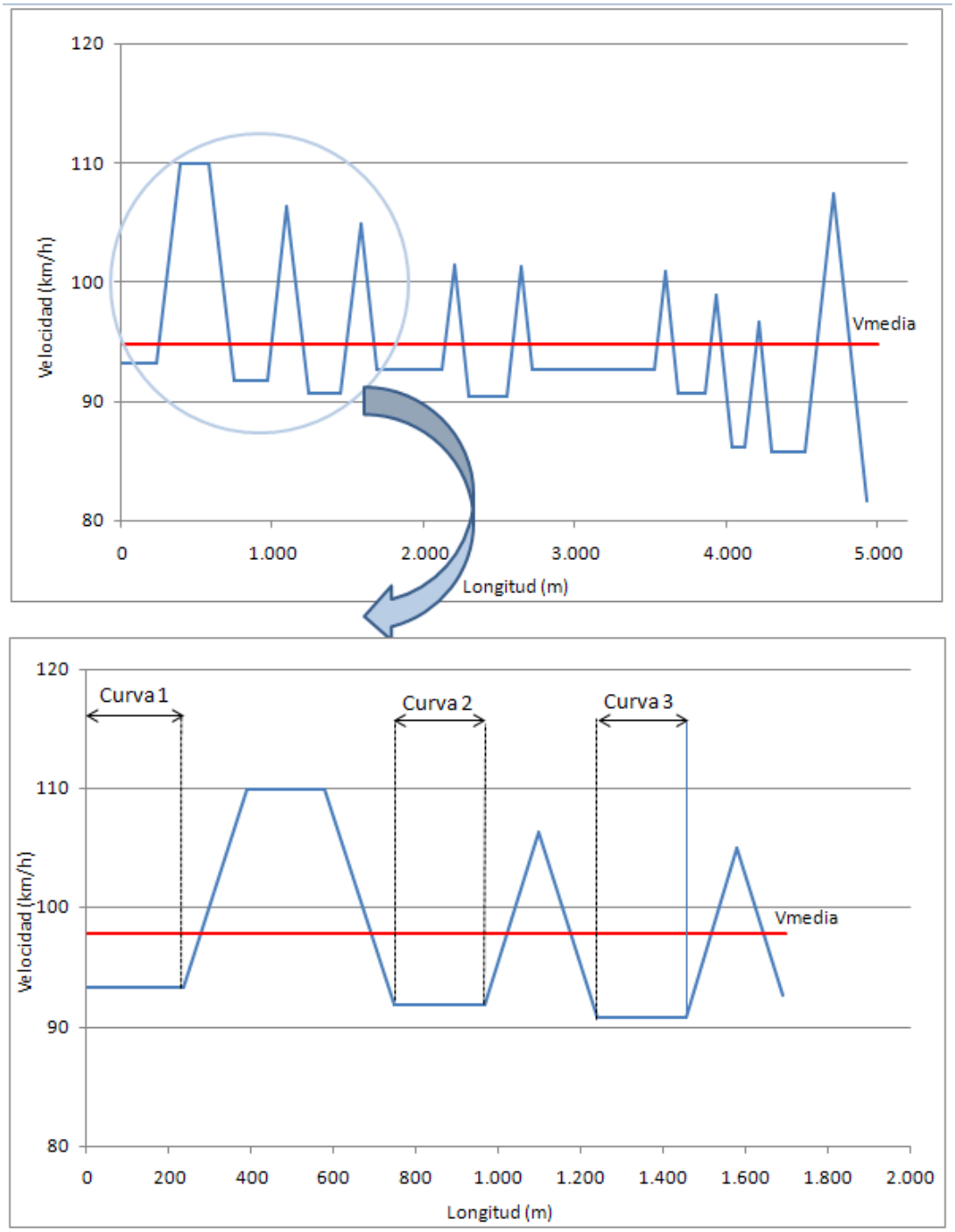


Figura 36. Perfil de velocidad de la carretera A-348 y alineaciones en un tramo de la misma

En la parte superior de la Figura 36 se muestra el pefil de velocidad de la carretera A-348. En la parte inferior de la figura, se detalla la sucesión de las primeras alineaciones del recorrido. Las características de las mismas se muestran en la Tabla 17.

Distancia Acumulada (m)	Alineación	Radio (m)
234,13	Curva 1	805,26
745,94		
967,84	Curva 2	595,28
1238,83		
1454,71	Curva 3	-495,49

Tabla 17. Alineaciones en un tramo de la A-348

Tal y como se observa en la Figura 36, la velocidad a la que se recorre la Curva 1 es superior a la velocidad a la que se recorre la Curva 2 (ya que el radio de la Curva 1 es superior al radio de la Curva 2). La velocidad a la que se recorre la Curva2 es levemente superior a la que se recorre la Curva 3 (ya que el radio de la Curva 2 es levemente superior al radio de la Curva 3). Por otro lado, la distancia entre las Curvas 1 y 2 es suficientemente grande para permitir acelerar, alcanzar y mantener la velocidad deseada en la recta, establecida en 110 km/h, y posteriormente decelerar. La longitud entre las Curvas 2 y 3 es suficiente para permitir acelerar y posteriormente decelerar entre ambas. Sin embargo, esta recta no es suficientemente larga para permitir alcanzar la velocidad máxima de 110 km/h deseada en la recta.

Calculados los perfiles de velocidad de todos los tramos homogéneos de carretera del ámbito de estudio, se calcula la consistencia según los distintos modelos anteriormente definidos. En la Tabla 18 se muestra un resumen de los resultados de los cálculos realizados.

Modelo de Consistencia	Uds	Buena (%)	Aceptable (%)	Pobre (%)	Medio	Mínimo	Maximo	Desviación Típica
C_1^*	%	64,64	20,67	14,69	-	-	-	-
C_2	m/s	5,54	16	78,46	0,69	0,02	2,81	0,62
C_3	km/h	-	-	-	638,37	116,78	2371,10	281,84

Tabla 18. Resumen de los resultados de la aplicación de C_1, C_2 y C_3

Para que C_1 (consistencia local, por elementos) pueda ser comparado con C_2 y C_3 (consistencias globales, por tramos), se ha calculado el porcentaje de elementos de cada categoría según el criterio II de Lamm et al. 1999 sobre el total de elementos de todas las carreteras (designado en adelante por C_1*).

En cuanto a C_2, el resultado que refleja la Tabla 18, es el porcentaje de tramos buenos, aceptables y pobres sobre el total de tramos de la muestra.

En cuanto a C_3, como de este índice sólo se tienen valores numéricos de consistencia por tramo, no categóricos, la Tabla 18 refleja el valor máximo, mínimo, medio, así como la desviación típica obtenidos para todos los tramos de la muestra.

En la Tabla 18, se aprecia cómo, según la consistencia C_1^*, el porcentaje de elementos buenos respecto al total en las carreteras de estudio es muy superior al aceptable y éste superior al pobre. Sin embargo, si se analiza la consistencia según C_2, el resultado

es totalmente contrario, es decir, hay un alto porcentaje de tramos pobres y un porcentaje muy bajo de tramos buenos. Además, según el valor medio de C_2 (0,69), las carreteras del ámbito de estudio son clasificadas de forma general como de consistencia pobre según Polus y Mattar-Habib (2004). Es evidente que lo que está ocurriendo es que, aunque dentro de un tramo haya muchos elementos localmente buenos (muchos más que pobres), si el tramo tiene un determinado porcentaje de elementos pobres dentro del tramo, es considerado como pobre cuando se analiza su consistencia global C_2. Por lo tanto, y aunque C_1* y C_2 no sean directamente comparables (el primero está relacionado con la consistencia local y el segundo con la global), parece interesante conocer a partir de qué porcentaje aproximado de elementos localmente pobres en un tramo, dicho tramo es considerado globalmente pobre. Esta comparación entre ambos se llevará a cabo en el apartado 5.5.

Por otro lado, se ha observado en la Tabla 18 que los tramos de carreteras del ámbito de estudio han sido clasificados según la consistencia global C_2, en general, como pobres (valor medio de 0,69) y en esta misma tabla se observa que el valor medio de la consistencia global C_3 es de 638. Así pues, aunque no se tengan umbrales de C_3, también parece interesante conocer, y se analizará en el apartado 5.5, si valores de C_3 de este orden de magnitud, se identifican asimismo con tramos de consistencia pobre (tal y como los clasifica C_2), así como qué valores de C_3 pueden identificarse con las consistencias aceptable y buena.

A continuación se analizan detalladamente los resultados obtenidos para C_2.

Para empezar, se han calculado para los 506 tramos de estudio las tres medidas de consistencia establecidas por Polus y Mattar-Habib (2004): las medidas simples Ra y σ y el modelo o función que engloba a las anteriores, C_2 (Ecuación 22). El número de tramos clasificados como buenos, aceptables o pobres según Ra y σ se refleja en la Figura 37:

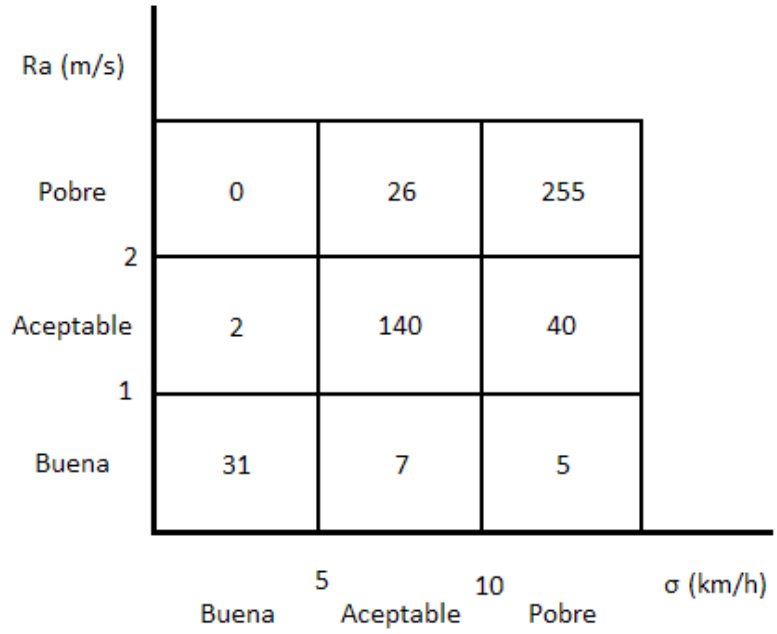


Figura 37. Clasificación de tramos según Ra y σ

Si se clasifican estos tramos simultáneamente según el índice global C_2, Ra y σ y se representan sobre la Figura 38, se tiene:

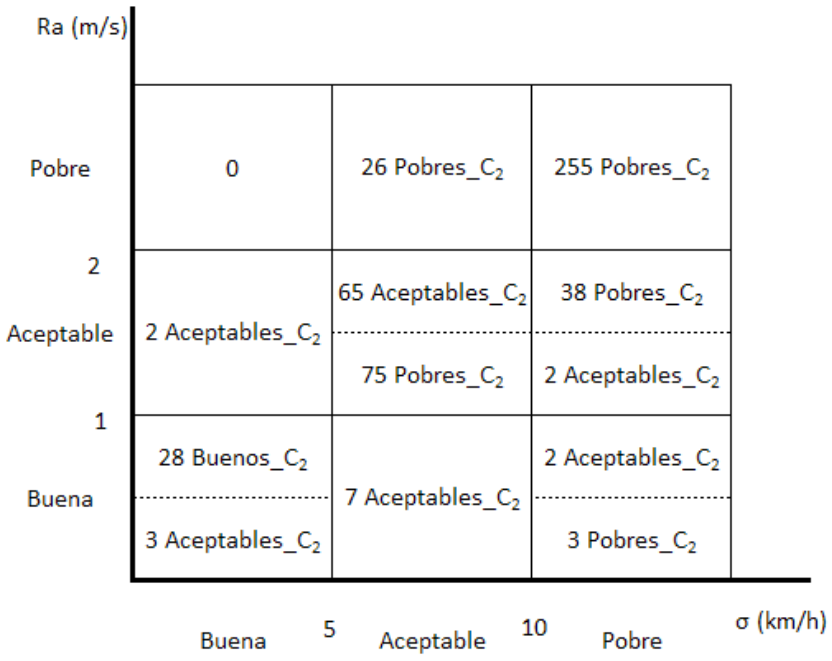


Figura 38. Clasificación de tramos según C_2, Ra y σ

Lo más destacable al comparar ambas figuras, es que hay 140 tramos que según Ra y σ son aceptables (Figura 37), pero al clasificar estos 140 tramos según C_2, se observa que sólo menos de la mitad (65 tramos) son considerados como aceptables, mientras que más de la mitad (los 75 restantes) son clasificados como pobres (Figura 38). Por lo tanto, el análisis de los tramos de estudio mediante las distintas medidas de

consistencia establecidas por Polus (Ra, σ y C_2), pone de manifiesto que C_2 clasifica muchos tramos como pobres que según Ra y σ son aceptables, lo cual, a priori, es incongruente.

A continuación se representan Ra y σ respectivamente en función de C_2 (Figura 39 y Figura 40):

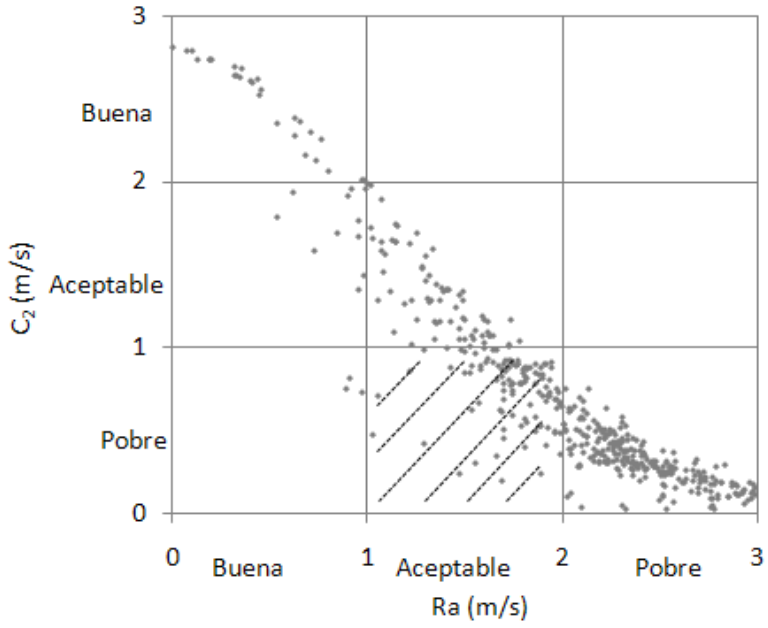


Figura 39. Ra en función de C_2

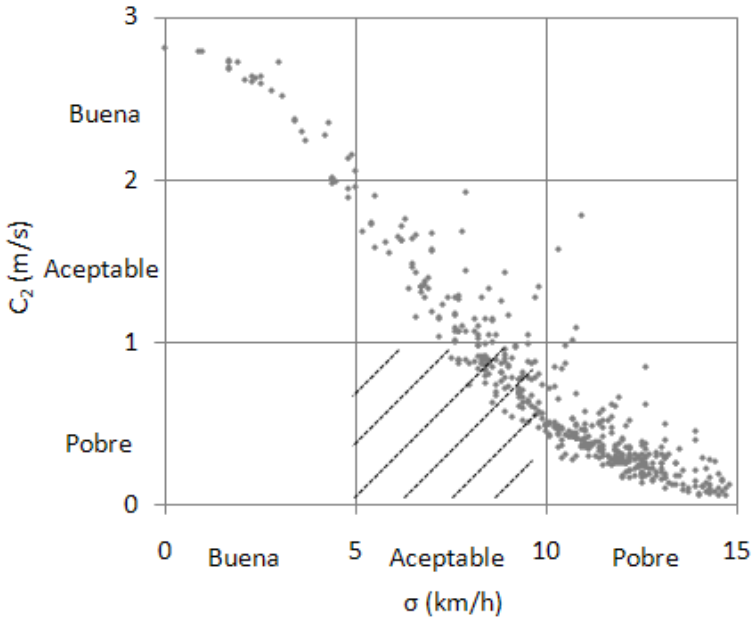


Figura 40. σ en función de C_2

En la Figura 39 y en la Figura 40 se observa, en general, que las clasificaciones de los tramos según Ra y C_2 por un lado y según σ y C_2 por otro, coinciden en todos los cuadrantes excepto en el cuadrante rayado en oblícuo. En este cuadrante en ambas

figuras, los tramos son aceptables según Ra (Figura 39) y según σ (Figura 40) pero son pobres según C_2. En principio, dichos tramos deberían estar en el cuadrante central para que coincidiesen las categorías según Ra y σ con la categoría según C_2.

De las observaciones anteriores se puede deducir que la formulación de C_2 es bastante restrictiva, y un tanto incongruente con respecto a sus índices simples de consistencia, al menos para este ámbito de estudio. Esto puede ser así porque Polus y Mattar-Habib (2004) crearon el modelo global C_2 con una función exponencial en la que la consistencia C_2 decrece muy rápidamente cuando las dos medidas simples de consistencia (Ra y σ) crecen. Si esta curva exponencial, que dibujan los puntos en ambas figuras, tuviera una pendiente más suave, se podría conseguir, que los puntos de la zona rayada oblicua se situaran en el cuadrante central, salvando las incongruencias observadas. De este modo se conseguiría que las categorías de C_2 se ajustaran mejor a las de Ra y σ.

Esto ha llevado a pensar en la posibilidad de modificar el modelo de Polus, mediante la creación de un nuevo índice que se ajuste mejor a los resultados obtenidos, según los índices Ra y σ, en las carreteras de nuestro ámbito de estudio.

5.3. ANÁLISIS DE LOS LÍMITES DE Ra y σ

Antes de definir el nuevo modelo de consistencia, se va a comprobar si los tramos del ámbito de estudio clasificados como pobres, buenos y aceptables por Ra y σ según los límites de Polus y Mattar-Habib (2004) también lo son en relación con sus características geométricas y otras medidas de consistencia.

Para analizar las características geométricas de cada tramo, se han seleccionado una serie de variables relacionadas con la consistencia así como otra serie de varibles relacionadas con la geometría del tramo (Castro et al., 2005; Cafiso et al., 2010; Camacho-Torregrosa et al., in press). En la Tabla 19 se muestran las variables consideradas que constituyen cada uno de estos grupos:

Variables relacionadas con la					Variables relacionadas con la geometría				
N_{10}	$N_{10\text{-}20}$	N_{20}	$\overline{\Delta V_{85}}$	$\sum \Delta V_{85}$	Rcv	CL	CCR	Max R/ Min R	AvgT

Tabla 19. Grupos de variables a analizar para la validación de los límites de Ra y σ

A continuación se define cada una de ellas:

Variables relacionadas con la consistencia

- N_{10} se define como el porcentaje de elementos en el tramo cuyas diferencias de velocidad entre elementos sucesivos es menor o igual a 10, o porcentaje de elementos en el tramo con consistencia buena (Ecuación 50).

- $N_{10\text{-}20}$ se define como el porcentaje de elementos en el tramo con consistencia aceptable (Ecuación 51).

- N_{20} se define como el porcentaje de elementos en el tramo con consistencia pobre (Ecuación 52).

Por lo tanto, un tramo tendrá mejor trazado cuánto más porcentaje tenga de N_{10} y menos de N_{20}.

- $\overline{\Delta V_{85}}$: Es la media de las diferencias de velocidad de operación entre elementos sucesivos del tramo:

$$\overline{\Delta V_{85}} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta V_{85i}}{N_T} \quad [\mathrm{km/h}] \tag{67}$$

Donde:

ΔV_{85i} = Diferencia entre la velocidad de operación de cada elemento i del tramo con la velocidad de operación del elemento anterior
N_T = Número de elementos en el tramo

Un valor bajo de $\overline{\Delta V_{85}}$ indicará que la diferencia de velocidad media es baja y por lo tanto la consistencia es buena.

- $\sum \Delta V_{85}$: Es la suma de las diferencias de velocidad de operación entre elementos sucesivos en el tramo dividida entre la longitud del tramo.

$$\sum \Delta V_{85} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta V_{85i}}{L} \quad [1/h] \tag{68}$$

Un valor bajo de $\sum \Delta V_{85}$ indicará que las diferencias de velocidad de operación entre elementos sucesivos son pequeñas y por lo tanto la consistencia será buena.

- ΔV_{10}: Es el número de diferencias de velocidad de operación entre elementos sucesivos superiores a 10 km/h en el tramo dividido entre la longitud del tramo:

$$\Delta V_{10} = \frac{N(\Delta V > 10)}{L} \quad [1/km] \tag{69}$$

Donde:

$N(\Delta V>10)$ = Número de diferencias de velocidad de operación mayores que 10 km/h en el tramo

L = Longitud total del tramo (km)

- ΔV_{20}: Es el número de diferencias de velocidad de operación entre elementos sucesivos superiores a 20 km/h en el tramo dividido entre la longitud del tramo:

$$\Delta V_{20} = \frac{N(\Delta V>20)}{L} \quad [1/km] \tag{70}$$

Donde:

N(ΔV>20) = Número de diferencias de velocidad de operación mayores que 20 km/h en el tramo

Un tramo tendrá mejor trazado cuánto más porcentaje tenga de ΔV_{10} y menos de ΔV_{20}.

Variables relacionadas con la geometría

- Rcv: Es la suma de todos los productos del radio de la curva por la longitud de misma dividida entre la longitud del tramo.

$$R_{CV} = \frac{\sum_{i=1}^{n} R_i \cdot L_{Ci}}{L} [km] \tag{71}$$

Donde:
R_i = Radio de la curva i (km)
L_{Ci} = Longitud del elemento curvo i (km)

Valores altos de R_{CV} indicarán que los radios de las curvas del tramo al que pertenecen son grandes con lo que dicho tramo debería de presentar mejor diseño del trazado que un tramo con un R_{CV} más bajo.

- CL: Es la longitud de curvas en el tramo dividida entre la longitud del tramo.

$$CL = \frac{\sum_{i=1}^{n} L_{Ci}}{L} \tag{72}$$

Un valor alto de CL se corresponderá con un tramo con muchas curvas por lo que, generalmente, será un tramo en el que sea necesario realizar muchos cambios de velocidad entre curva y rectas, que en ocasiones pueden ser bruscos y generar inconsistencias. No obstante, hay que destacar que el radio, que juega un papel importantísimo, no está siendo tenido en cuenta en esta variable. Una homogeneidad en el radio de los elementos será indicativo de velocidades homogéneas y por lo tanto, de buena consistencia, independientemente del número de curvas existentes en el tramo.

- CCR: Es la tasa de cambio de curvatura.

$$CCR = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta_i}{L} [gon/km] \quad (73)$$

Donde:

Δi = Deflexión en gonios (grados centesimales). Es la relación entre la longitud del elemento y el radio del mismo

Valores de CCR altos se corresponderán con cambios de curvatura fuertes con lo que serán indicativos de trazados pobres.

- DC: Es el grado de curvatura del tramo.

$$DC = \frac{\sum_{i=1}^{n} DC_i}{L} [°/km] \quad (74)$$

Donde:

Dc_i =Relación entre la longitud de la curva y su radio, asociada a una longitud de curva fija, generalmente 100 m. Por tanto, mide la variación de grados por cada 100 m de curva y se define como:

$$DC_i = \frac{5730}{R} [°] \quad (75)$$

R = Radio de la curva en m

Al igual que el CCR, valores altos de DC se corresponderán con trazados pobres.

- MaxR/MinR: Es el radio máximo del tramo entre el radio mínimo.

Un tramo cuya relación entre el radio máximo y el mínimo sea alta, probablemente presentará peor trazado que un tramo en el que dicha relación sea inferior.

- AvgT: Es la suma de las longitudes de rectas en el tramo entre la longitud del tramo.

$$AvgT = \frac{\sum_i L_{Ri}}{L} [km] \quad (76)$$

Donde:

L_{Ri} = Longitud de cada recta del tramo

Generalmente un alto valor de la variable AvgT representará una alta velocidad de operación que podría ser indicativa de una buena consistencia. Sin embargo, las curvas, que no intervienen en esta variable, son muy importantes. Una curva de radio pequeño después de una recta larga puede provocar una fuerte deceleración que puede causar accidentes. Además, a veces, la longitud

excesiva de una recta puede llevar al conductor al aburrimiento o distracción, suponiendo ésto situaciones peligrosas.

A contintuación se analizó la correlación entre todas las variables entre sí. Un coeficiente de correlación elevado entre dos variables permitirá descartar una de ellas en el análisis.

En la Tabla 20 se representa la matriz de correlación entre las distintas variables. En amarillo se han destacado los coeficientes de correlación entre el 60% y el 74% y en rojo los iguales o superiores a 75%.

Grupo de Variables	N_{10}	N_{10-20}	N_{20}	$\overline{\Delta V_{85}}$	$\sum\Delta V_{85}$	ΔV_{10}	ΔV_{20}	Rcv	CL	CCR	DC	Max R/ Min R	AvgT
N_{10}		-65%	-71%	-89%	-59%	-69%	-54%	43%	-11%	-15%	-9%	-17%	17%
N_{10-20}	-65%		-8%	30%	35%	56%	6%	-47%	17%	20%	11%	9%	-27%
N_{20}	-71%	-8%		90%	45%	38%	65%	-13%	-1%	1%	2%	14%	2%
$\overline{\Delta V_{85}}$	-89%	30%	90%		56%	55%	60%	-33%	4%	10%	6%	17%	-5%
$\sum\Delta V_{85}$	-59%	35%	45%	56%		95%	90%	-55%	48%	58%	60%	53%	-41%
ΔV_{10}	-69%	56%	38%	55%	95%		81%	-54%	45%	51%	50%	45%	-39%
ΔV_{20}	-54%	6%	65%	60%	90%	81%		-37%	34%	41%	45%	49%	-28%
Rcv	43%	-47%	-13%	-33%	-55%	-54%	-37%		-50%	-65%	-55%	-30%	50%
CL	-11%	17%	-1%	4%	48%	45%	34%	-50%		64%	46%	22%	-63%
CCR	-15%	20%	1%	10%	58%	51%	41%	-65%	64%		90%	43%	-40%
DC	-9%	11%	2%	6%	60%	50%	45%	-55%	46%	90%		50%	-32%
Max R/ Min R	-17%	9%	14%	17%	53%	45%	49%	-30%	22%	43%	50%		-22%
AvgT	17%	-27%	2%	-5%	-41%	-39%	-28%	50%	-63%	-40%	-32%	-22%	

Tabla 20. Coeficientes de correlación entre las variables de geometría y consistencia

A pesar de que la variable $\overline{\Delta V_{85}}$ presenta una alta correlación con N_{10} y N_{20}, según se observa en la Tabla 20, se van a mantener las tres variables, ya que representan formas diferentes, y todas interesantes a nuestro juicio, de medir la consistencia local.

La variable $\sum\Delta V_{85}$ también presenta una elevada correlación con las variables ΔV_{10} y ΔV_{20}. Dado que el concepto de ΔV_{10} y ΔV_{20} tiene relación con el de N_{10} y N_{20}, se sigue adelante sólo con la variable $\sum\Delta V_{85}$.

La variable CCR presenta una alta correlación con DC. Por ello, se escoge entre ambas la variable CCR, ya que ha sido más empleada en la literatura existente que la variable DC.

De las variables que presentan correlación en grado medio todas, salvo AvgT y CL, han sido mencionadas anteriormente por presentar correlación en grado alto. Aunque AvgT y el CL presentan una correlación media, como la primera está relacionada con las rectas y la segunda con las curvas, se decide mantener ambas en el análisis a pesar de la deficiencia de ambas para medir la consistencia ya que ninguna tiene en cuenta el radio de las curvas.

Por lo tanto, las variables definitivas que van a ser estudiadas para analizar los límites de Ra y σ van a ser (Tabla 21):

Variables relacionadas con la consistencia					Variables relacionadas con la geometría				
N_{10}	N_{10-20}	N_{20}	$\overline{\Delta V_{85}}$	$\sum \Delta V_{85}$	Rcv	CL	CCR	Max R/ Min R	AvgT

Tabla 21. Grupos de variables seleccionadas para analizar los límites de Ra y σ

Se han clasificado todos los tramos según Ra y σ. A continuación se ha calculado para cada grupo de categoría buena, aceptable ó pobre las variables seleccionadas.

La Tabla 22 muestra, para cada categoría de consistencia de Ra y σ, los valores medios por tramo de cada una de la variables seleccionadas.

Variables	Buena	Aceptable	Pobre	Buena	Aceptable	Pobre
	Ra < 1	1 < Ra < 2	Ra > 2	σ < 5	5 < σ < 10	σ > 10
N_{10}	82	58	52	91	67	52
N_{10-20}	8	24	21	3	21	21
N_{20}	10	18	27	5	12	27
$\overline{\Delta V_{85}}$	6,08	10,40	12,71	4,07	8,32	12,73
$\sum \Delta V_{85}$	48,37	131,64	189,93	34,75	106,42	170,88
Rcv	500,05	261,27	217,35	529,42	304,59	263,63
CL	418,89	488,71	537,71	461,23	498,40	487,14
CCR	174,13	348,97	476,54	177,01	335,94	383,37
Max R/ Min R	5,10	11,90	21,95	2,69	11,00	18,93
AvgT	341,88	190,23	139,96	377,58	140,30	213,61

Tabla 22. Valores medios de variables geométricas y de consistencia por categorías de Ra y σ

En la Tabla 22 se comprueba que los valores medios de las variables van mejorando según representan un grupo de tramos buenos, aceptables ó pobres (con algunas excepciones en CL y AvgT). A título de ejemplo, sabiendo que N_{10}+N_{10-20}+N_{20} constituyen el 100% de los elementos de un tramo, un tramo que presente mayor N_{10} y menor N_{20} que otro será representativo de mejor geometría y por tanto, tendrá mejores valores de Ra y σ que otro que presente menor N_{10} y mayor N_{20}. Efectivamente, según se observa en la Tabla 22, tramos con valores de N_{10}=82 y N_{20}=10 tienen mejor valor de Ra que tramos con N_{10}=58 y N_{20}=18 en los que la Ra es pobre.

En cuanto al $\overline{\Delta V_{85}}$ y al $\sum \Delta V_{85}$, si el valor de ambas es bajo indica que hay pocas variaciones de velocidad y por tanto geometría homogénea, que estará ligada a valores buenos de Ra y σ. Sin embargo, si el valor de $\overline{\Delta V_{85}}$ y del $\sum \Delta V_{85}$ es alto, será indicativo de geometría pobre y estará ligado a valores malos de Ra y σ. De esta forma, en la Tabla 22 se tienen para valores de Ra y σ buenos, valores más bajos de $\overline{\Delta V_{85}}$ (6,08

para Ra buena y 4,07 para σ buena) que si Ra y σ son pobres, (en cuyo caso $\overline{\Delta V_{85}}$ toma el valor de 12,71 para Ra pobre y 12,73 para σ pobre). Igual ocurre para el $\sum \Delta V_{85}$, para valores de Ra y σ buenos, se tienen valores más bajos de $\sum \Delta V_{85}$ (48,37 para Ra buena y 34,75 para σ buena) que si Ra y σ son pobres (en cuyo caso $\sum \Delta V_{85}$ toma un valor de 189,93 para Ra pobre y de 170,88 para σ pobre).

También los tramos buenos presentan mayores radios medios (Rcv), lo que se traduce en curvas menos cerradas, que los tramos pobres (por ejemplo, según la Tabla 22 el radio medio para Ra buena es de 500,05 y de 217,35 para Ra pobre). En general hay más longitud de tramos curvos y menos rectas en los tramos pobres que en los buenos.

Valores altos de CCR y de Max R/Min R son indicativos de geometría mala, por lo que valores altos en CCR y de Max R/Min R estarán ligados a peores valores de Ra y σ que valores más bajos. Por ejemplo, según la Tabla 22, se tiene un CCR de 174,13 en categoría buena de Ra frente a un CCR de 476,54 en categoría pobre de Ra. En cuanto a la variable MaxR/MinR se observa un valor de 5,10 en categoría buena de Ra frente a un valor de 21,95 en la categoría pobre.

Como se ha comentado, los resultados de la Tabla 22 son valores medios de un cierto número de tramos. Para realizar un juicio ingenieril más detallado se va a comprobar en un grupo de carreteras, si en tramos buenos en cuanto a Ra y a σ, las características geométricas y de consistencia son buenas, y si en tramos pobres, las características geométricas y de consistencia son malas. De este modo y con el análisis de la variables que se acaba de hacer, se demostrará que tanto los valores medios obtenidos en la Tabla 22 como los valores que individualmente se van a obtener para el grupo de carreteras seleccionadas (Tabla 23),adoptan valores congruentes con las clasificaciones que se hacen de los tramos según Ra y σ.

Para ello se eligen como muestra dos tramos, tomados al azar, de cada categoría. Para cada uno de estos tramos se calculan las variables geométricas y el perfil de velocidad (Figura 41-Figura 42-Figura 43) que será necesario para obtener las variables relacionadas con la consistencia de cada tramo.

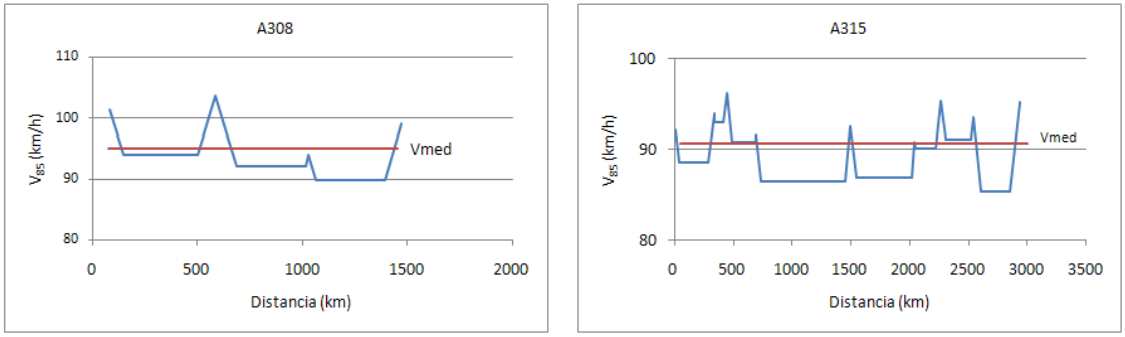


Figura 41. Perfiles de velocidad para 2 tramos de carretera con consistencia Ra y σ buena

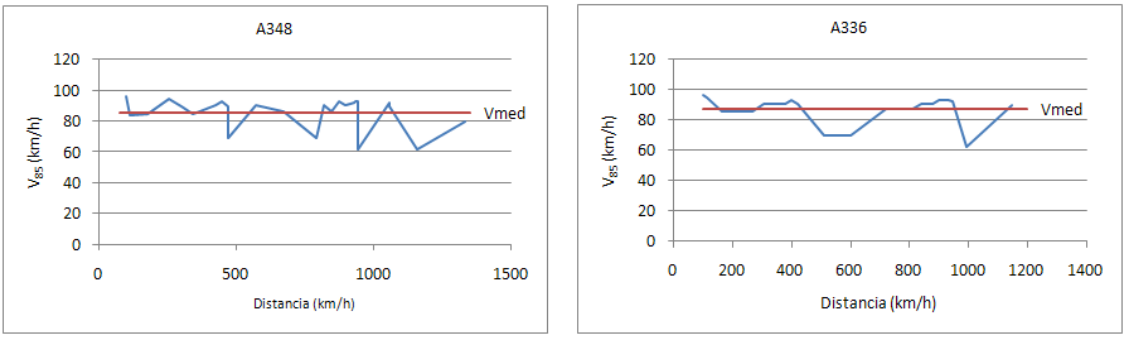


Figura 42. Perfiles de velocidad para 2 tramos de carretera con consistencia Ra y σ aceptable

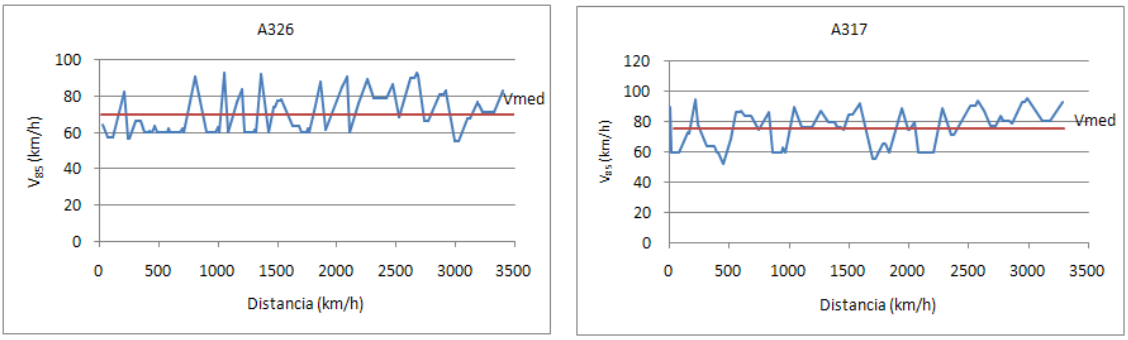


Figura 43. Perfiles de velocidad para 2 tramos de carretera con consistencia Ra y σ pobre

Analizando los perfiles de velocidad de la Figura 41, de la Figura 42 y de la Figura 43, se puede deducir cuáles son las carreteras que presentan mejor trazado. Los dos tramos de carretera de consistencia buena de la Figura 41 presentan pocas diferencias de velocidad (de menos de 10 km/h) y son mucho más homogéneos que los perfiles de velocidad de la Figura 42 y de la Figura 43. En estas dos últimas figuras, que representan tramos de consistencia aceptable y pobre respectivamente, los perfiles de velocidad son mucho menos homogéneos y presentan muchos más picos (elementos cortos que no permiten mantener la velocidad deseada), así como diferencias de velocidad mucho más grandes.

En la Tabla 23 se muestran para cada uno de los tramos seleccionados según las distintas categorías de Ra y σ, los valores de las variables seleccionadas para el análisis.

	BUENA		ACEPTABLE		POBRE	
	A308	A315	A348	A336	A326	A317
Ra	0,54	0,63	1,63	1,47	2,26	2,37
σ	4,30	3,40	7,70	8,70	11,50	12,40
N_{10}	77,78	94,74	62,50	58,33	41,94	44,44
$N_{10\text{-}20}$	22,22	0,00	12,50	12,50	25,81	37,04
N_{20}	0,00	5,26	25,00	29,17	32,26	18,52
$\overline{\Delta \boldsymbol{V_{85}}}$	8,65	5,64	11,35	11,93	14,09	12,55
$\sum \Delta V_{85}$	31,39	32,18	184,01	193,39	368,38	304,62
Rcv	641,81	318,02	289,82	289,82	135,29	168,94
CL	787,62	811,00	710,01	710,01	560,62	579,55
CCR	102,28	179,38	285,24	285,24	636,72	488,69
MaxR/MinR	2,27	3,06	10,57	10,57	25,40	27,39
AvgT	100,43	37,79	24,34	24,34	27,54	33,04

Tabla 23. Valores de las variables para cada tramo de carretera

Si se observan los resultados de la Tabla 23, se pone de manifiesto que los tramos de carretera buena presentan mejores valores de las variables que los de consistencia pobre. Por ejemplo, en cuanto a las variables relacionadas con las consistencia, el porcentaje de elementos buenos en el tramo (N_{10}) es alto si la carretera es de consistencia buena (del 77,78% en la A308 y del 94,74% en la A315) y más bajo si es de consistencia pobre (41,94% en la A326 y 44,44% en la A317). También se aprecia que los dos tramos buenos analizados poseen muy pocos elementos pobres dentro del tramo. En concreto, el tramo de carretera de la A308 no posee ningún elemento pobre dentro del tramo (N_{20}=0%) y el tramo de la carretera A315 sólo posee un 5,26%. Este porcentaje es muy superior si los tramos analizados son de consistencia aceptable (N_{20}=25% en la A348 y N_{20}=29,17% en la A336) o pobre (N_{20}=25,81% en la A326 y N_{20}=18,52% en la A317).

En cuanto a la variable $\overline{\Delta V_{85}}$ si el tramo es de consistencia buena su valor es pequeño (entre un 5,64 para la A315 y un 8,65 para la A308), mientras que si el tramo de consistencia pobre, su valor es superior a los anteriores (14,09 para la A326 y 12,55 para la A317).

La variable $\sum \Delta V_{85}$ presenta valores más bajos (31,39 en la A308 y 32,18 en la A315) en tramos de consistencia buena que en tramos de consistencia pobre (368,38 en la A326 y 304,62 en la A317), lo que indica mejor geometría en las dos primeras carreteras mencionadas.

En cuanto a las variables relacionadas con las características geométricas, también se cumplen las tendencias esperadas. Por ejemplo, los tramos de consistencia pobre

presentan valores de CCR superiores (636,72 en la A326 Y 488,69 en la A317) a los valores de CCR de los tramos de consistencia buena (102,28 en la A308 Y 179,38 en la A315).

Por último, los valores de relación de radio máximo entre radio mínimo del tramo también son más bajos en tramos de consistencia buena (2,27 en la A308 y 3,06 en la A315) que en los tramos de consistencia pobre (25,40 en la A326 y de 27,39 en la A317).

Loss tramos cuya categoría es aceptable presentan valores intermedios de las variables seleccionadas, por ejemplo, la A348 tiene un valor de $\overline{\Delta V_{85}}$ de 11,35, intermedio entre el 5,64 de la A315 y el 14,09 de la A326.

Por tanto, habiendo analizado en general las carreteras del ámbito de estudio y algunas en detalle, se observa que los límites que Polus y Mattar-Habib (2004) establecieron para Ra y σ pueden servir para clasificar las carreteras del ámbito de estudio ya que, efectivamente, tramos pobres según Ra y σ presentan peores características geométricas y de consistencia que tramos en los que según Ra y σ la consistencia es buena.

5.4. PROPUESTA DE UN NUEVO MODELO DE CONSISTENCIA

Las funciones exponenciales se caracterizan porque decrecen (o crecen) muy rápidamente, mientras que las funciones hiperbólicas decrecen más lentamente, es decir, tienen pendientes más suaves que las primeras. C_2, cuya formulación se corresponde con una función exponencial, ha resultado demasiado conservador según los resultados obtenidos para nuestro ámbito de estudio. Por ello, se propone utilizar una función hiperbólica, en concreto un paraboloide hiperbólico, para la propuesta de un nuevo modelo de consistencia basado en las medidas simples Ra y σ.

La ecuación reducida clásica del paraboloide hiperbólico centrado en el origen es

$$z = x^2 - y^2 \tag{77}$$

o bien

$$z = (x + y)(x - y) \tag{78}$$

Tras el cambio de variable $u = \frac{1}{x+y}$ y $v = \frac{1}{x-y}$, la ecuación se transforma en:

$$z = \frac{1}{uv} \tag{79}$$

Para evitar que haya discontinuidades cuando el denominador sea cero en la ecuación anterior, basta con considerar el siguiente paraboloide hiperbólico:

$$z = \frac{1}{uv+D} \tag{80}$$

con D>0 constante a estimar.

Por último, tras una traslación y un cambio de escala se obtiene la ecuación generalizada:

$$z = \frac{A}{(u-B)(v-C)+D} + E \tag{81}$$

Considerando $u = \frac{\sigma}{3.6}$ y $v = Ra$ se propone la siguiente expresión como índice de consistencia.

$$C_4 = \frac{\mathrm{A}}{\left(\frac{\sigma}{3,6} - \mathrm{B}\right)(\mathrm{C}-\mathrm{Ra})+\mathrm{D}} + \mathrm{E} \quad (\mathrm{m/s}) \tag{82}$$

Donde:

C_4 = Nuevo índice de consistencia global
Ra y σ = Medidas de consistencia simples
A, B, C, D y E = Constantes a estimar.

Este paraboloide hiperbólico que igual que el de Polus y Mattar-Habib (2004) también decrece cuando Ra y σ aumentan.

Se proponen los siguientes límites para este nuevo modelo:

Nivel de consistencia		
Bueno	Aceptable	Pobre
$C_4 > 2$ m/s	$1 < C_4 \leq 2$ m/s	$C_4 \leq 1$ m/s

Tabla 24. Umbrales para la determinación de la consitencia según el modelo C_4

Para la calibración de las constantes A, B, C, D y E se asigna a cada uno de los 506 tramos de estudio un valor de C_4 dependiendo del valor de Ra y σ del tramo (que son conocidos).Una vez aceptados los límites de Polus y Mattar-Habib (2004) por las razones indicadas en el apartado anterior, se adopta el criterio de que C_4 es bueno para valores superiores o iguales a 2, C_4 es pobre para valores inferiores o iguales a 1 y aceptable en el resto de los casos (Tabla 24). Como criterio general, la asignación de valores de C_4 a cada tramo se realiza de forma que, si en un tramo Ra y σ son buenos, el valor de C_4 que se le asigna es bueno. Si en un tramo Ra y σ son pobres, el valor de C_4 que se le asigna es pobre, y si en un tramo Ra y σ son aceptables, el valor de C_4 que se le asigna es aceptable. A los tramos en los que Ra y σ tengan categorías diferentes entre sí, se les asignan valores de C_4 que sean lo más coherente posible con ambas categorías. Por ejemplo, a un tramo en el que Ra sea pobre y σ sea bueno, se le asigna un C_4 aceptable.

De una forma más detallada los valores asignados a C_4 van decreciendo en la diagonal principal (la que va del punto (0,0) al punto (15,3)), desde un valor máximo de 2,90 en el (0,0) a un valor mínimo de 0,1 en el (15,3). En la diagonal secundaria (perpendicular a la principal), los valores de C_4 no disminuyen tanto como en la diagonal principal. Son máximos en el centro (con un valor cercano al 1,5) y van decreciendo suavemente hasta unos valores cercanos a 1,25 en los extremos de la misma. De esta forma se pretende que la consistencia asignada a cada tramo de la nube de puntos vaya descendiendo, en primer lugar, a lo largo de la diagonal principal desde el origen y en segundo lugar, al alejarse de la misma. Con el descenso de consistencia a lo largo de la diagonal principal se trata de reflejar que puntos que representan a tramos con los mayores valores concordantes de Ra y σ proporcionan una mejor consistencia. Por otro lado, el descenso en la consistencia a medida que la distancia a la diagonal principal es mayor trata de reflejar que un punto situado en la diagonal principal (correspondiente a un tramo con clasificaciones según Ra y σ concordantes) garantiza una mejor consistencia que los puntos situados a lo largo de la perpendicular a la diagonal principal en dicho punto (tramos con Ra y σ discordantes).

En la Figura 44 se muestran los valores de C_4 asignados en función de los valores de Ra y σ:

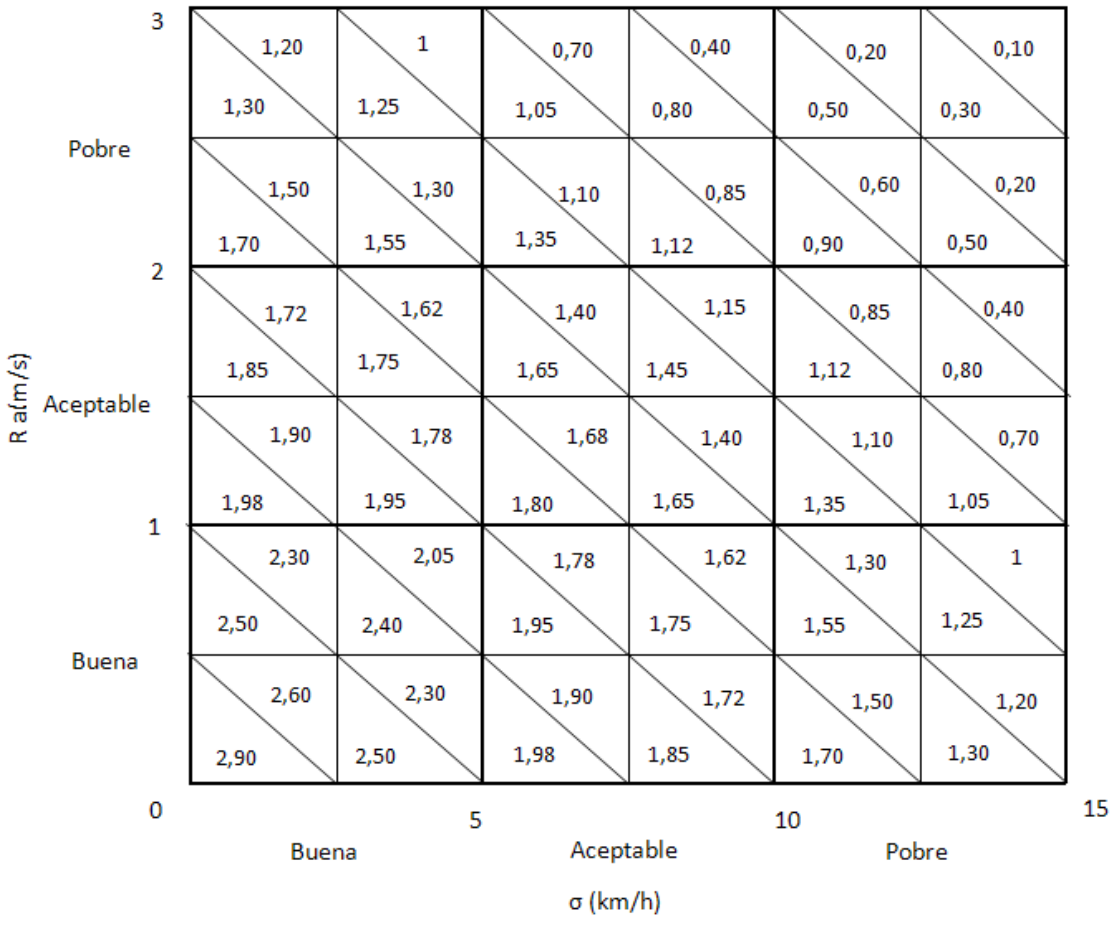


Figura 44. Valores de calibración de C_4 en función de Ra y σ

Según este criterio, se propone la tabla de calibración representada en la Figura 44, según la cual, los valores asignados a C_4 asignados van decreciendo en la diagonal principal (la que va del punto (0,0) al punto (15,3)), desde un valor máximo de 2,90 en el (0,0) a un valor mínimo de 0,1 en el (15,3). En la diagonal secundaria (perpendicular a la principal), los valores de C_4 no disminuyen tanto como en la diagonal principal. Son máximos en el centro (con un valor cercano al 1,5) y van decreciendo suavemente hasta unos valores cercanos a 1,25 en los extremos de la misma. De esta forma se consigue que la consistencia asignada a cada tramo de la nube de puntos vaya descendiendo desde el origen y al alejarse de la diagonal principal.

Asignados a cada uno de los tramos de estudio los valores de C_4 conforme a la Figura 44, se tiene una nube de puntos. A continuación, se busca la función que mejor ajuste a esa nube de puntos, realizando para ésto un ajuste por mínimos cuadrados. El problema consiste en buscar los valores de A, B, C, D y E que minimicen la función f:

$$Min\ f = \sum_{i=1}^{506}(C_{4i}(\mathrm{A,B,C,D,E}) - \mathrm{C_4(P_i)})^2 \tag{83}$$

Donde:

C_{4i}(A,B,C,D,E) es

$$C_{4\mathrm{i}}(\mathrm{A,B,C,D,E}) = \frac{A}{\left(\frac{\sigma_i}{3{,}6} - \mathrm{B}\right)(\mathrm{C - Ra_i}) + \mathrm{D}} + \mathrm{E} \tag{84}$$

C_4 (P_i) = Valor que se ha asignado a priori a cada tramo según la Figura 44.

La función que minimiza la Ecuación (83) y define este nuevo modelo de consistencia viene definida por la ecuación:

$$C_4 = \frac{195{,}073}{\left(\frac{\sigma}{3{,}6} - 5{,}7933\right)(4{,}1712 - \mathrm{Ra}) - 26{,}6047} + 6{,}7823 \quad (\mathrm{m/s}) \tag{85}$$

En la Figura 45 se representa la clasificación de los tramos de estudio según el modelo C_4 en función de Ra. En la Figura 46 se representa en función de σ.

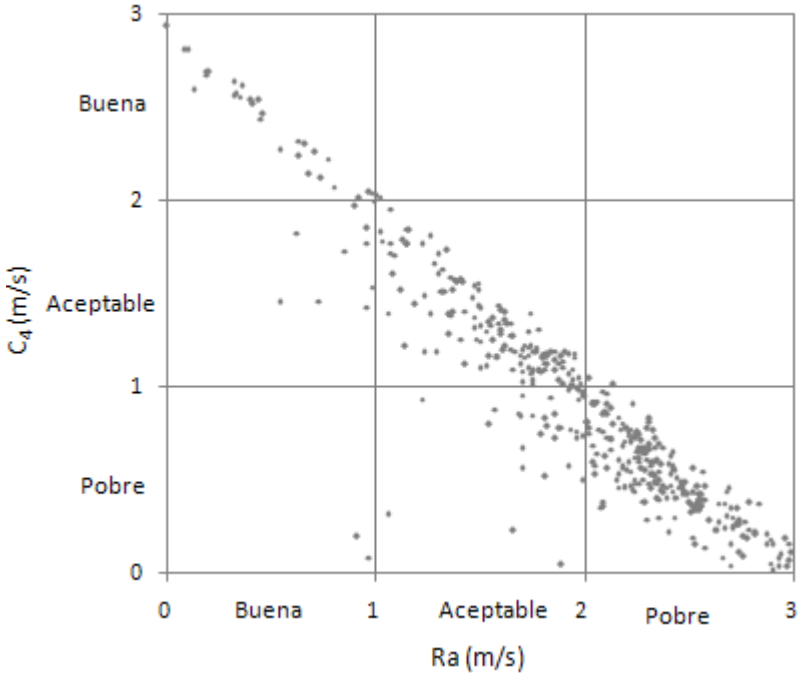


Figura 45. Clasificación de tramos según C_4 en función de Ra

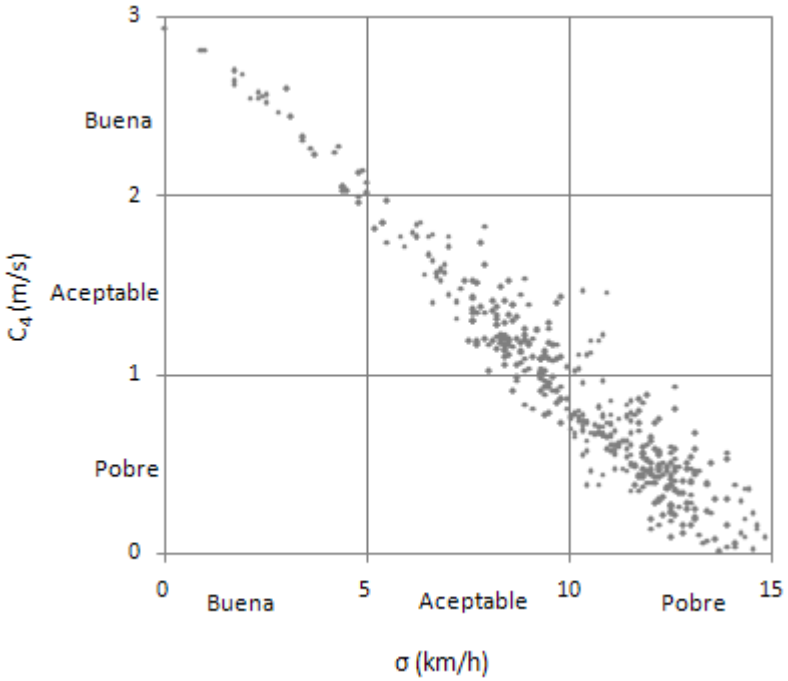


Figura 46. Clasificación de tramos según C_4 en función de σ

En ambas figuras se observa cómo, en general, para valores buenos de Ra (inferiores a 1) y para valores buenos de σ (inferiores a 5), C_4 adquiere un nivel de consistencia bueno (con valores superiores a 2). Del mismo modo, para valores pobres de Ra (superiores a 2) y pobres de σ (superiores a 10), C_4 toma valores pobres (inferiores a 1)

y por último, para valores aceptables de Ra (entre 1 y 2) y aceptables de σ (entre 5 y 10), C_4 toma valores entre 1 y 2, que corresponden a tramos de consistencia aceptable. Por tanto de esta forma queda demostrada la congruencia de los valores de Ra y σ con los límites de consistencia del nuevo modelo C_4 adoptados en la Tabla 24. Esta congruencia se sigue confirmando en la Figura 47 en la que se presentan en un solo gráfico los índices C_4, Ra y σ. Para ello se representa la consistencia C_4 en función de Ra para distintos valores, buenos, aceptables y pobres de σ (2,5, 7,5 y 12,5 respectivamente).

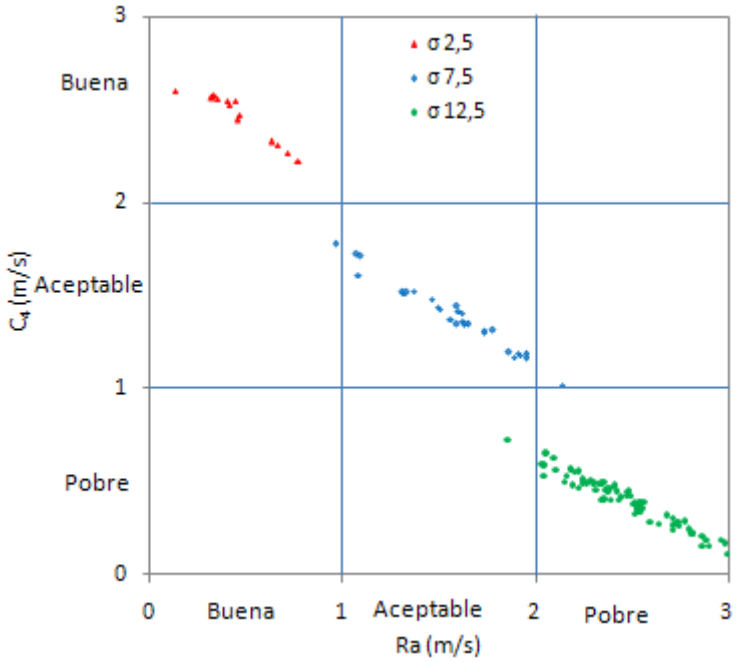


Figura 47. Consistencia C_4 en función de Ra para distintos valores de σ

Tal y como se observa en la Figura 47, para valores de Ra pobres (inferiores a 1) y de σ pobres (2,5) se obtienen valores de C_4 pobres (superiores a 2). Igualmente, salvo para valores aislados, ocurre para las categorías de aceptable y buena.

Una vez definido el nuevo modelo de consistencia C_4 y validados sus límites, se ha aplicado este modelo a los 506 tramos homogéneos de estudio (Tabla 25).

Modelo de Consistencia	Uds	Buena (%)	Aceptable (%)	Pobre (%)	Media	Min	Max	Desviación Típica
C_4	m/s	6,32	30,04	63,64	0,79	-1,57	2,94	0,71

Tabla 25. Resumen de los valores del modelo C_4 para los tramos de estudio

Según se muestra en la Tabla 25, el valor medio de C_4 es 0,79, es decir, que los tramos del ámbito de estudio según C_4 están clasificados, en general, en la categoría de pobres. Según la Tabla 18, el valor medio de C_2 para todos los tramos era 0,69, con lo que C_2 también clasificaba los tramos como pobres, pero con un menor valor medio de consistencia.

5.4.2. COMPARACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES C_2 y C_4

Se compara a continuación el nuevo modelo de consistencia C_4 con el modelo C_2. En la Tabla 26 se ha calculado el porcentaje de tramos sobre el total, clasificados como pobres, aceptables o buenos, según los índices simples Ra y σ, y según los modelos de consistencia C_2 y C_4. Además se ha calculado el porcentaje de tramos en los que coinciden las categorías de Ra y σ (es decir Ra y σ son a la vez pobres, buenas o aceptables).

	Buenos (%)	Aceptables (%)	Pobres (%)
Ra	8,50	35,97	55,53
σ	6,52	34,19	59,29
Ra y σ	6,13	27,67	50,40
C_2	5,53	16,01	78,46
C_4	6,32	30,04	63,64

Tabla 26. Clasificación de consistencia de tramos según diversos índices de Polus y C_4

En la Tabla 26 se observa que, en las distintas categorías, el porcentaje de tramos clasificados por el nuevo modelo C_4 se aproxima más a los porcentajes de tramos clasificados por Ra y por σ que el modelo C_2. Por lo tanto, se considera que la medida de la consistencia de las carreteras del ámbito de estudio por medio de C_4 es más ajustada a la realidad (según los índices simples Ra y σ) que por medio de C_2.

En la Figura 48 se compara el número de tramos obtenido en cada categoría según los modelos C_4 y C_2 utilizando los límites de las categorías según Ra y σ:

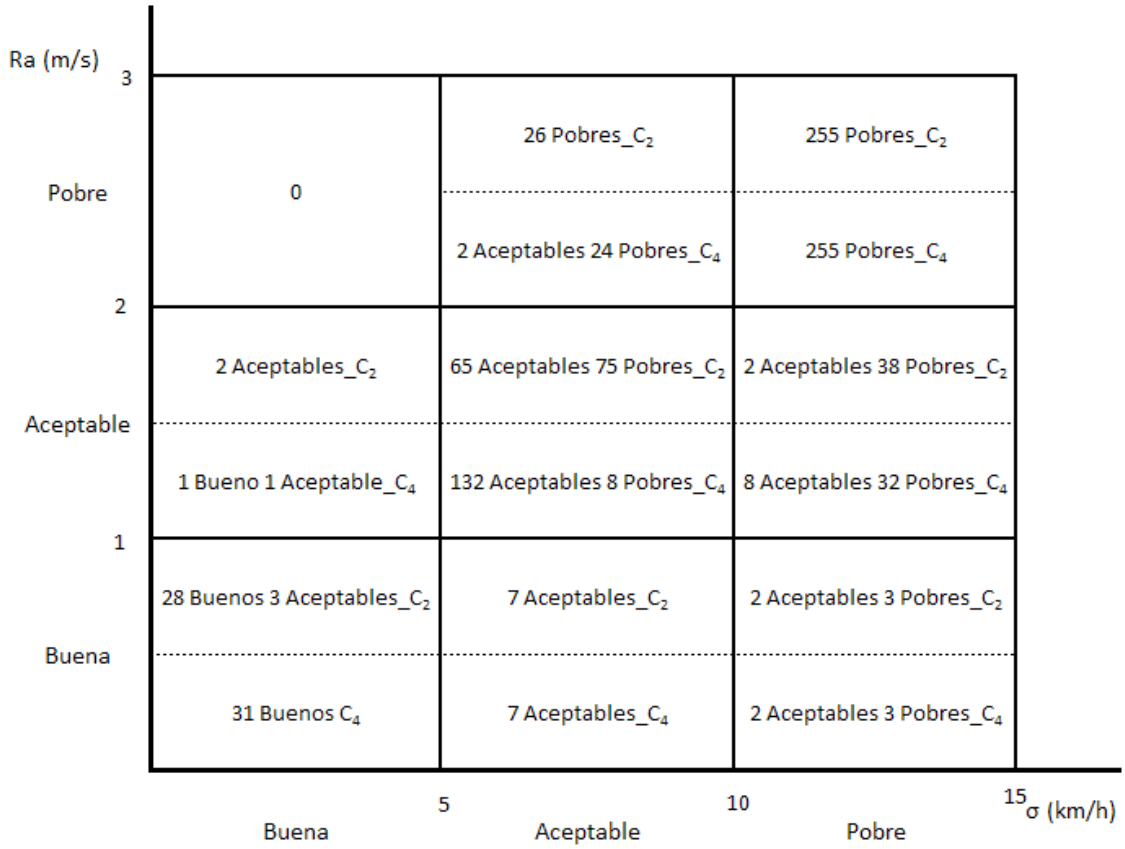


Figura 48. Clasificación de tramos según C_2 y C_4 en función de Ra y σ

Observando la Figura 48, se pone de manifiesto lo que se había destacado anteriormente. Las clasificaciones que se hacen de los tramos según los modelos C_2 y C_4 son bastante similares, salvo en el cuadrante central en el que hay 140 tramos que según Ra y σ son aceptables pero que según C_2 son clasificados, 65 como aceptables y 75 de ellos como pobres. C_4 se aproxima más a las características reales de las carreteras, a través de su mayor coherencia con los parámetros simples de clasificación de Ra y σ. Dicho planteamiento ha dado lugar a que C_4 clasifique 132 tramos como aceptables y 8 como pobres.

Para visualizar mejor la diferencia entre los modelos C_2 y C_4 se representa en tres dimensiones la superficie que engloba la combinación de valores de C_2, de Ra y de σ (Figura 49), así como la superficie que engloba la combinación de valores de C_4, Ra y σ. (Figura 50). En ambas figuras se representa σ en el eje x, Ra en el eje y, y la consistencia C_2 o C_4 en el eje z.

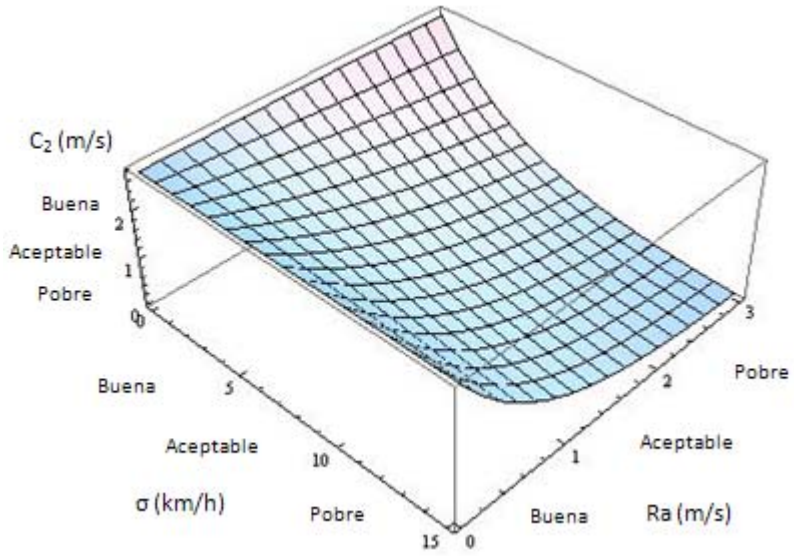


Figura 49. C_2 en función de σ y Ra

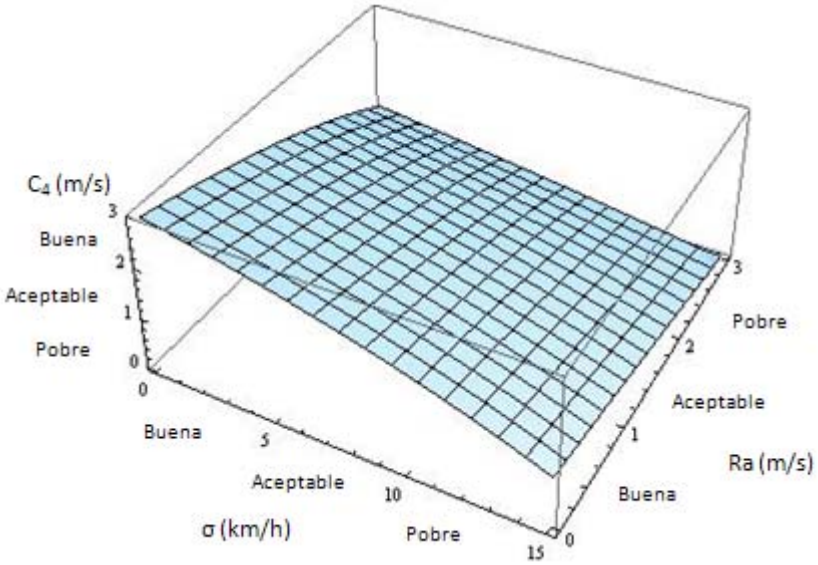


Figura 50. C_4 en función de σ y Ra

Si se analizan la Figura 49 y la Figura 50, se aprecian diferentes comportamientos en las funciones, principalmente en su concavidad (la representación de C_2 es cóncava y la de C_4 es convexa). Si se denomina diagonal principal a la que va desde el (0,0,3) hasta el (15,3,0) (ver como complemento la Figura 51), se observa que C_2 y C_4 se comportan igual en esta diagonal principal. Ambas funciones van decreciendo (C_2 más rápido que C_4) en la diagonal principal desde la consistencia buena a la pobre (conforme van disminuyendo los valores de Ra y σ). Sin embargo, las funciones se comportan de forma diferente a lo largo de la diagonal secundaria (perpendicular a la anterior).

En C_2 (Figura 49) existe una concavidad, de modo que considera que la consistencia es peor (menor valor) en el centro de la diagonal que al alejarse de ella (siendo máxima en los extremos de la diagonal secundaria). En la Figura 50 en cambio, existe una convexidad, de modo que considera que la consistencia es mejor (mayor valor) en el

centro de la diagonal que al alejarse de ella (siendo mínima en los extremos de la diagonal secundaria).

La convexidad que se ha adoptado para la función C_4 se debe a que se considera que los valores de consistencia deben disminuir, en primer lugar, a lo largo de la diagonal principal (al ir aumentando Ra y σ) y, en segundo lugar, al alejarse de la misma.

De esta forma, si se considera la diagonal secundaria, es más lógico que una consistencia en la que Ra y σ sean aceptables (centro de la diagonal), sea superior a una consistencia en la que Ra sea bueno y σ pobre o viceversa (extremo de la diagonal). Además, si se observa la Figura 49, el valor de la consistencia C_2 es muy alto en los extremos de la diagonal secundaria, lo que no es lógico, ya que se está dando un valor de consistencia muy bueno para una combinación de Ra pobre y σ bueno (ó de Ra bueno y σ pobre), igual al valor de consistencia que se le da a una combinación en la que tanto Ra como σ sean buenos.

A modo de ejemplo, para ilustrar lo dicho anteriormente, se comparan valores de consistencia según Ra, σ, C_2 y C_4 en algunos puntos críticos, representados en la Figura 51:

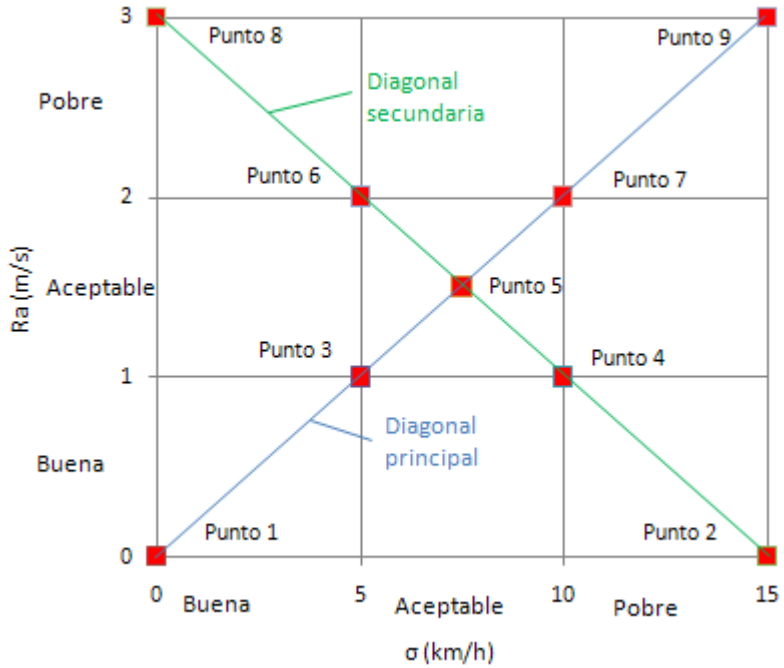


Figura 51. Comparación de C_4 y C_2 mediante puntos críticos

En la Tabla 27 se muestran valores de consistencia de los puntos señalados en la Figura 51 (en verde, los valores cuya consistencia es buena (según el índice al que estén haciendo referencia dichos valores), en naranja, los valores cuya consistencia es aceptable y en rojo los valores cuya consistencia es pobre):

Punto	σ	Ra	C_2	C_4
Punto 1	0	0	2,808	2,940
Punto 2	15	0	2,808	0,940
Punto 3	5	1	1,909	1,974
Punto 4	10	1	1,297	1,389
Punto 5	7,5	1,5	1,178	1,440
Punto 6	5	2	1,297	1,389
Punto 7	10	2	0,599	0,898
Punto 8	0	3	2,808	0,940
Punto 9	15	3	0,087	0,060

Sombreados los puntos en los límites de varias categorías de consistencia

Buena; Aceptable; Pobre

Tabla 27. Puntos críticos para comparar categorías de consistencia

En la Tabla 27 se observa cómo los puntos contenidos en la diagonal principal de la Figura 51 (puntos 1,3,5,7 y 9), tienen valores de consistencia parecidos para todos los índices de consistencia considerados. Por ejemplo, el punto 1 tiene unos valores de consistencia muy buenos de Ra, de σ, de C_2 y de C_4. El punto 5 tiene una consistencia aceptable por cualquiera de los 4 índices y el punto 9 tiene una consistencia pobre por cualquiera de los índices. En general, la consistencia C_4 y C_2 son muy parecidas a lo largo de la diagonal principal aunque C_4 es algo superior a C_2. A partir del punto 7, esta superioridad es más acusada, como consecuencia de la condición impuesta a la función C_4 de tener un decrecimiento más suave que C_2.

Sin embargo, los puntos de los extremos de la diagonal secundaria presentan distintos resultados al ser evaluados por C_2 o por C_4. Por ejemplo, el punto 2 que tiene un Ra óptimo pero un σ pobre, según C_2 presenta consistencia óptima de 2,808 (igual de buena que el valor de consistencia en el punto 1 en la que Ra y σ son óptimos), lo cual representa una incongruencia en el índice C_2 de Polus y Mattar-Habib (2004). En cambio, el valor de consistencia para el punto 2 según C_4 es pobre, cercano a aceptable (0,940), lo que es mucho más lógico teniendo en cuenta sus valores de Ra y σ. La misma observación se puede hacer extensiva al punto 8. Por lo tanto, puede decirse que C_4 da valores de consistencia mucho más lógicos y coherentes con Ra y σ que C_2, tanto en la diagonal principal como a medida que los puntos se alejan de ella.

Además, en la diagonal secundaria, si se analizan los valores de consistencia para los puntos 4, 5 y 6 se pone de manifiesto la concavidad de la función C_2 (valor de consistencia en el punto 5 inferior a la consistencia en los puntos 4 y 6) frente a la convexidad de la funcion C_4 (valor de consistencia en el punto 5 superior a la consistencia en los puntos 4 y 6). Es precisamente esta convexidad lo que hace que C_4 funcione mejor que C_2 a lo largo de la diagonal secundaria.

En la Figura 52 se corta la superficie C_2 con un plano horizontal de cota 1 (representado en malva oscuro) de modo que se puede visualizar en 3D el límite de la consistencia pobre. Igualmente en la Figura 53 se corta la superficie C_2 con un plano horizontal de cota 2 (representado en malva claro) para visualizar el límite de la consistencia buena.

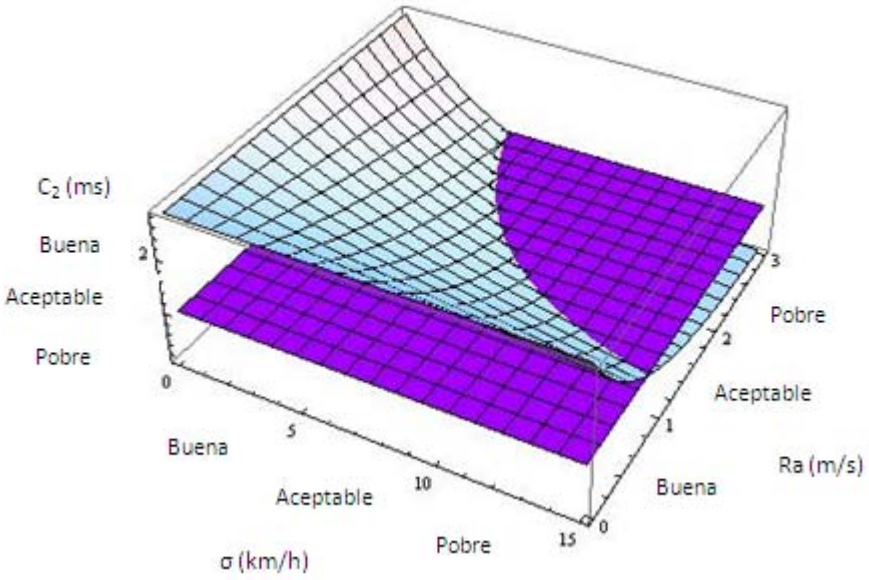


Figura 52. C_2 en función de σ y Ra cortada por el plano C_2=1 m/s

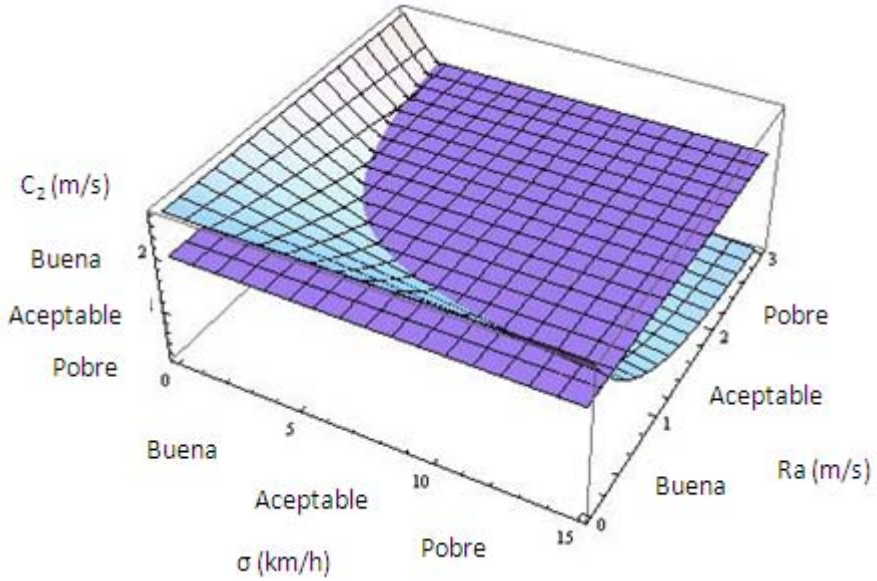


Figura 53. C_2 en función de σ y Ra cortada por el plano C_2=2 m/s

En la Figura 54 y en la Figura 55, se representan respectivamente la superficie C_4 cortada por el plano de cota 1 (representado en azul oscuro) y la superficie C_4 con un plano de cota 2 (representado en azul claro) para visualizar los límites de consistencia pobre y buena respectivamente.

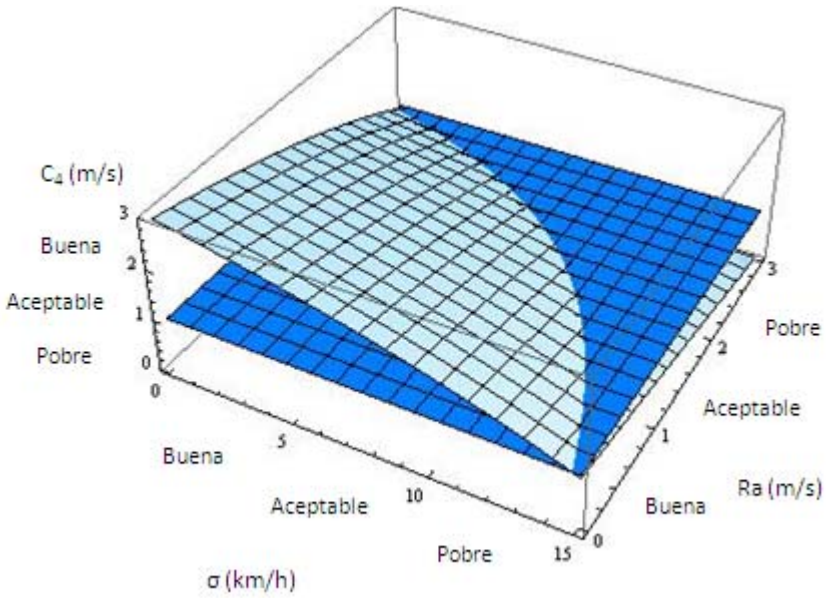


Figura 54. C_4 en función de σ y Ra cortada por el plano C_4=1 m/s

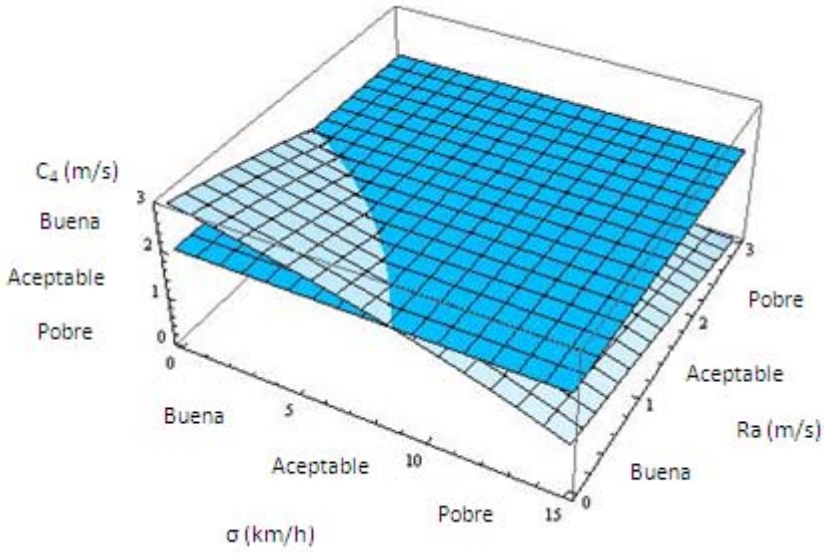


Figura 55. C_4 en función de σ y Ra cortada por el plano C_4=2 m/s

Para apreciar simultáneamente las diferencias entre los modelos de consistencia C_2 y C_4, se van a representar conjuntamente las distintas curvas de corte obtenidas al cortar las superficies C_2 y C_4 con los planos (C_2=C_4=1 y C_2=C_4=2). De este modo se representan en la Figura 56 las siguientes curvas:

- Curva de de corte de la superficie C_2 con el plano C_2=1 (a la que se ha denominado Límite C_2 Pobre).
- Curva de de corte de la superficie C_4 con el plano C_4=1 (a la que se ha denominado Límite C_4 Pobre).

- Curva de de corte de la superficie C_2 con el plano C_2=2 (a la que se ha denominado Límite C_2 Buena).
- Curva de de corte de la superficie C_4 con el plano C_4=2 (a la que se ha denominado Límite C_4 Buena).

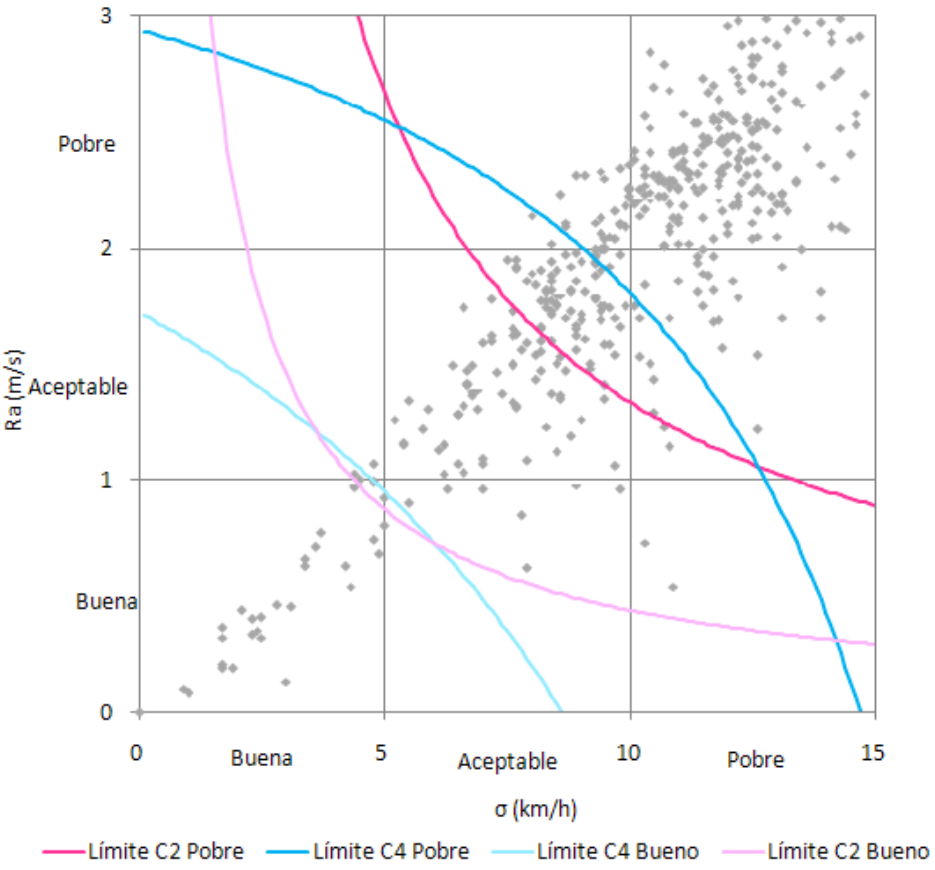


Figura 56. Curvas generadas al cortar las superficies C_2 y C_4 con los planos horizontales de límites de consistencia

En la Tabla 26 se había apreciado que C_2 clasificaba mayor número de elementos como pobres (78,46%) que C_4 (63,64%). Efectivamente, tal y como se observa en la Figura 56, la curva Límite C_4 pobre (en color azul oscuro) está desplazada hacia la derecha siguiendo la diagonal principal y tiene la curvatura contraria a la de la curva Límite C_2 pobre (en rosa oscuro). Todos los puntos situados entre ambas curvas son pobres según C_2 pero son aceptables según C_4, lo cual ha permitido clasificar como aceptables muchos de los puntos del cuadrante central que antes C_2 clasificaba como pobres.

Por otro lado, las curvas que marcan el límite de consistencia buena de C_2 y C_4 (en rosa claro y azul claro respectivamente), son prácticamentes coincidentes en el punto σ=5, Ra=1, aunque se comportan de forma diferente en los valores extremos de σ y Ra, por tener curvatura inversa. En dichos extremos, C_2 daba como buenas o aceptables combinaciones de Ra buena con σ pobre y viceversa, mientras que C_4 las clasifica en su

mayor parte como aceptables (o pobres cuando Ra es muy pobre y σ muy buena y viceversa).

Por lo tanto, este comportamiento de los límites de consistencia de C_4 demuestra que el nuevo índice propuesto asigna una consistencia más lógica a los puntos que representan cualquier tramo de carretera que C_2.

En el siguiente apartado se van a comparar distintos índices locales y globales de consistencia.

5.5. COMPARACIÓN ENTRE LOS DISTINTOS MODELOS DE CONSISTENCIA

Los distintos modelos de consistencia van a ser comparados dos a dos, según las combinaciones que se muestran en la Tabla 28. Además, en dicha tabla se muestran ejemplos del tipo de reglas que se tratan de obtener al realizar las comparaciones. Sólo se van a realizar las comparaciones en las que la variable clase o dependiente sea cualitativa (no numérica) porque de este modo se extraen reglas más fáciles de interpretar y se cubre el objetivo de comparar todos los modelos entre sí. Por tanto, al considerar la variable dependiente siempre cualitativa se van a emplear árboles de clasificación.

MODELOS A COMPARAR		REGLAS	
Ind.	Dep.	SI	ENTONCES
C_1	C_2	N_{10} es mayor que X	El tramo será bueno según C_2
		N_{20} es mayor que Y	El tramo será pobre según C_2
C_1	C_4	N_{10} es mayor que X	El tramo será bueno según C_4
		N_{20} es mayor que Y	El tramo será pobre según C_4
C_2	C_4	C_2 es mayor que X	El tramo será bueno según C_4
		C_2 es menor que Y	El tramo será pobre según C_4
C_3	C_2	C_3 es mayor que X	El tramo será bueno según C_2
		C_3 es menor que Y	El tramo será pobre según C_2
C_3	C_4	C_3 es mayor que X	El tramo será bueno según C_4
		C_3 es menor que Y	El tramo será pobre según C_4

Nota. Ind.: Variable Independiente de tipo numérico. Dep.: Variable dependiente de tipo categórico

Tabla 28. Modelos a comparar y ejemplos de reglas a extraer

La forma de medir la consistencia de cada uno de los modelos es muy diferente. Mediante el uso de árboles de clasificación se van a extraer reglas que van a permitir

comparar unos modelos con otros. Por ejemplo, se espera que la comparación de C_2 con C_1 permita confirmar que si un tramo es considerado bueno según C_2 debe poseer por un lado, un porcentaje elevado de N_{10} (elementos buenos en el tramo) y por otro, un bajo porcentaje de N_{20} (elementos pobres en el tramo). Se espera también, y dado que de C_3 no se tienen límites de categorías de consistencia y sólo se tiene un valor numérico, que de la comparación de C_2 con C_3 o de C_4 con C_3 se pueda establecer una correspondencia en cada tramo, entre la categoría de consistencia según C_2 o C_4 y el valor numérico de C_3 para ese tramo. Esto permitirá establecer umbrales para el modelo C_3.

Para cada comparación se muestra el árbol generado así como una tabla con las reglas extraídas del mismo. Solo se mostrarán las reglas que simultáneamente cumplan que P y P_0 estén dentro de los umbrales considerados, es decir, que $P \geq 60\%$ y que $P_0 \geq 3\%$.

- Comparación de C_1 con C_2

C_2, categorizado según la Tabla 7, actuará como variable clase o dependiente y C_1 en sus tres medidas, N_{10}, $N_{10\text{-}20}$, N_{20} (porcentaje de elementos en el tramo buenos, aceptables o pobres respectivamente, según criterio II de Lamm et al., 1999), como variable independiente o explicativa (Figura 57).

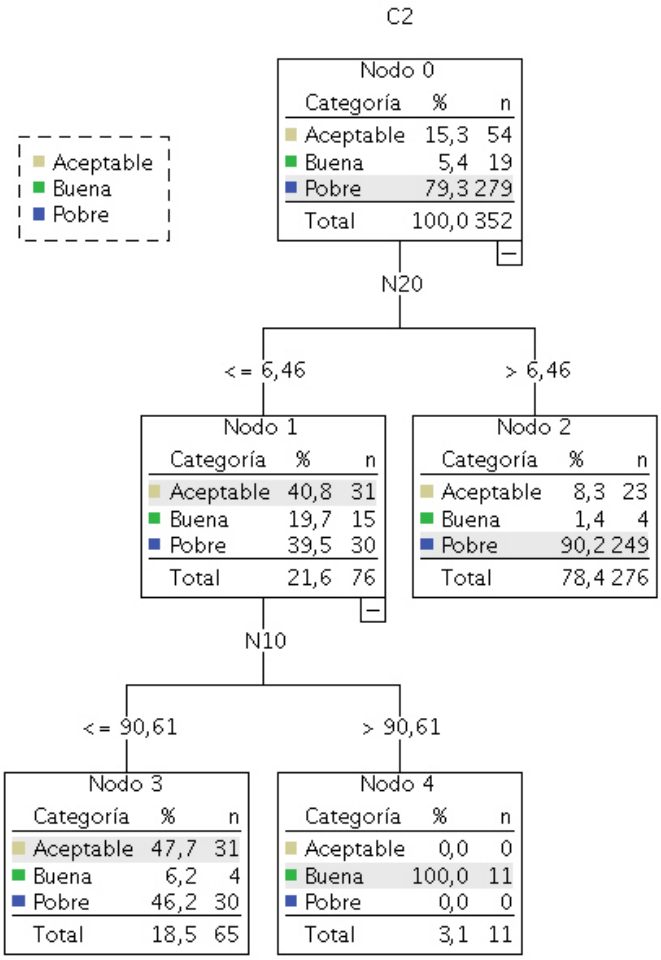


Figura 57. Árbol de decisión para explicar C_2 mediante C_1

La Figura 57 muestra el árbol de decisón construido con el conjunto de entrenamiento constituido por el 70% de los datos, y que ha sido validado por el 30% de los datos restante. El parámetro precisión o porcentaje de casos bien clasificados en este árbol es del 83,60% en el conjunto de entrenamiento y de un 78,00% en el de prueba, valor alto en comparación a otros estudios de seguridad vial.

Las reglas que pueden obtenerse del árbol de la Figura 57 se muestran en la Tabla 29:

NODO	REGLAS CART	ENTONCES C_2	Po (%)	P (%)
2	Si $N_{20} > 6,46$	Pobre	78,41	90,22
4	Si $N_{20} \leq 6,46$ y $N_{10} > 90,61$	Buena	3,13	100,00

Tabla 29. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_1 con C_2

La Tabla 29 muestra una descripción de dos de las tres reglas identificadas en el árbol, que verifican los valores mínimos de los parámetros P_0 y P, tanto en el conjunto de entrenamiento como en el de testeo. La regla identificada por el nodo 3 no se da como regla definitiva ya que da un valor de P inferior al 60% (del 47,69%). El nodo raíz que

genera el árbol es N_{20} (Figura 57), éste se separa en dos ramas (nodos 1 y 2). Los nodos 3 y 4 se obtienen con diferentes valores de N_{10}. El árbol muestra que para que un tramo sea clasificado como bueno (según C_2) debe tener un pequeño porcentaje de elementos clasificados como pobres según C_1 (N_{20} menor del 6,46%) y un gran porcentaje de elementos clasificados como buenos según C_1 (N_{10} mayor del 90,61%). Por otro lado, un tramo será pobre (según C_2) con un porcentaje de elementos pobres dentro del tramo según C_1 (N_{20}) superior al 6,46%. Por tanto, se pone de manifiesto que el modelo C_2 es bastante conservador, ya que, por un lado, exige una combinación de muchos elementos buenos con muy pocos elementos pobres para que el tramo sea considerado bueno, y por otro, con pocos elementos pobres, el tramo es considerado pobre.

El árbol obtenido en la Figura 57 se ha construido con un conjunto de datos (que será denominado conjunto 1), que constituye aproximadamente el 70% de los datos de toda la muestra y que han sido elegidos al azar. Debido a la inestabilidad de los árboles, si se elige otro conjunto de datos (conjunto 2), también al azar, que suponga otro 70% de datos de la muestra, el árbol obtenido será diferente y los umbrales de las reglas obtenidas también. Para tratar de solventar en cierto modo esta inestabilidad y que cada regla no venga dada por un solo número, se han construido 5 árboles con 5 conjuntos de entrenamiento diferentes. Cada conjunto de entrenamiento permitirá establecer para cada regla un umbral que vendrá dado por un número. La consideración de los 5 conjuntos de entrenamiento permitirá establecer para cada regla, un umbral que vendrá dado por un intervalo numérico.

Aunque no se muestran los 5 árboles, en la Tabla 30 se resumen las reglas obtenidas para cada uno de los cinco conjuntos de entrenamiento, así como los valores de población P_0 y probabilidad P de cada uno de ellos.

CONJUNTO DE ENTRENAMIENTO	REGLAS CART	ENTONCES C_2	Po (%)	P (%)
CONJUNTO 1	Si $N_{20} > 6,46$	Pobre	78,41	90,22
CONJUNTO 2	Si $N_{20} > 7,05$	Pobre	78,69	88,89
CONJUNTO 3	Si $N_{20} > 7,05$	Pobre	77,87	86,72
CONJUNTO 4	Si $N_{20} > 7,05$	Pobre	79,82	89,74
CONJUNTO 5	Si $N_{20} > 7,09$	Pobre	77,78	89,47
TODOS LOS CONJUNTOS	Si N_{20}> [6,46-7,09]	Pobre		
CONJUNTO 1	Si $N_{20} \leq 6,46$ y $N_{10} \leq 90,61$*	Aceptable	18,47	47,69
CONJUNTO 2	Si $N_{20} \leq 7,05$ y $N_{10} \leq 90,85$*	Aceptable	18,58	47,06
CONJUNTO 3	Si $N_{20} \leq 7,05$ y $N_{10} \leq 90,85$*	Aceptable	18,97	51,52
CONJUNTO 4	Si $N_{20} \leq 7,05$ y $N_{10} \leq 90,85$*	Aceptable	16,67	52,63
CONJUNTO 5	Si $N_{20} \leq 7,09$ y $N_{10} \leq 90,85$*	Aceptable	16,37	50,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $N_{20} \leq$ [6,46-7,09] y $N_{10} \leq$ [90,61-90,85]*	Aceptable		
CONJUNTO 1	Si $N_{20} \leq 6,46$ y $N_{10} > 90,61$	Buena	3,13	100,00
CONJUNTO 2	Si $N_{20} \leq 7,05$ y $N_{10} > 90,85$*	Buena	2,73	100,00
CONJUNTO 3	Si $N_{20} \leq 7,05$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,16	90.,1
CONJUNTO 4	Si $N_{20} \leq 7,05$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,51	91,67
CONJUNTO 5	Si $N_{20} \leq 7,09$ y $N_{10} > 90,85$*	Buena	2,92	90,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $N_{20} \leq$ [6,46-7,09] y $N_{10} >$ [90,61-90,85]	Buena		

Reglas que no son validadas por no cumplir que P>60% o que P_0>3%

Tabla 30. Reglas obtenidas al comparar C_1 con C_2 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

En la Tabla 30 se observa cómo cada conjunto permite establecer para cada regla un umbral dado por un solo número, mientras que la consideración de los cinco conjuntos permite establecer un umbral dado por un intervalo (ver filas en gris en la Tabla 30).

Las reglas marcadas con asterisco en la Tabla 30 se han mostrado pero no deben ser consideradas como válidas porque no cumplen los valores mínimos establecidos para la P o para la P_0.

Por tanto, se puede concluir que la comparación de los modelos C_1 con C_2 permite establecer las siguientes reglas:

Si N_{20}> [6,46-7,09]	Entonces C_2 es Pobre
Si $N_{20} \leq$ [6,46-7,09] y N_{10} > [90,61-90,85]	Entonces C_2 es Buena

Tabla 31. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_1 con C_2 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

En la Tabla 31 se establece el rango de valores para los que C_2 puede considerarse en la categoría pobre ó buena. Si se consideran los valores más restrictivos, se sigue

poniendo de manifiesto lo comentado sobre la comparación entre los modelos C_1 y C_2 para el conjunto 1. Por un lado, para que un tramo sea bueno según C_2 se requiere una combinación de muchos elementos buenos, (más del 90,85%) y pocos elementos pobres (menos del 6,46%). Por otro lado, un tramo es considerado pobre según C_2 con una pequeña cantidad de elementos pobres dentro del tramo (menos del 6,46%).

- Comparación de C_1 con C_4

C_4, categorizada según la Tabla 24, actuará como variable dependiente y C_1, en sus tres medidas N_{10}, $N_{10\text{-}20}$ y N_{20} como variable independiente o explicativa (Figura 58).

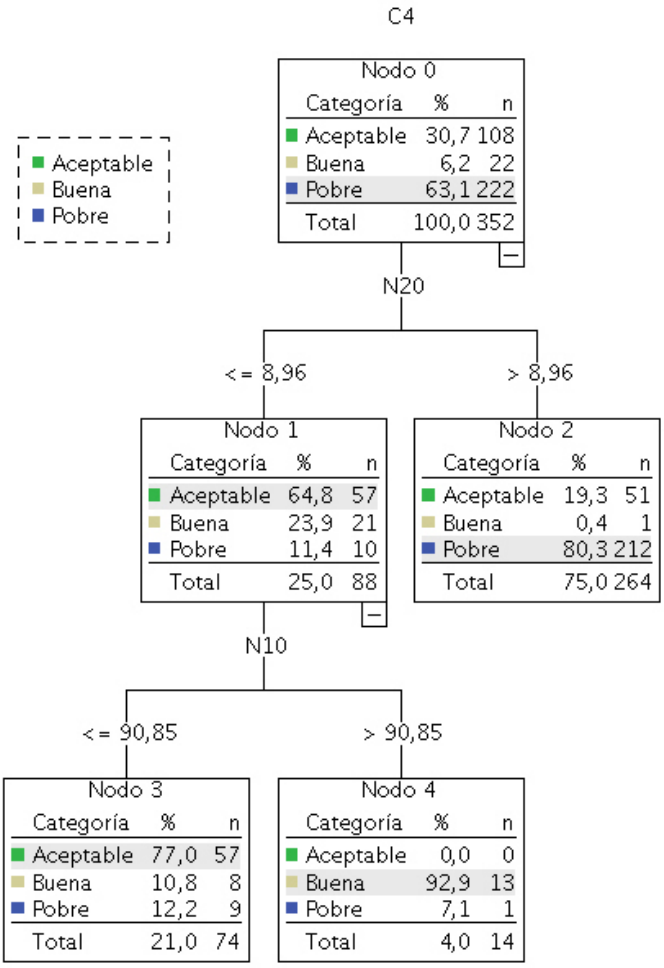


Figura 58. Árbol de decisión para explicar C_4 mediante C_1

El parámetro precisión o porcentaje de casos bien clasificados en este árbol es del 80,10% en el conjunto de entrenamiento y del 81,80% en el de prueba.

NODO	REGLAS CART	ENTONCES C_4	Po (%)	P (%)
2	Si $N_{20} > 8,96$	Pobre	75,00	80,30
3	Si $N_{20} \leq 8,96$ y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable	21,02	77,03
4	Si $N_{20} \leq 8,96$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,98	92,86

Tabla 32. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_1 con C_4

La Tabla 32 muestra la descripción de las tres reglas identificadas en el árbol de la Figura 58.

De nuevo, el nodo raíz que genera el árbol es la variable N_{20} (Figura 58), que se ramifica en dos (nodos 1 y 2). Los nodos 3 y 4 se obtienen con diferentes valores de N_{10}. Nuevamente, el árbol muestra que para que un tramo sea clasificado como bueno según C_4, un gran porcentaje de elementos dentro del tramo deben ser buenos según el índice C_1 (N_{10} debe ser superior al 90,85%), al mismo tiempo que sólo se admite dentro del tramo un pequeño porcentaje de elementos pobres según C_1 (N_{20} debe ser inferior a 8,96%). Por otro lado, un tramo será considerado como pobre según C_4 si existe un porcentaje de tramos pobres según C_1 superior al 8,96% (mayor que el 6,46% obtenido con el modelo C_2). Por lo tanto, la comparación de los árboles de la Figura 57 y de la Figura 58 muestra que el modelo C_2 es más exigente o conservador que el modelo C_4, ya que C_2 considera un tramo como pobre con menor porcentaje de elementos pobres dentro del tramo que C_4. El número de elementos buenos exigidos dentro del tramo para que el tramo sea considerado como bueno es en ambos casos muy parecido, lo que indica que los modelos C_2 y C_4 son bastante parecidos en cuanto a la delimitación de elementos de consistencia buena.

Igual que en la comparación de los modelos de C_1 con C_2, se han construido 5 árboles con 5 conjuntos de entrenamiento diferentes. En la Tabla 33 se muestran las reglas obtenidas con cada uno de estos conjuntos:

CONJUNTO DE ENTRENAMIENTO	REGLAS CART	ENTONCES C_4	Po (%)	P (%)
CONJUNTO 1	Si $N_{20} > 8,96$	Pobre	75,00	80,30
CONJUNTO 2	Si $N_{20} > 8,99$	Pobre	73,22	82,46
CONJUNTO 3	Si $N_{20} > 8,99$	Pobre	73,28	79,22
CONJUNTO 4	Si $N_{20} > 8,99$	Pobre	74,27	82,28
CONJUNTO 5	Si $N_{20} > 9,23$	Pobre	74,70	82,26
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $N_{20} >$ [8,96-9,23]	Pobre		
CONJUNTO 1	Si $N_{20} \leq 8,96$ y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable	21,02	77,03
CONJUNTO 2	Si $N_{20} \leq 8,99$ y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable	24,04	78,41
CONJUNTO 3	Si $N_{20} \leq 8,99$ y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable	23,56	78,05
CONJUNTO 4	Si $N_{20} \leq 8,99$ y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable	22,22	78,95
CONJUNTO 5	Si $N_{20} \leq 9,23$ y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable	22,29	75,68
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $N_{20} \leq$ [8,96-9,23] y $N_{10} \leq 90,85$	Aceptable		
CONJUNTO 1	Si $N_{20} \leq 8,96$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,98	92,86
CONJUNTO 2	Si $N_{20} \leq 8,99$ y $N_{10} > 90,85$*	Buena	2,73	100,00
CONJUNTO 3	Si $N_{20} \leq 8,99$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,16	90,91
CONJUNTO 4	Si $N_{20} \leq 8,99$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,51	91,67
CONJUNTO 5	Si $N_{20} \leq 9,23$ y $N_{10} > 90,85$	Buena	3,01	90,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $N_{20} \leq$ [8,96-9,23] y $N_{10} > 90,85$	Buena		

***Reglas que no deben ser validadas por no cumplir que P>60% o que P_0>3%*

Tabla 33. Reglas obtenidas al comparar C_1 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

En la Tabla 33 se muestran los intervalos numéricos para cada una de las reglas obtenidas con los 5 conjuntos de entrenamiento al comparar los modelos C_1 y C_4. En la Tabla 34 se muestra el resumen de dichas reglas:

Si $N_{20} >$ [8,96-9,23]	Entonces C_4 es Pobre
Si $N_{20} \leq$ [8,96-9,23] y $N_{10} \leq 90,85$	Entonces C_4 es Aceptable
Si $N_{20} \leq$ [8,96-9,23] y $N_{10} > 90,85$]	Entonces C_4 es Buena

Tabla 34. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_1 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

En la Tabla 34 se muestra el rango de valores para los que C_4 puede ser clasificado en las distintas categorías de consistencia, cuando se escogen 5 conjuntos de entrenamiento. La comparación de la Tabla 32 y la Tabla 34 dejan ver que aunque los dos índices, C_2 y C_4, exigen muchos elementos buenos y pocos pobres para que el tramo sea considerado bueno y pocos elementos pobres para que el tramo sea considerado pobre, C_2 es más exigente o conservador que C_4. Si se consideran las condiciones más restrictivas en la Tabla 34, se tiene que para que un tramo sea bueno según C_4 se requiere una combinación de muchos elementos buenos, (más del 90,85%) y pocos elementos pobres (menos del 8,96%). Por otro lado, un tramo es considerado

pobre según C_4 con una pequeña cantidad de elementos pobres dentro del tramo (menos del 8,96%).

- Comparación de C_2 con C_4

C_4 categorizada según los umbrales propuestos en la Tabla 24 actuará como variable dependiente y C_2 como variable independiente o explicativa (Figura 59).

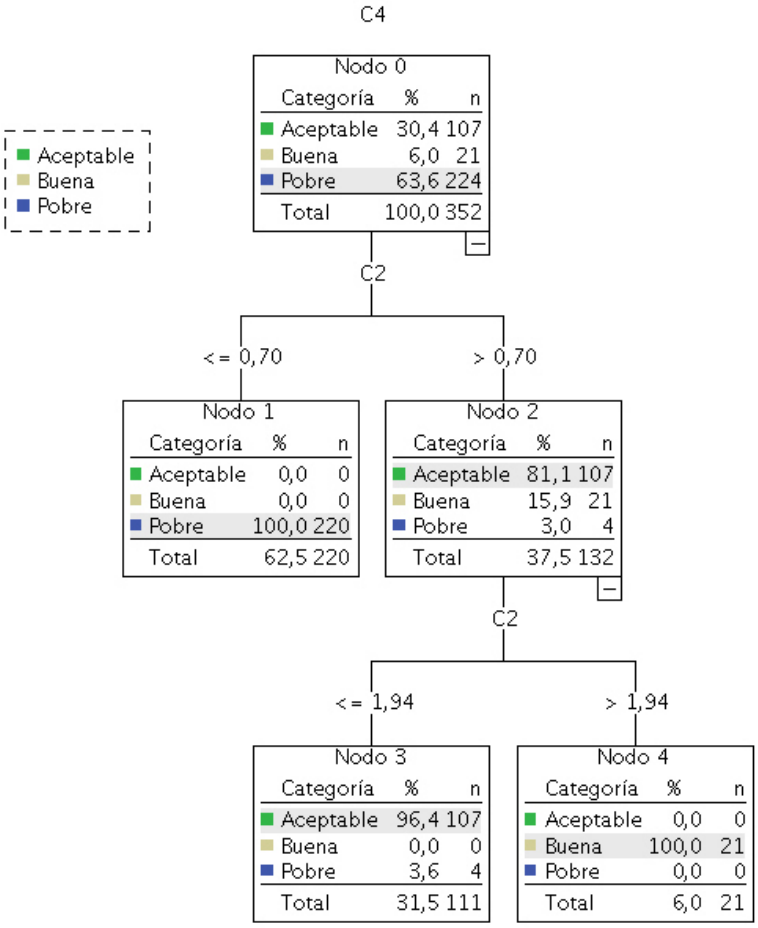


Figura 59. Árbol de decisión para explicar C_4 mediante C_2

La Tabla 35 muestra una descripción de las tres reglas identificadas en el árbol anterior.

NODO	REGLAS CART	ENTONCES C_4	Po (%)	P (%)
1	Si $C_2 \leq 0,70$	Pobre	62,50	100,00
3	Si $0,70 > C_2 \leq 1,94$	Aceptable	31,53	96,40
4	Si $C_2 > 1,94$	Buena	5,97	100,00

Tabla 35. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_2 con C_4

El parámetro precisión o porcentaje de casos bien clasificados en el árbol de la Figura 59 es del 98,9% en el conjunto de entrenamiento y de un 99,4 en el de prueba.

El árbol de la Figura 59 y las reglas de la Tabla 35 muestran que para que un tramo sea considerado como pobre según C_4, C_2 debe ser menor que 0,70 (mientras que según la Tabla 7 el límite de consistencia pobre para C_2 es 1). Aquí de nuevo se pone de manifiesto que C_2 es más limitativo que C_4.

Nuevamente se muestra que C_2 es muy similar a C_4 para los elementos buenos, ya que un tramo será bueno según C_4, si el valor de C_2 es superior a 1,94 (muy cercano al límite de consistencia buena para C_2, que es 2).

Las reglas obtenidas en la construción de los 5 árboles con los 5 conjuntos de entrenamiento diferentes, se muestran en la Tabla 36 y se resumen en la Tabla 37:

CONJUNTO DE ENTRENAMIENTO	REGLAS CART	ENTONCES C_4	Po (%)	P (%)
CONJUNTO 1	Si $C_2 \leq 0,70$	Pobre	62,50	100,00
CONJUNTO 2	Si $C_2 \leq 0,69$	Pobre	62,57	100,00
CONJUNTO 3	Si $C_2 \leq 0,70$	Pobre	61,21	100,00
CONJUNTO 4	Si $C_2 \leq 0,69$	Pobre	63,45	100,00
CONJUNTO 5	Si $C_2 \leq 0,70$	Pobre	64,46	100,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $C_2 \leq$ [0,694-0,700]	Pobre		
CONJUNTO 1	Si $0,700 < C_2 \leq 1,94$	Aceptable	31,53	96,40
CONJUNTO 2	Si $0,694 < C_2 \leq 1,95$	Aceptable	31,69	97,41
CONJUNTO 3	Si $0,698 < C_2 \leq 1,94$	Aceptable	32,47	98,23
CONJUNTO 4	Si $0,693 < C_2 \leq 1,95$	Aceptable	30,99	96,23
CONJUNTO 5	Si $0,698 < C_2 \leq 1,97$	Aceptable	30,12	97,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si [0,69-0,70] $> C_2 \leq$ [1,94-1,97]	Aceptable		
CONJUNTO 1	Si $C_2 > 1,94$	Buena	5,97	100,00
CONJUNTO 2	Si $C_2 > 1,.95$	Buena	5,74	100,00
CONJUNTO 3	Si $C_2 > 1,94$	Buena	6,32	100,00
CONJUNTO 4	Si $C_2 > 1,95$	Buena	5,56	100,00
CONJUNTO 5	Si $C_2 > 1,97$	Buena	5,42	100,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $C_2 >$ [1,94-1,97]	Buena		

Tabla 36. Reglas obtenidas al comparar C_2 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

Por tanto, la comparación de los modelos C_2 con C_4 permite establecer las siguientes reglas:

Si $C_2 \leq$ [0,69-0,70]	Entonces C_4 es Pobre
Si [0,69-0,70] < $C_2 \leq$ [1,94-1,97]	Entonces C_4 Aceptable
Si $C_2 >$ [1,94-1,97]	Entonces C_4 Buena

Tabla 37. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_2 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

Según se puede apreciar en la Tabla 37, los cinco conjuntos de entrenamiento han dado valores muy parecidos para establecer las reglas, con lo que la horquilla del intervalo es muy pequeña.

Considerando los valores más restrictivos de la Tabla 37, se tiene que C_4 es pobre para valores inferiores a 0,70, bueno para valores superiores a 1,97 y aceptable en los casos intermedios.

Se sigue poniendo de manifiesto que C_2 es más restrictivo que C_4, ya que C_4 es pobre para valores inferiores a 0,70, mientras que C_2, según Polus y Mattar-Habib (2004), es pobre para valores inferiores a 1.

En el límite de consistencia buena, ambos índices son muy parecidos, ya que C_4 es bueno para valores superiores a 1,97, mientras que C_2, según Polus y Mattar-Habib (2004), es bueno para valores superiores a 2.

- Comparación de C_3 con C_2

C_2, categorizada según la Tabla 7, actuará como variable dependiente y C_3 como variable independiente o explicativa.

Debido a la gran cantidad de casos clasificados como pobres mediante el modelo C_2, se obtiene una única categoría en el árbol, es decir, todos los casos son identificados como pobres, con un porcentaje de acierto del 78,95%. Por tanto, no se puede establecer la comparación entre los índices C_3 y C_2.

- Comparación de C_3 con C_4

C_4 categorizada según los umbrales propuestos en la Tabla 24 actuará como variable dependiente y C_3 como variable independiente o explicativa (Figura 60).

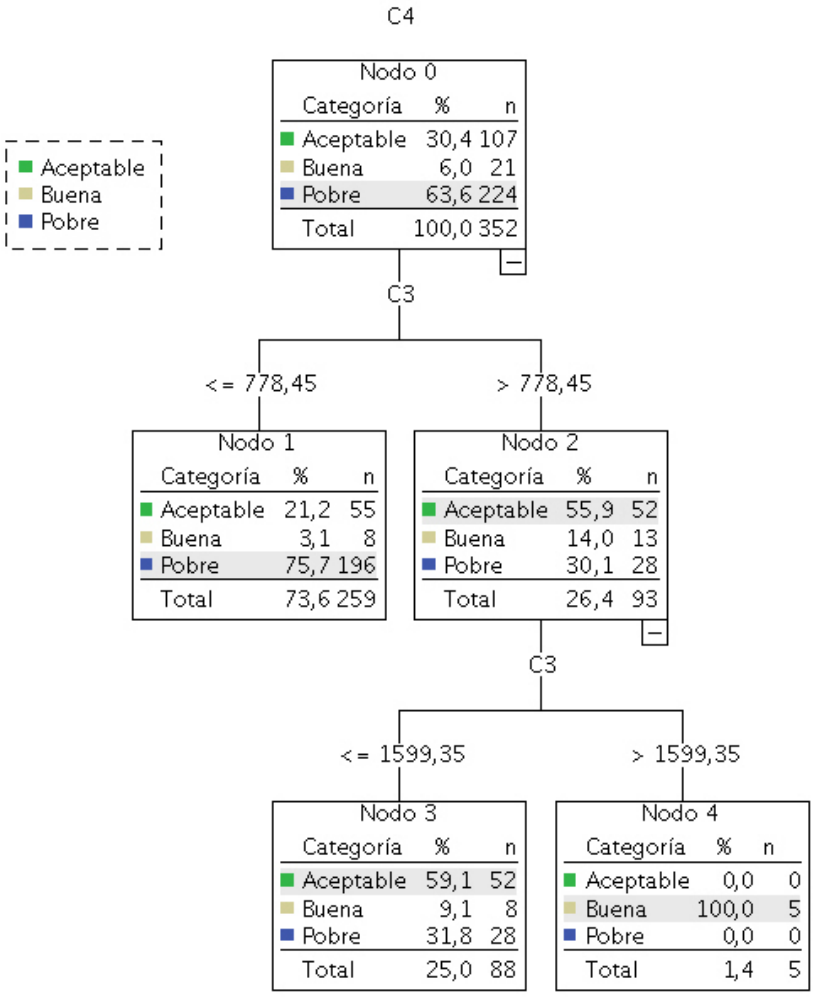


Figura 60. Árbol de decisión para explicar C_3 mediante C_4

El parámetro precisión o porcentaje de casos bien clasificados en este árbol es del 71,9% en el conjunto del training y un 64,3 en el del testing.

La Tabla 38 muestra una descripción de la única regla identificada en el árbol anterior.

NODO	REGLAS CART	ENTONCES C_4	Po (%)	P (%)
1	Si $C_3 \leq 778,45$	Pobre	73,58	75,68

Tabla 38. Descripción de las reglas obtenidas al comparar C_3 con C_4

Como se comentó anteriormente, no se conocen los umbrales del modelo C_3 que permitan clasificar la consistencia en buena, aceptable o pobre. Además, como C_3 depende de la velocidad media del tramo, es difícil establecerlos. La única regla que se puede obtener de la Figura 60 es que para valores inferiores a 778,45 de C_3, el tramo será considerado pobre, según C_4. La regla del nodo 3 no ha sido validada porque el parámetro P obtenido para ella ha sido del 59,09% (inferior al 60% establecido como

mínimo). La regla del nodo 4 no ha sido validada porque el parámetro P_0 obtenida para ella ha sido del 1,42%, inferior al 3% considerado como mínimo para validarla.

Las reglas obtenidas en la construción de los 5 árboles con los 5 conjuntos de entrenamiento diferentes, se muestran en la Tabla 39 y se resumen en la Tabla 40

CONJUNTO DE ENTRENAMIENTO	REGLAS CART	ENTONCES C_4	Po (%)	P (%)
CONJUNTO 1	Si $C_3 \leq 778,45$	Pobre	73,58	75,68
CONJUNTO 2	Si $C_3 \leq 745,50$	Pobre	71,86	74,90
CONJUNTO 3	Si $C_3 \leq 785,38$	Pobre	75,29	72,90
CONJUNTO 4	Si $C_3 \leq 779,18$	Pobre	75,15	76,26
CONJUNTO 5	Si $C_3 \leq 682,05$	Pobre	62,35	78,74
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $C_3 \leq$ [682,05-785,38]	Pobre		
CONJUNTO 1	Si $778,45 < C_3 \leq 1599,35$*	Aceptable	25,00	59,09
CONJUNTO 2	Si $745,50 < C_3 \leq 1636,63$*	Aceptable	26,78	55,10
CONJUNTO 3	Si $785,38 < C_3$ *	Aceptable	24,71	56,98
CONJUNTO 4	Si $779,18 < C_3 \leq 1636,63$*	Aceptable	22,81	58,97
CONJUNTO 5	Si $682,05 < C_3 \leq 1636,63$*	Aceptable	36,14	49,17
TODOS LOS CONJUNTOS	Si [682,05-785,38] > $C_2 \leq$ [1599,35-1636,63]*	Aceptable		
CONJUNTO 1	Si $C_3 > 1599,35$*	Buena	1,42	100,00
CONJUNTO 2	Si $C_3 > 1636,63$*	Buena	1,09	80,00
CONJUNTO 4	Si $C_3 > 1636,63$*	Buena	2,05	71,43
CONJUNTO 5	Si $C_3 > 1636,63$*	Buena	1,51	80,00
TODOS LOS CONJUNTOS	Si $C_2 >$ [1599,35-1636,63]*	Buena		

*****Reglas que no deben ser validadas por no cumplir que P>60% o que P_0>3%

Tabla 39. Reglas obtenidas al comparar C_3 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

Por tanto, la comparación de los modelos C_3 con C_4 permite establecer la siguiente regla:

Si $C_3 \leq$ [682,05-785,38]	Entonces C_4 es Pobre

Tabla 40. Resumen de reglas obtenidas al comparar C_3 con C_4 con 5 conjuntos aleatorios de entrenamiento

Según se muestra en la Tabla 40, si se consideran los valores más restrictivos, si C_3 es inferior a 785,38 el tramo será pobre. Esto permite establecer el límite en la consistencia pobre para el índice C_3.

En conclusión, la comparación de modelos de consistencia mediante árboles de decisión permite conocer qué reglas se pueden establecer entre ellos. De este modo, calculando para un tramo un valor de la consistencia mediante cualquier modelo, se

podrá deducir el valor de consistencia según otro modelo, debido a las relaciones o reglas que se hayan establecido entre ellos. Esto conlleva dos ventajas, la primera es que, dado que la consistencia local es más fácil de calcular que la global porque se obtiene directamente del perfil de velocidad, se puede calcular la consistencia local de los elementos de un tramo y con las reglas obtenidas con los árboles de decisión, se puede estimar, con una cierta probabilidad, el nivel de consistencia global. La segunda ventaja es que permitirá priorizar actuaciones en tramos susceptibles de mejora de la seguridad vial en la Administración, que generalmente cuenta con recursos escasos. De este modo quedará más justificado el actuar en primer lugar sobre los tramos que sean inconsistentes al ser evaluados simultáneamente por varios modelos de consistencia, dejando para tratar al final los tramos que son inconsistentes según algunos modelos pero consistentes según otros.

Una vez comparados los distintos modelos de consistencia mediante árboles de decisión, se va a analizar la relación de cada modelo con la siniestralidad.

5.6. RELACIÓN ENTRE LA CONSISTENCIA Y LA SINIESTRALIDAD

A continuación, se analiza la relación entre la siniestralidad y la consistencia a través de cada uno de los modelos de consistencia descritos. Tal y como se comentó en la metodología, para que se pueda tener un solo valor por tramo de la consistencia local C_1, se elige la variable $\overline{\Delta V_{85}}$ (media en cada tramo de las diferencias de la velocidad de operación entre elementos sucesivos), como representativa de este modelo. De este modo, se tiene un modelo de consistencia-siniestralidad comparable a los que se van a obtener con los índices C_2, C_3 y C_4.

Después de realizar la depuración de la base de datos de carreteras y de accidentes descritas en el apartado de metodología y de unir ambas bases en un SIG, se obtuvieron 404 tramos fiables para el análisis de siniestralidad, con un total de 1.661 km, considerando ambos sentidos de circulación y 383 accidentes en el período comprendido entre 2006 y 2008.

Como ya se comentó en el apartado de metodología, la naturaleza de los accidentes de tráfico, en cuanto a que son sucesos raros, positivos, discretos y aleatorios, lleva a considerar para los modelos de predicción, o una regresión de Poisson o un modelo de regresión binomial negativo.

Al tener la media y la varianza valores muy cercanos, se puede usar una distribución de Poisson para la calibración del modelo. La Tabla 41 muestra los modelos de ajuste obtenidos.

FORMA DEL MODELO 1: $Y = \exp(\beta_0) IMD^{\beta 1} L^{\beta 2} \exp(\beta_3 \overline{\Delta V_{85}})$							
	β_0	β_1	β_2	β_3	R^2	AIC	BIC
Modelo para consistencia C_1	-9,3713	1,0709	0,8677	0,0366	28,15%	959,06	975,067
Pearson (X^2)		$\chi 2$=121.37	$\chi 2$=96.57	$\chi 2$=6.12			
p-valor	<0.0001	<0.0001	<0.0001	0,013			
FORMA DE LOS MODELOS 2, 3 y 4: $Y = \exp(\beta_0) IMD^{\beta 1} L^{\beta 2} \exp(\beta_3 Ci)$							
	β_0	β_1	β_2	β_3	R^2	AIC	BIC
Modelo para consistencia C_2	-8,7611	1,0730	0,8192	-0,2100	28,33%	956,65	972,657
Pearson (X^2)		$\chi 2$=101.49	$\chi 2$=114.28	$\chi 2$=6.42			
p-valor	<0.0001	<0.0001	<0.0001	0,011			
Modelo para consistencia C_3	-9,0660	1,0957	0,8680	-0,0001	28,72%	951,51	967,516
Pearson (X^2)		$\chi 2$=105.58	$\chi 2$=121.74	$\chi 2$=11.84			
p-valor	<0.0001	<0.0001	<0.0001	0,001			
Modelo para consistencia C_4	-8,7282	1,0674	0,8179	-0,1931	28,17%	958,824	974,830
Pearson (X^2)		$\chi 2$=100.05	$\chi 2$=113.46	$\chi 2$=6.21			
p-valor	<0.0001	<0.0001	<0.0001	0,013			

Tabla 41. Modelos que relacionan la IMD, la longitud y la consistencia con la siniestralidad

Se muestran en la Tabla 41 dos tipos de parámetros diferentes. Por un lado los valores de R^2, AIC y BIC, definidos en el apartado de metodología, que indican la bondad de ajuste del modelo completo, es decir, proporcionan información de hasta qué punto la relación existente entre la variable dependiente accidentes y el conjunto de variables independientes es significativa. Por otro lado aparecen el p valor y el X^2 de cada variable, que indica hasta qué punto cada variable tiene un efecto significativo en la ecuación. Cuanto menor sea el p valor, más importante es la variable en el modelo y cuanto mayor sea el X^2, más importante es la variable en el modelo.

Tal y como se observa en la Tabla 41, todas las variables (IMD, longitud, y $\overline{\Delta V_{85}}$ en el modelo 1 o C_i en el resto de modelos) son significativas al 95 por ciento de nivel de confianza (p-valor inferior a 0,05), lo que significa que todas las variables tienen relación con los accidentes. Además todos los coeficientes muestran la dirección de correlación como se esperaba: signos positivos acompañando a los coeficientes de IMD y de longitud, (es decir, a mayor IMD y a mayor longitud mayor número de accidentes esperado), y signo positivo acompañando al coeficiente $\overline{\Delta V_{85}}$ lo que implica que cuánto mayor es la media de las diferencias de velocidad del tramo, mayor posibilidad hay de que se produzcan accidentes. Los signos de los β_3 que acompañan a C_2, C_3 y C_4 son negativos, ya que cuanto mayores sean los valores de estos tres índices (mejor consistencia) implica menor probabilidad de que se produzcan accidentes.

Si se comparan entre sí los 4 modelos se observa que todos ellos han dado ajustes muy similares. Aunque la similitud entre ellos no merecería destacar uno sobre otro, comentar que el mejor de ellos, por presentar el R^2 más alto y los menores valores de AIC y BIC es el modelo 3, a continuación el modelo 2, seguido del modelo 4, siendo el que presenta el peor ajuste, el modelo 1. Los valores de R^2 en todos ellos son bajos, (en torno al 28%), si bien están dentro del orden de magnitud de estudios similares realizados. Por ejemplo, García y Camacho-Torregrosa (2009b) obtuvieron un R^2 de 27,87% cuando analizaron la relación entre la consistencia y la siniestralidad. Por otro lado, Newman y Newman (2000) sugieren que un valor bajo del R^2 no significa un ajuste erróneo. Sólo puede ser un explicación parcial de la variable dependiente que mejorará añadiendo más variables independientes. Además Gujarati (2004) y Wooldridge (2009) sugieren que aunque el valor del R^2 sea bajo, si una o más variables son estadísticamente significativas, entonces la relación entre la variable dependiente y las independientes es importante, aunque estas variables independientes no expliquen una gran variación de la dependiente. Defienden que una buena relación entre variables dependientes e independientes no depende directamente de lo grande que sea el R^2. En esta investigación, todas las variables han resultado significativas. Los valores de R^2 obtenidos podrían ser debidos al hecho de que hay otras variables no contempladas en el modelo, bien debidas al comportamiento del conductor, al entorno geográfico o a la familiaridad con la carretera (Colonna et al., 2013), que no han participado en el modelo y que pueden influir en la siniestralidad.

En cuanto a su contribución a explicar los accidentes, tal y como muestran los valores de Pearson ($\chi 2$), que mide la relación entre la variable dependiente e independiente, los tres parámetros, por orden de importancia, en cada uno de los modelos, son: log IMD, log L y la consistencia (como $\overline{\Delta V_{85}}$ o como C_i) (Tabla 41).

De las tres medidas consideradas (longitud, volumen de tráfico y consistencia) la variable consistencia es la que menos contribuye a explicar los accidentes. A veces resulta difícil decidir qué variables deben incluirse en un modelo. La inclusión del volumen de tráfico y de la longitud del tramo ha sido suficientemente justificada en los estudios realizados en la literatura existente (Anderson et al., 1999; Fitzpatrick et al., 2000; Anderson y Krammes, 2000; Ng y Sayed, 2004) y además se ha visto que presentan una contribucción fuerte para explicar los accidentes. Sin embargo, el hecho de que la variable consistencia sea la variable que menos contribuye a explicar los accidentes, lleva a plantear si realmente conviene o no introducirla en el modelo. Es decir, surge la duda de si los modelos obtenidos son mejores incluyendo o excluyendo la variable consistencia.

Por eso, tal y como se estableció en el apartado de metodología, a continuación se construyen cada uno de los modelos incluyendo la variable consistencia (modelos M_1) y sin incluirla (modelos M_2). Posteriormente, se comparan los valores de las medidas

de ajuste BIC obtenidas con los M_1 y con los M_2 (tal y como propuso Raftery, 1996) para ver cuál es el modelo más correcto.

Variable que participa o no en el modelo	BIC M_1	BIC M_2	BIC_{M1}-BIC_{M2}	Evidencia de que M_2 es mejor que M_1
C_1	975,07	980,54	5,47	Razonable
C_2	972,66	980,54	7,88	Fuerte
C_3	967,52	980,54	13,02	Muy Fuerte
C_4	974,83	980,54	5,71	Razonable

Tabla 42. Comparación de modelos incluyendo o excluyendo la variable consistencia.

Tal y como se puede observar en la Tabla 42, en todos los casos el BIC es menor (lo que indica que el modelo es mejor) cuando se incluye en el modelo la variable consistencia. Si la variable que se analiza, relacionada con la consistencia, es C_3, la evidencia de que el modelo incluyendo la variable C_3 es mejor que el modelo sin incluir dicha variable, es muy fuerte. Si la variable que se analiza es C_2 la evidencia de que el modelo incluyendo la variable C_2 es mejor que el modelo sin incluir dicha variable, es fuerte. Por último, la importancia de que la variable C_1 ($\overline{\Delta V_{85}}$) y C_4 participen en sus respectivos modelos es razonable.

Por tanto la variable consistencia contribuye a mejorar los modelos en cualquiera de los casos, por lo que debe ser incluida en todos los modelos.

Finalmente, se han calculado los accidentes esperados, según las ecuaciones (Ecuaciones 86-89) que se deducen de la Tabla 41, en tramos de distinta consistencia según σ, Ra, C_2 y C_4. Estos tramos están representados por los puntos desde el A al L en la Figura 61. Los puntos A y B constituyen claramente tramos con consistencia buena, mientras que los C y D son claramente aceptables. Los puntos E, F, G y H representan tramos aceptables según Ra y σ pero al estar situados entre la curva rosa y azul oscuras, son pobres según C_2 y aceptables según C_4. Los puntos I y J son aceptables según Ra y σ y pobres según C_2 y C_4 y los puntos K y L son pobres según Ra, σ, C_2 y C_4.

$$Y_{c1} = \exp(-9{,}3713) \cdot \mathrm{IMD}^{1{,}0709} \cdot \mathrm{L}^{0{,}8677} \cdot \exp(0{,}0366 \cdot \overline{\Delta \mathrm{V}_{85}}) \quad (86)$$

$$Y_{c2} = \exp(-8{,}7611) \cdot \mathrm{IMD}^{1{,}073} \cdot \mathrm{L}^{0{,}8192} \cdot \exp(-0{,}21 \cdot \mathrm{C}_2) \quad (87)$$

$$Y_{c3} = \exp(-9{,}066) \cdot \mathrm{IMD}^{1{,}0957} \cdot \mathrm{L}^{0{,}868} \cdot \exp(-0{,}00009 \cdot \mathrm{C}_3) \quad (88)$$

$$Y_{c4} = \exp(-8{,}7282) \cdot \mathrm{IMD}^{1{,}0674} \cdot \mathrm{L}^{0{,}8179} \cdot \exp(-0{,}1931 \cdot \mathrm{C}_4) \quad (89)$$

Donde Y_{Ci} son los accidentes esperados considerando la consistencia C_i en cada uno de los casos.

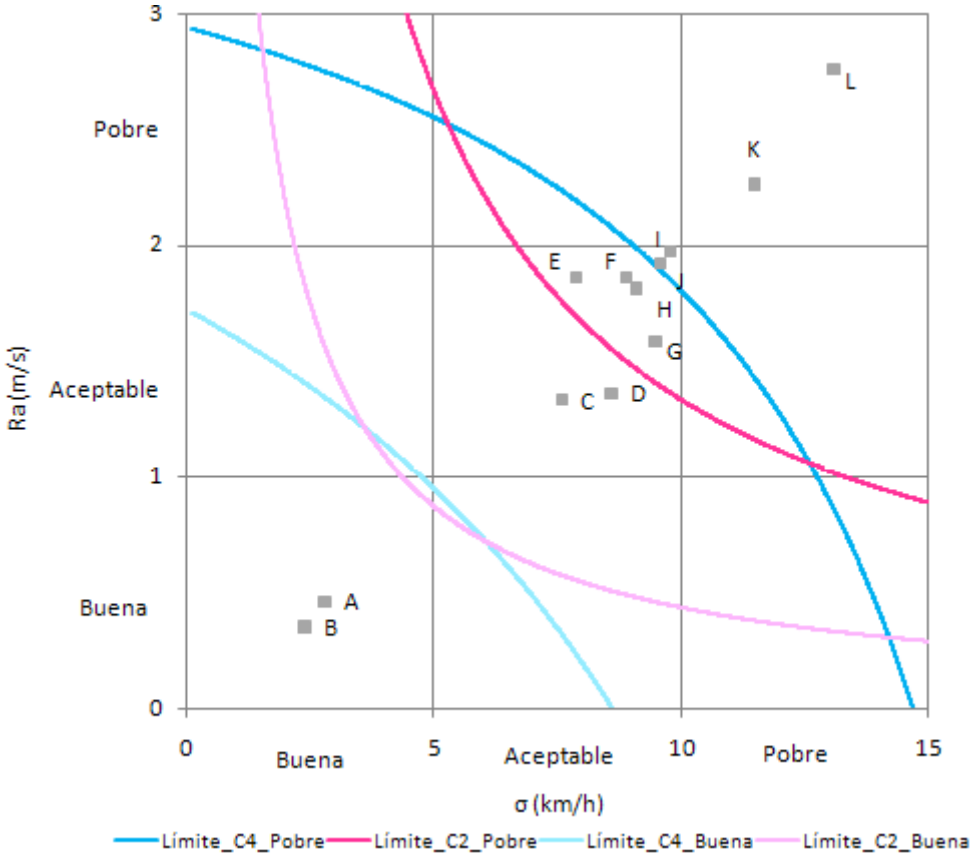


Figura 61. Ejemplos de tramos según las distintas categorías de σ, Ra, C_2 y C_4

En los puntos señalados en la Figura 61, para una IMD constante de, por ejemplo 1800 veh/día, y una longitud constante de 2 km, se tienen los siguientes accidentes esperados:

Punto	Categoría	σ (km/h)	Ra (m/s)	C_1 (km/h)	Y_{C1}	C_2 (m/s)	Y_{C2}	C_3 (m/s)	Y_{C3}	C_4 (m/s)	Y_{C4}
A	Buena	2,8	0,46	4,20	**0,55**	2,54	**0,50**	921,43	**0,72**	2,47	**0,53**
B	Buena	2,4	0,35	3,89	**0,55**	2,63	**0,49**	828,37	**0,72**	2,56	**0,52**
C	Acept*	7,6	1,33	11,60	**0,73**	1,29	**0,66**	539,14	**0,74**	1,52	**0,64**
D	Acept	8,61	1,36	9,80	**0,68**	1,14	**0,68**	859,85	**0,72**	1,39	**0,65**
E	AceptC_4-PobreC_2	7,9	1,86	9,89	**0,68**	0,90	**0,71**	748,71	**0,73**	1,20	**0,68**
F	AceptC_4-PobreC_2	9,1	1,81	8,88	**0,66**	0,79	**0,73**	1020,44	**0,71**	1,10	**0,69**
G	AceptC_4-PobreC_2	9,5	1,58	13,27	**0,77**	0,88	**0,71**	619,69	**0,74**	1,17	**0,68**
H	AceptC_4-PobreC_2	8,9	1,86	13,10	**0,77**	0,78	**0,73**	295,13	**0,76**	1,09	**0,69**
I	AceptRaσ-PobreC_4C_2	9,8	1,97	13,59	**0,78**	0,63	**0,75**	380,49	**0,75**	0,94	**0,71**
J	AceptRaσ-PobreC_4C_2	9,6	1,92	8,61	**0,65**	0,68	**0,75**	505,73	**0,74**	0,98	**0,70**
K	Pobre	11,5	2,26	14,09	**0,80**	0,38	**0,79**	363,16	**0,75**	0,60	**0,76**
L	Pobre	13,1	2,76	10,73	**0,70**	0,17	**0,83**	530,35	**0,74**	0,20	**0,82**

Acept* = Aceptable

Tabla 43. Accidentes esperados para tramos con distinta consistencia.

Como se observa en la Tabla 43, para un valor constante de intensidad y longitud, cuanto mejor es la consistencia, el número de accidentes esperado es inferior.

Por otro lado, se quiere destacar que, aunque el modelo C_4 propuesto es menos restrictivo o conservador que el C_2, el número de accidentes esperado calculado con ambos índices es muy similar. Por ejemplo, se han analizado los accidentes esperados en los puntos E-F-G-H que son puntos aceptables según Ra y σ, pobres según C_2 y aceptables según C_4. Los accidentes esperados calculados según C_2 o C_4 en dicha zona en que ambos difieren son muy similares, con lo que se demuestra que aunque se esté proponiendo un índice menos conservador, la variación a efectos de siniestralidad es mínima, por lo que la seguridad vial no se vería disminuida.

6 CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES

Las principales conclusiones obtenidas al llevar a cabo esta investigación han sido:

- Se ha desarrollado una herramienta informática que ha permitido automatizar el proceso de obtención de la geometría de la carretera. Para ello se han utilizado spline cúbicos de clase 2 destacables por su flexibilidad y por su simplicidad matemática y computacional.

  La exactitud y viabilidad del método propuesto para la extracción de alineaciones se ha verificado comparando las alineaciones según proyecto de una carretera de nueva construcción, con las alineaciones obtenidas según la herramienta informática desarrollada en esta tesis.

  Esta herramienta puede ser aplicada a numerosas áreas en el ámbito de la seguridad vial, que necesitan conocer las alineaciones del trazado, como el Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM) o el Highway Safety Manual (HSM).

- A partir del cálculo y análisis de distintos modelos de consistencia se ha puesto de manifiesto que el modelo de consistencia global de Polus y Mattar-Habib (2004) es bastante conservador, y presenta algunas incongruencias. La principal incongruencia observada es que tramos con valores aceptables de Ra y σ son clasificados como pobres según el modelo de global de Polus y Mattar-Habib (2004). Otra de las incongruencias observada es que el modelo de Polus y Mattar-Habib (2004) asigna peor valor de consistencia a un punto perteneciente a la diagonal principal (correspondiente a un tramo con clasificaciones según Ra y σ concordantes) que a puntos situados a lo largo de la perpendicular a la diagonal principal en dicho punto (tramos con Ra y σ discordantes).

  Esta observación ha llevado a proponer un nuevo modelo de consistencia, igualmente basado en Ra y σ, pero que es menos restrictivo y que se ajusta mejor a las clasificaciones de los tramos según Ra y σ. Este nuevo modelo por un lado, decrece más lentamente que el de Polus y Mattar-Habib (2004), y por otro, tiene una concavidad inversa a éste, con lo cual se superan las incongruencias observadas en el modelo de Polus y Mattar-Habib (2004). Con el nuevo modelo se consigue que la consistencia asignada a cada tramo vaya descendiendo, en primer lugar, a lo largo de la diagonal principal desde el origen y en segundo lugar, al alejarse de la misma.

- La comparación, dos a dos, de los distintos modelos de consistencia mediante árboles de decisión ha mostrado, por un lado, que para que un tramo sea

considerado globalmente bueno es necesaria una combinación de un gran porcentaje de elementos localmente buenos en el tramo (en torno al 90%, tanto si se considera el modelo de Polus y Mattar-Habib (2004) como el modelo propuesto en esta tesis) con un pequeño porcentaje de elementos localmente pobres dentro del mismo (en torno al 7% si se analiza el modelo de Polus y en torno al 9% si se analiza el modelo propuesto). Por otro lado, un tramo es considerado globalmente pobre con sólo tener un pequeño porcentaje de elementos localmente pobres en el tramo (en torno al 7% si se analiza el modelo de Polus y en torno al 9% si se analiza el modelo propuesto). Esta última diferencia de porcentajes pone de manifiesto que el modelo de Polus y Mattar-Habib (2004) es más conservador que el modelo de consistencia propuesto.

Además, la comparación mediante árboles del modelo de Camacho-Torregrosa et al. (2011) con el modelo global propuesto en esta tesis ha permitido realizar una propuesta de umbrales de clasificación en la categoría de pobre (hasta ahora inexistente) para el modelo de Camacho-Torregrosa et al. (2011), lo cual abre nuevas posibilidades de aplicación del mismo.

La comparación de modelos de consistencia mediante árboles de decisión permite conocer qué reglas se puede establecer entre ellos. Esto conlleva dos ventajas. La primera es que, dado que la consistencia local es más fácil de calcular que la global, se puede calcular la consistencia local de los elementos de un tramo y con las reglas obtenidas en los árboles de decisión, se puede obtener la consistencia global con una cierta probabilidad, sin necesidad de calcularla. La segunda ventaja es que permitirá priorizar actuaciones en tramos susceptibles de mejora de la seguridad vial en la Administración, que generalmente cuenta con recursos escasos. De este modo se podrá actuar en primer lugar en los tramos que sean inconsistentes al ser evaluados simultáneamente como tales por varios modelos de consistencia, dejando para tratar al final los tramos que sean inconsistentes según algunos modelos pero consistentes según otros.

- Se han obtenido 4 modelos para relacionar los accidentes con cada una de las 4 medidas de consistencia mediante una distribución de Poisson. En cada uno de los modelos, se ha tomado como variable dependiente los accidentes de tráfico y como independientes la intensidad media diaria (IMD), la longitud de los tramos de estudio y cada una de las medidas de consistencia.

  En cuanto a la significación del modelo completo, los valores de R^2 de los cuatro modelos han dado ajustes muy similares. Dichos R^2, no son muy altos, si bien están dentro del orden de magnitud de estudios similares. Esto significa que hay otras variables, no contempladas en el modelo, bien debidas al comportamiento del conductor o al entorno geográfico, que no han participado en el modelo y que

seguramente afectan a la siniestralidad. La similitud entre los modelos no merece destacar uno sobre otro.

En cuanto a la significación de cada variable en particular, los resultados muestran que todas las variables son importantes para explicar los accidentes. Además todos los coeficientes muestran la dirección de correlación que se esperaba: signos positivos acompañando a los coeficientes de IMD y de longitud, es decir, a mayor IMD y a mayor longitud mayor número de accidentes esperado, y signo positivo acompañando a la consistencia local medida mediante la media de las diferencias de velocidad entre elementos sucesivos del tramo, lo que implica que cuanto mayor es la media de las diferencias de velocidad del tramo, mayor posibilidad hay de que se produzcan accidentes. Los signos que acompañan las otras tres medidas de consistencia global son negativos, ya que cuanto mayores sean los valores de estos tres índices (mejor consistencia) implica menor probabilidad de que se produzcan accidentes.

Los resultados muestran que las tres variables consideradas son importantes para explicar los accidentes. La más importante es la intensidad media diaria, a continuación la longitud de los tramos y la menos importante la consistencia. A pesar de que la consistencia sea la variable que menos contribuya a explicar los accidentes, es importante tenerla en cuenta porque los modelos construidos con la variable consistencia son mejores que los construidos sin ella.

El cálculo de los accidentes esperados, según cualquiera de los modelos de consistencia considerados, permite comprobar que la siniestralidad aumenta cuando la consistencia empeora. También se observa que el número de accidentes estimado, según todos los modelos considerados, es muy similar, por lo que se demuestra que, aunque se esté proponiendo un índice menos conservador, la variación a efectos de siniestralidad es mínima.

6 CONCLUSIONS

6. CONCLUSIONS

The main conclusions obtained in this research have been:

- A software tool has been developed for identify road alignments. Class 2 cubic spline have been used. They are notable for their flexibility and their simplicity mathematical and computational.

  The accuracy and feasibility of the proposed method for the extraction of alignments is verified by comparing the alignments according to the project of a newly built road, with the alignments obtained according to the software tool developed in this thesis.

  This tool can be applied to many areas in the field of road safety, as the Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM) or the Highway Safety Manual (HSM).

- The calculation and analysis of different consistency models has shown that the global consistency model of Mattar Polus and Habib (2004) is quite conservative, because classified as poor a high percentage of road segments, whereas measures based on this model, Ra and σ, classify them as acceptable.

  This observation has led to propose a new model of consistency, also based on Ra and σ. This model is less restrictive and the classifications of the road segments are similar to those made according to Ra and σ. This new model, on the one hand, decreases more slowly than the Polus and Mattar-Habib (2004)´s model, and on the other has a concavity reverse thereby overcome some observed inconsistencies in the Polus and Mattar-Habib (2004)´s model. The most notorious inconsistencie, it becomes apparent in road segments that present disparity in consistency as Ra and σ, i.e. segments where Ra is good and σ is poor or vice versa. In these cases, the consistency according to Polus and Mattar-Habib (2004)´s model for these road segments is as good as the consistency assigned to road segments in which Ra and σ simultaneously were good, which is an inconsistency. Instead, the proposed consistency model assigns acceptable consistency to the road segments that have this disparity of values of Ra and σ.

- The comparison, two by two, of different consistency models using decision trees shows, on one hand, that for a road segment is considered globally good is necessary a combination of a large percentage of locally good elements in the road segment (around 90%, wether is considered the Polus and Mattar-Habib, (2004)´s model as is considered the proposed model in this thesis) with a small percentage of locally poor elements within the road segment (around 7% when Polus´s model is analyzed and around 9% if the proposed model is analyzed). In addition, a road

segment is considered globally poor with only having a small percentage of elements locally poor in the road segment (around 7% if Polus´s model is analyzed and around 9% if the proposed model is analyzed). These differents percentages show that the Polus and Mattar-Habib (2004)´s model is more conservative than the proposed model consistency. Furthermore, comparison by means of decision trees between Camacho-Torregrosa et al., (2011)´s model and the global model proposed in this thesis has allowed to suggest classification thresholds in the category of poor (so far nonexistent) for the model of Camacho-Torregrosa et al. (2011), which opens new possibilities for aplication this model.

Comparison of consistency models using decision trees allows know which rules can be established between them. This has two advantages. The first is that, since the local consistency is easier to calculate that the global consistency, the local consistency of a road segment can be estimated and from the rules obtained in decision trees, global consistency may be obtained with a certain probability, without the need for calculate it. The second advantage is to assist Administration, which generally have limited resources, with prioritize actions in road segments that must improve their road safety. Administration may act first in the road segments that are inconsistent when are evaluated simultaneously by several consistency models, leaving to try to the end the road segments that are inconsistent according to some models but consistent as others.

- Four models have been obtained to show the relationship between crashes and each measure of consistency by a Poisson distribution. In each of the models, the dependent variable has been the crashes and the independent variable have been the average daily traffic (AADT), the length of the study sections and each measure of consistency. Regarding the significance of the full model, the R^2 values of the four models have very similar adjustment. The R^2 in all, is not very high, though, is in the order of magnitude of similar studies. This means that other variables, not included in the model, whether due to the behavior of the driver or the geographical environment, which have not participated in the model and will probably affect the crashes. The similarity between models should not emphasize one over the other.

  Regarding the significance of each particular variable, the results show that all the variables are important in explaining crashes. Furthermore all coefficients show the direction expected: positive signs with the AADT and length, i.e., if AADT and length increase, expected crashes also increase, and positive sign with local consistency measured because if the average of the speed differences between successive elements increase, the expected crashes also increase. The signs that accompany the other three measures of global consistency are negative, because the higher

the values of these three indices (better consistency) mean less likelihood of crash occurrence.

The results show that all three variables are considered important in explaining crashes. The most important is the AADT, after the length of the road segments and finally the consistency. Despite the consistency is the less important, this variable helps explain crashes. It is important to take it into account because the models constructed with variable consistency are better that those built without it

Calculating expected crashes according to any consistency models can check that crashes increases when the consistency worsens. The number of expected crashes according to any of the models is very similar, which shows that although it is proposing a less conservative index, the variation of the crashes is minimal.

7 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

7 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

A partir de la elaboración de esta tesis y analizando las principales conclusiones obtenidas en la investigación, se plantean algunos estudios para ser realizados en el futuro:

- Consideración del trazado en alzado para el análisis de la consistencia.
- Desarrollo de una técnica basada en spline para determinar las alineaciones en el trazado en alzado, que permita distinguir los acuerdos y rasantes.
- Consideración de distintas formas de tramificación, por ejemplo, tramificación en secciones de longitud constante, para ver si afecta a la consistencia.
- Comparación de modelos de consistencia aplicando perfiles de velocidad reales.
- Aplicación de modelos estadísticos para la comparación de modelos de consistencia.
- Aplicación de otras técnicas de minería de datos para la comparación de modelos de consistencia.
- Aplicación de árboles de decisión para la comparación de modelos de consistencia con otros algoritmos diferentes al CART.
- Consideración de más variables en la comparación de la consistencia y siniestralidad.
- Aplicación de consistencia en otro tipo de vías no convencionales.

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Aty, M.A. y Radwan, A.E. (2000). Modeling traffic accident occurrence and involvement. Accident Analysis and Prevention 32, 633–642.

Abdel Wahab, H.T. y Abdel-Aty, M.A. (2001). Development of artificial neural network models to predict driver injury severity in traffic accidents at signalized intersections. Transportation Research Record 1746, 6–13.

Abdul-Mawjoud, A.A. y Sofia, G.G. (2008). Development of models for predicting speed on horizontal curves for two-lane rural highways. Arabian Journal for Science and Engineering, 33, 365–377.

Altamira, A.L., Marcet, J.E., Graffigna, A.B. y Gómez, A.M. (2010). Assessing available sight distance: an indirect tool to evaluate geometric design consistency. Proceedings of 4th International Symposium on Highway Geometric Design, Valencia, Spain.

Recio A. (2009). Técnicas de extracción de características y clasificación de imágenes orientada a objetos aplicadas a la actualización de bases de datos de ocupación del suelo.

Agrawal, R., Imielinski, T. y Swami, A. (1993). Mining association rules between sets of items in large databases. In: Proceedings of ACM SIGMOD Conference on Management of Data (SIGMOD 1993), 207–216.

Al-Masaeid, H.R., Hamed, M., Aboul-Ela, M. y Ghannan, A.G. (1995). Consistency of horizontal alignment for different vehicle classes. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board. 1500, 178-183.

Anderson, I. B., Bauer K. M., Harwood D.W. y Fitzpatrick K. (1999). Relationship to Safety of Geometric Design Consistency Measures for Rural Two-Lane Highways. In Transportation Research Record 1658, TRB. National Research Council, Washington, D.C., 43–51.

Anderson, I.B. y Krammes, R.A. (2000). Speed reduction as a surrogate for accident experience at horizontal curves on rural two-lane highways. Transportation Research Record, 1701, 86-94.

Andueza, P.J. (2000). Mathematical models of vehicular speed on mountain roads. Transportation Research Record 1701. Transportation Research Board, Washington. DC, 104–110.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2004). A policy on geometric design of highway and streets. Washington, D.C.

Atramentov A. (2003). Multi-relational decision tree algorithm - implementation and experiments. Tesis de Master, Iowa State University. Iowa, USA.

Babkov, V.F. (1968). 'Road design and traffic safety, Traffic Engrg, and Control, London, 9, 236–239.

Bella, F. (2005). The evaluation of design consistency: Predicting models of operating speed on three-dimensional alignment from tests on driving simulator. 3rd International Symposium on Highway Geometric Design. Transportation Research Board, Washington, DC.

Beltrán (2008). Tesina. Indicadores de seguridad de la infraestructura viaria en los accidentes por Salida de Vía. Revisión de la velocidad límite.

Ben-Arieh, D., Chang, S., Rys, M. y Zhang, G. (2004). Geometric modeling of highways using globar positioning system data and B-spline approximation. Journal of Transportation Engineering, 130, 632-36.

Bevilacqua, A., Di Mino, G. y Nigrelli, J. (2004). An experimental investigation on the relationship between speed and road geometry, ATTI Convegno, S. I. I.V., Florencia, Italy.

Blockeel H. (1999). Top-down induction of _rst order logical decision trees. AI Commun., 12(1-2):119_120.

Breiman, L., Friedman, J.,Olshen, R. y Stone, C. (1984). Classification and Regression Trees. Belmont, CA: Chapman & Hall.

Cafiso, S., Di Graziano, A., La Cava, G., Lamm, R. y Heger, R. (2004). In-field data collection for driving behavior analysis using the DIVAS instrumented car. 14th International Congress of the Italian Society of Highway Infrastructure, Florence, Italy.

Cafiso, S. y Di Graziano, A. (2008). Automated in-vehicle data collection and treatment for existing roadway alignment. In: 4th International Gulf Conference on Roads Compendium of Papers, CD-ROM. Doha. Qatar.

Cafiso, S., Di Graziano, A., Di Silvestro, G. y La Cava, G. (2008). Safety performance indicators for local rural roads: A comprehensive procedure from low-cost data survey to accident prediction model. Transportation Research Board 87th Annual Meeting. Washington, D.C.

Cafiso, S. y La Cava, G. (2009). Driving Performance, Alignment Consistency and Road Safety. Transportation Research Record, 2102, 1-8.

Cafiso, S., Di Graziano, A., Di Silvestro, G., La Cava, G. y Persaud, B. (2010). Development of comprehensive accident models for two-lane rural highways using

exposure, geometry, consistency and context variables. Accident Analysis and Prevention, 42**,** 1072-1079.

Camacho-Torregrosa, F.J., Pérez-Zuriaga, A.M. y García, A. (2011). New geometric design consistency model based on operating speed profiles for road safety evaluation. 3rd International Conference on Road Safety and Simulation. Indianapolis, USA.

Camacho-Torregrosa, F.J., Pérez-Zuriaga, A.M, Campoy-Ungría, J.M. y García A. (2012). New geometric design consistency model based on operating speed profiles for road safety evaluation. Accident Analysis and Prevention.

http://dx.doi.org/10.1016/j.aap.2012.10.001 (in press).

Cardoso, J. L. (1998). Improvements of models on the relations between speed and road characteristics. Task 5.3. SAFESTAR, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

Castro, M., Pardillo, J.M. y Sánchez, J.F. (2005). Alignment indices as a tool to evaluate safety and design consistency in two lane rural roads. In: Proceedings of the Third International Symposium on Highway Geometric Design, Chicago.

Castro, M., Iglesias, L. Rodríguez-Solano, R. y Sánchez J.A. (2006). Geometric modelling of highways using Global Positioning System (GPS) data and spline approximation. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, 14, 233-243.

Castro, M., Iglesias, L., Rodríguez-Solano, R. y Sánchez, J. A. (2008a). Highway safety analysis using geographic information systems. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport, 161, 91-97.

Castro, M., Sánchez J.A., Vaquero C. M. Iglesias, L. y Rodríguez-Solano, R. (2008b). Automated Gis-Based System for Speed Estimation and Highway Safety Evaluation. Journal of Computing in Civil Engineering, 22, 325-331.

Castro, M., Sánchez J.F., Sánchez J.A. y Iglesias, L. (2009). Operating speed and speed differential for highway design consistency. Journal of Transportation Engineering ,137 837-840.

Castro M., Iglesias L., Sánchez J.A. y Ambrosio L. (2011). Sight distance analysis of highways using GIS tools. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, 19, 997-1005.

Chang, L.Y. y Wang, H.W. (2006). Analysis of traffic injury severity: an application of non-parametric classification tree techniques. Accident Analysis and Prevention 38, 1019–1027.

Chew, E.P., Goh, C.J. y Fwa, T.F. (1989). Simultaneous optimization of horizontal and vertical alignments for highways. Transportation Research Part B: Methodological 23 (5), 315–329.

Choi, S. y Sung, J. (2007). Data generalization algorithm for extraction of road horizontal alignment design using the GPS/INS data in Lectures in Computer Science, Advances in Hybrid Information Technology, Springer Berlin / Heidelberg, 4413, 51-62.

Crisman, B., Marchionna A., Perco P., Robba A. y Roberti R. (2005). Operating Speed Prediction Model for Two-Lane Rural Roads. Proc., 3rd International Symposium on Highway Geometric Design, Chicago, Ill.

Collins, K.M. y Krammes, R.A. (1996). Preliminary validation of a speed-profile model for design consistency evaluation. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1523, pp. 11–21.

Colonna, P., Aquilino, R., Berloco, N. y Raieri, V. (2013). Relationships between Road Geometry, Drivers' Risk Perception and Speed Choice: an Experimental Study. Transportation Research Board.

Crisman, B., Marchionna, A., Perco, P. y Roberti, R. (2005). Operating speed prediction model for two-lane rural roads. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Trieste.

Datta, T.K., Perkins, D.D., Taylor, J.I. y Thompson, H.T. (1983). Accident surrogates for use in analyzing highway safety hazards, Vol. II, Technical Report. Report No. FHWA/RD-82/103-105. FHWA, U.S. Department of Transportation.

D'Andrea, A. y Bosurgi, G. (1990). La progettazione della linea d'asse stradale con l'uso delle funzioni splines cubiche. Autostrade 32 (2),47–55 (in Italian).

De Oña, J., Mujalli, R.O. y Calvo, F.J. (2011). Analysis of traffic accident injury on Spanish rural highways using Bayesian networks. Accident Analysis and Prevention 43, 402–411

De Oña, J., López G. y Abellán J. (2012). Extracting decision rules from police accident reports through decision trees. Accident Analysis and Prevention. http: //dx.doi.org/10.1016/j.aap.2012.09.006, in press.

De Waard, D (2002). Mental workload, In Fuller, R and Santos, J (Eds). Human factors for highway engineering, 161-176. 1st Ed. Pergamon, Amsterdam.

Delen, D., Kuzey, C. y Uyar, A. (2013). Measuring firm performance using financial ratios: A decision tree approach. Expert Systems with Applications 40 (10), 3970-3983.

Dell'Acqua, G. y Russo, F. (2010). Speed factors on low-volume roads for horizontal curves and tangents. Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, 5, 89-97.

Díaz Martínez, Z. (2007). Predicción de crisis empresariales en seguros no vida, mediante árboles de decisión y reglas de clasificación. Editorial Complutense.

Do Carmo, M. (1976). Differential Geometry of Curves and Surfaces. Prentice Hall.

Dong, H., Easa, S.M. y Li, J. (2007). Approximate Extraction of Spiralled Horizontal Curves from Satellite Imagery. Journal of Surveying Engineering.

Easa, S.M., Dong, H. y Li, J. (2007). Use of Satellite Imagery for Establish Road Horizontal Alignments. Journal of Surveying Engineering.

Elvik, R. (2013). International transferability of accident modification functions for horizontal curves. Transportation Research Board.

Elvik, R. (2013). A before-after study of the effects on safety of environmental speed limits in the city of Oslo. Safety Science, 55, 10-16.

European Road Statistics (2011). European Union Road Federation (ERF).

http://www.irfnet.eu/images/stories/Statistics/2011/ERF-2011-STATS.pdf

Federal Highway Administration (FHWA) (2004). IHSDM Design Consistency Module. Engineer's Manual. FHWA. Washington.

Federal Highway Administration (FHWA) (2011). Highway Safety Manual (HSM).

Figueroa, A. M. y Tarko, A. P. (2007). Speed changes in the vicinity of horizontal curves on two-lane rural roads. Journal of Transportation Engineering, 133, 215–222.

Fidnley, D.J., Hummer, J.E., Rasdorf, W., Zegeer, C.V. y Fowler, T.J. (2012). Modeling the impact of spatial relationships on horizontal curve safety. Accident Analysis and Prevention, 45, 296-304.

Fitzpatrick, K., Krammes, R. A. y Fambro, D. B. (1997). Design speed, operating speed, and posted speed relationships. *Inst. Of Transp. Engrs. J.*, 67(2), 52–59.

Fitzpatrick, K. y Collins, J.M. (2000). Speed-profile model for two-lane rural highways. Transportation Research Record (1737), 42-49.

Fitzpatrick, K., Elefteriadou, L., Harwood, D. W., Collins, J. M., McFadden, J., Anderson, I. B., Krammes. R.A., Irizarry, N., Parma, K.D., Bauer, K.M. y Passetti, K. (2000). Speed prediction for two-lane rural highways. FHWA-RD-99-171

Fitzpatrick, K., Robertson, J., Park, E., Iragavarapu,V. y McDaniel, D. (2013). Modeling Operating Speed using Traffic, Posted Speed Limit, and Geometric Characteristics. Transportation Research Board 2013.

Figueroa Medina, A. M. y Tarko, A. P. (2007). Speed changes in the vicinity of horizontal curves on two-lane rural roads. Journal of Transportation Engineering - ASCE, 217-222.

García, A., Llopis-Castelló, D., Camacho-Torregrosa, F. y Pérez-Zuriaga, A. (2013a). New consistency index based on inertial operating speed. Transportation Research Board.

García, A., Llopis-Castelló, D, Pérez-Zuriaga, A. y Camacho-Torregrosa, F. (2013b). Homogeneous road segment identification based on intertial operating speed. Transportation Research Board.

García, A. y Camacho-Torregrosa F.J. (2009a). Road Safety Evaluation of Two-Lane Rural Roads Using Their Geometric Design Global Consintency Determination. Carreteras, 163, 21-31.

García A. y Camacho-Torregrosa F.J. (2009b). Evaluación de la seguridad vial de carreteras convencionales mediante la determinación de la consistencia global de su diseño geométrico. Carreteras, 163, 21 – 32.

Gibreel, G. M., Easa, S. M., Hassan, Y. y El-Dimeery, I. A. (2001). Prediction of operating speed on three-dimensional highway alignments, Journal of Transportation Engineering, 127, 21-30.

Gikas V. y Stratakos J. (2011). A novel geodetic engineering method for accurate and automated road/railway centerline geometry extraction based on the bearing diagram and fractal behavior. IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems. Article in Press.

Glennon, J. C., Neuman, T. R. y Leisch, J. E. (1986). Safety and operational considerations for design of rural highway curves. Rep. No. FHWA/RD-86/035, Federal Highway Administration.

Gruen y Li (1997). Semiautomatic linear feature extraction by dynamic programming and LSB-Snakes. Photogrammtric Engineering Remote Sensing, 63, 985-995.

Gujarati (2004). Basic Econometrics. McGraw-Hill companies. 4ª edition

Hallmark, S., Smadi, O. y Hawkins, N. (2013). Speed Reduction Impacts of Dynamic Speed Feedback Signs on Rural Two Lane Curves. Transportation Research Board.

Harb, R., Yan, X., Radwan, E. y Su, X. (2009). Exploring precrash maneuvers using classification trees and random forests. Accident Analysis and Prevention 41, 98-107.

Harwood, D. W., Council F.M., Hauer E., Hughes, W.E. y Voigt, A. (2000). Prediction of the Expected Safety Performance of Rural Two-Lane Highways. FHWA-RD-99-207.

Hassan, Y. (2004). Highway design consistency: refining the state of knowledge and practice. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1881, 63-71.

Hassan, Y., Gibreel, G. M. y Easa, S. M. (2000). Evaluation of highway consistency and safety: Practical application. Journal of Transportation Engineering, 126, 193–201.

Hassan, Y., Sayed, T. y Tabernero, V. (2001). Establishing practical approach for design consistency evaluation. Journal of Transportation Engineering 127, 295-302.

Haynes R., Lake I.R., Kingham S., Sabel C.E., Pearce J. y Barnett R. (2008). The influence of road curvature on fatal crashes in New Zealand. Accident Analysis and Prevention 40, 843-850.

Heger, R. (1995). Driving behavior and driver mental workload as criteria for highway geometric design quality. International Symposium on Highway Geometric Design Practices, Boston.

Hema Rajini, N. y Bhavani, R. (2013). Computer aided detection of ischemic stroke using segmentation and texture features. Measurement: Journal of the International Measurement Confederation 46 (6), 1865-1874. In press.

Hernández Orallo, J., Ramírez Quintana, M. J. y Ferri Ramírez, C. (2004). Introducción a la minería de datos. Madrid: Pearson Educación S.A..

Hernando D. y Romana M. (2010). La IMD máxima que puede soportar un lazo de carretera de dos carriles. El caso Madrid. IX Congreso de Ingeniería del Transporte, CIT2010. Madrid.

Highway Safety Manual (2010). American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, DC.

Hill, J., Hambley M., Forster T., Muriel Mewissen, Sloan T., Scharinger F., Trew A. S. y Ghazal. P. (2008). Sprint: A new parallel framework for r. BMC Bioinformatics, 9.

Imran, M. y Hassan, Y. (2006). GPS-GIS-Based Procedure for Tracking Vehicle Path on Horizontal Alignments. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 2, 383-394.

Isaacson, E. y Keller, H.B. (1966). Analysis of numerical methods. New York : John Wiley.

Islam, M. N. y Seneviratne, P. N. (1994). Evaluation of design consistency of two-lane highways. Institute of Transportation Engineers Journal, 64, 28–31.

Jiménez, F., Aparicio F. y Estrada G. (2009). Measurement uncertainty determination and curve-fitting algorithms for development of accurate digital maps for advanced driver assistance systems. Transportation Research Part C, 17, 225-239.

Jones, B., Janssen, L. y Mannering, F. (1991). Analysis of the frequency and duration of freeway accidents in Seattle. Accident Analysis and Prevention 23 (2),239–255.

Joshua, S.C. y Garber, N.J. (1990). Estimating truck accident rate and involvements using linear and Poisson regression models. Transportation Planning and Technology 15 (1), 41–58.

Jovanis, P.P. y Chang, H.L. (1986). Modeling the relationship of accidents to miles traveled. Transportation Research Record 1068, 42–51.

Kanellaidis, G., Golias, J. y Efstathiadis, S. (1990). Driver's speed behaviour on rural road curves. Traffic Engineering and Control, 31, 414–415.

Karamanou A., Papazisi K., Paradissis D. y Psarianos B. (2009). Precise estimation of road horizontal and vertical geometric features using mobile mapping techniques, 6th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Sao Paulo, Brazil.

Karlaftis, M.G. y Golias, I. (2002). Effects of road geometry and traffic volumes on rural roadway accident rates. Accident Analysis and Prevention 34, 357-365.

Kashani, A. y Mohaymany, A. (2011). Analysis of the traffic injury severity on two-lane, two-way rural roads based on classification tree models. Safety Science 49, 1314–1320.

Kashani, A., Mohaymany, A. y Ranjbari, A. (2011). A data mining approach to iden-tify key factors of traffic injury severity. Promet-Traffic & Transportation 23, 11–17.

Kass, G.V. (1980). An exploratory technique for investigating large quantities of categorical data", Applied Statistics. Vvol. 29, pp.119 -127.

Kearns M.J. y Mansour Y. (1996). On the boosting ability of top-down decision tree learning algorithms. In STOC, pages 459_468.

Kockelke W. y Steinbrecher J. (1987). Driving behavior investigations with respect to traffic safety in the area of community entrances. Report of the Research Project 8363 of the German Federal Research Institute (Bundesanstalt fur Strassenwesen Bereich Unfallforschung - BASt);n°153; Bergisch Gladbach, Germany.

Koorey G. (2009). Road Data Aggregation and Sectioning Considerations for Crash Analysis. Transportation Research Record, 2103, 61-68

Kouibia, A. y Pasadas, M. (2000). Approximation by discrete variational splines, Journal of Computational and Applied Mathematics 116, 145-156.

Kouibia, A. y Pasadas, M. (2007). Approximation of Curves by Fairness Cubic Splines, Applied Mathematical Science 1, 277-240.

Krammes, R.A. y Glascock, S.W. (1992). Geometric inconsistencies and accident experience on two-lane rural highways. Transportation Research Record 1356, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. 1–10.

Kraemer, C., Pardillo, J.M., Rocci S., Romana, M. G., Sánchez-Blanco, V. y Del Val, M. (2003). Ingeniería de Carreteras. Volumen I. Madrid. Mac Graw Hill.

Krammes, R. A., Rao, K. S., y Oh, H. (1995). Highway geometric design consistency evaluation software. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1500, 19–24.

Kuhnert, P.M., Do, K.A. y McClure, R. (2000). Combining non-parametric models with logistic regression: an application to motor vehicle injury data. Computational Statistics & Data Analysis 34 (3), 371–386.

Lamm, R. y Choueiri, E. M. (1987). Recommendations for evaluating horizontal design consistency based on investigations in the State of New York. Transportation Research Record. Journal of Transportation Research Board, 1122, 68–78.

Lamm, R., Choueiri, Elias M. y Hayward, J.C. (1988a). Tangent as an Independent Design Element. In Transportation Research Record 1195, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 123–131.

Lamm, R., Choueiri, E. M., Hayward, J. C. y Paluri, A. (1988b). Possible Design Procedure to Promote Design Consistency in Highway Geometric Design on Two-Lane Rural Roads. Transportation Research Record, 1195, 111-122.

Lamm, R., Guenther, Artur K., Choueiri y Elias M. (1995). Safety module for highway geometric design. Transportation Research Record, 1512 , 7-15.

Lamm, R., Psarianos, B. y Mailaender, T. (1999). Highway design and traffic safety engineering handbook. McGraw-Hill Companies, Inc., New York, N.Y.

Lamm, R., Psarianos, B. y Cafiso, S. (2002). Safety evaluation process for two-lane rural roads: A 10-year review. Transportation Research Record, 1796, 51-59.

Lee, S., D. Lee y J. Choi. (2000). Validation of the 10 mph rule in highway design consistency procedur. 2nd International Symposium on Highway Geometric Design, Mainz, Germany, 364–376.

Leisch, J. E. y Leisch, J. P. (1977). New concepts in design-speed application. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 631, 4–14.

Li, H., Graham, D. y Majumdar, A. (2013). The impacts of speed cameras on road accidents: an application of propensity score matching methods. Transportation Research Board.

Lipar, P., Lakner, M., Maher, T. y Zura, M. (2011). Estimation of road centerline curvature from raw GPS data. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, 3, 163-168.

Liu, P. (2009). A self-organizing feature maps and data mining based decision sup-port system for liability authentications of traffic crashes. Neurocomputing 72, 2902–2908.

Martinelli, F., La Torre, F. y Vadi, P. (2009). Calibration of the Highway Safety Manual's Accident Prediction Model for Italian Secondary Road Network, Transportation Research Record n. 2103, pp. 1-9.

Martínez, F. (2010). Árboles de estimación estocástica de probabilidades: Newton Trees. Tesis de máster. Departamento de Sistemas Informáticos y Computación Universidad Politécnica de Valencia.

Mattar-Habib, C., Polus, A. y Farah, H. (2008). Further evaluation of the relationship between enhanced consistency model and safety of two- lane rural roads in Israel and Germany. European Journal of Transport and Infrastructure Research, 8, pp. 320-332.

McFadden, J. y Elefteriadou, L. (1997). Formulation and validation of operating speed-based models using bootstrapping. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board,1579, 97–103.

McFadden J. y Elefteriadou L. (2000). Evaluating horizontal alignment design consistency of two-lane rural highway: development of new procedure. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1737, 9-17.

McGee, H. W. y Hanscom, F. R. (2006). Low-Cost Treatments for Horizontal Curve Safety. FHWA-SA-07-002.

McLean, J. (1978). Speeds on curves: Regression analysis. Internal Rep. Nº 200-3, Australian Road Research Board, Australia.

Medina F. (2001). Consideraciones sobre el índice Gini para medir la concentración del ingreso. (http://www.eclac.org/publicaciones/xml/0/6570/lcl1493e.pdf).

Mehta G. y Lou Y., (2013). Safety Performance Function Calibration and Development for the State of Alabama Two-Lane Two-Way Rural Roads and Four-Lane Divided Highways. Transportation Research Board.

Mehta M., Agrawal R. y Rissanen J. (1996). Sliq: A fast scalable classifier for data mining. In Peter M. G. Apers, Mokrane Bouzeghoub, and Georges Gardarin, editors, EDBT, volume 1057 of Lecture Notes in Computer Science, pages 18_32. Springer, 1996.

Messer, C. (1980). Methodology for evaluating geometric design consistency. Transportation Research Record 757, 7-14.

Miaou, S.P. (1994). The relationship between truck accidents and geometric design of road sections:Poisson versus negative binomial regressions. Accident Analysis and Prevention, 36, 471-482.

Miaou, S.-P. y Lum, H. (1993). Modeling vehicle accidents and highway geometric design relationships. Accident Analysis and Prevention 25 (6), 689–709.

Ministerio de Fomento (2000). Instrucción de carreteras. Norma 3.1-IC. Trazado

Misaghi, P. y Hassan, Y. (2005). Modelling operating speed and speed differential on two-lane rural roads. Journal of Transportation Engineering, 131,408–417.

Montella, A. (2009). Safety evaluation of curve delineation improvements. Transportation Research Record, 2103, 69-79.

Montella, A., Colantuoni, L. y Lamberti, R. (2008). Crash prediction models for rural motorways. Transportation Research Record 2083, 180–189.

Montella, A., Aria, M., D'Ambrosio, A. y Mauriello, F. (2012). Analysis of powered two-wheeler crashes in Italy by classification trees and rules discovery. Accident Analysis and Prevention, 49, 58-72.

Morrall, J. F. y Talarico, R. J. (1994). Side friction demanded and margins of safety on horizontal curves. Transportation Research Record. 1435, 145–152.

Mujalli, R.O. y de Oña, J. (2011). A method for simplifying the analysis of traffic accidents injury severity on two-lane highways using Bayesian networks. Journal of Safety Research 42, 317–326.

Mund, E.H., Hallet, P. y Hennart, J.P. (1975). An algorithm for interpolation of functions using quintic splines, J. Comput. Appl. Math, 1, 279-288.

Newman, I. y Newman, C. (2000). A discussion of low r-squares: Concerns and uses. Educational research quarterly, 24 (2), 3-9

Ng, J. y Sayed T. (2004). Effect of Geometric Design Consistency on Road Safety. Canadian Journal of Civil Engineering, 31, 218–227.

Niblett, T. (1987). Constructing Decision Trees in Noisy Domains. Progress in Machine Learning. Sigma Press.

Nie, B., y Hassan, Y. (2007). Modeling driver speed behavior on horizontal curves of different road classifications. 86th Annual Meeting Transportation Research Board.

Organización Mundial de la Salud (2013). Informe sobre la situación mundial de la seguridad vial. Disponible en:

http://www.who.int/violence_injury_prevention/road_safety_status/2013/report/summary_es.pdf

Ottesen, J. L. y Krammes, R. A. (2000). Speed-profile model for a design-consistency evaluation procedure in the United States. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, Vol. 1701, 76-85.

Pakgohar, A., Tabrizi, R.S., Khalilli, M. y Esmaeili, A. (2010). The role of human factor in incidence and severity of road crashes based on the CART and LR regression: a data mining approach. Procedia Computer Science 3, 764–769.

Pande, A. y Abdel-Aty, M. (2009). Market basket analysis of crash data from large jurisdictions and its potential as a decision supporting tool. Safety Science 47, 145–154.

Pardillo J.M. y Llamas R. (2003). Relevant variables for crash rate prediction in Spain's two-lane rural roads. Transportation Research Board 82nd Annual Meeting.

Park, B.-J., Fitzpatrick, K. y Lord, D. (2010). Evaluating the effects of freeway design elements on safety . Transportation Research Record, 2195, 58-69.

Park, Y,-J. y Saccomanno, F. (2005). Collision frequency analysis using tree based stratification, Transportation Research Board, 121–129,

Passetti, K. A. y Fambro, D. B. (1999). Operating speeds on curves with and without spiral transitions. Transportation Research Record, 1658, Transportation Research Board, Washington, D.C., 9–16.

Pellegrino O. (2009). An analysis of the effect of roadway design on driver's workload, The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, 4, 45-53+Ia+IIa+IIIa.

Perco, P. (2008). Influence of the general character of horizontal alignment on operating speed of two-lane rural roads Transportation Research Record, 2075, 16-23.

Perco, P. y Robba, A. (2006). Evaluation of the deceleration rate for the operating speed-profile model. Proc., 3rd International SIIV Congress, Bari, Italy, 2005.

Pérez López, C. (2006). Data Mining. Soluciones con Enterprise Miner. Madrid.RA-MA.

Pérez López, C. (2007). Minería de datos. Técnicas y herramientas. Madrid. Thomson.

Pérez-Zuriaga, A.M., Camacho-Torregrosa, F.J. y García, A. (2011). La velocidad de operación y su aplicación en el análisis de la consistencia de carreteras para la mejora de la seguridad vial. Cuaderno Tecnológico de la Plataforma Tecnológica Española de la Carretera, Nº. 6/2011, 64 p.

Pérez-Zuriaga, A.M., García, A., Camacho-Torregrosa, F.J. y D'Attoma, P. (2010). Modeling operating speed and deceleration on two-lane rural roads with global positioning system data. Transportation Research Record, 2171, 11-20.

Polus, A., Fitzpatrick, K. y Fambro, D. B. (2000). Predicting operating speeds on tangent sections of two-lane rural highways. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1737, 50-57.

Polus, A. y Mattar-Habib, C. (2004). New Consistency Model for Rural Highways and its Relationship to Safety. Journal of Transportation Engineering, 130, 286-293.

Puerto, L. y A. París (2007). El programa EuroRAP. El proyecto RPS. Fundación RACC.

Qin X. y Ivan J. (2002). Selecting Exposure Measures for Predicting Crash Rates on Two-lane Rural Highways. Transportation Research Board. Annual Meeting, Washington DC.

Quinlan, J.R. (1986). Induction of decision trees. Machine Learning, 1(1), 81-106.

Quinlan, J. R. (1993). "C4.5: Programs for Machine Learning". Morgan Kaufmann Publishers, San Mateo,California.

Quinlan J.R. y Cameron-Jones R.M. (1995). Induction of logic programs FOIL and related systems. New Generation Computing, 13 (3 and 4), 287-312.

RACC (2008). Contrato de Asistencia Técnica para el Análisis de la Red de Carreteras de la Región de Murcia según la Metodología EuroRAP y Aplicación del Protocolo RPS (Road Protection Score). Referencia 40/2007.

Ramírez V., Barrera D., Pasadas M. y Rodelas P. (2001). Cálculo numérico con Mathematica. Editorial Ariel.

RAS-L. (1995). Forschungsgesellschaft für Strassen und Verkehrswesen Linienführung. Richtlinien für die Anlage von Strassen, Bonn, Germany.

Rengarasu, T., Hagiwara, T. y Hirasawa, M. (2009). Effects of road geometry and crosssection variables on traffic accidents. Transportation Research Recording 2102, 34–42

Resende, P. y Benekohal, R.F. (1997). Effects of Roadway Section Length on Accident Modeling. Traffic Congestion and Traffic Safety in the 21st Century: Challenges, Innovations, and Opportunities. American Society for Civil Engineers. Chicago, Illinois, pp. 403–409.

Rey, G., Clair, D., Fogli, M. y Bernardin, F. (2011). Probabilistic assessment of roadway departure risk in a curve . Vehicle System Dynamics 49, 1649-1671.

Richl, L. y Sayed, T. (2005). Effect of speed prediction models and perceived radius on design consistency. Canadian Journal of Civil Engineering 32, 388-399.

SETRA. (1986). Vitesses practiqués et géométrie de la route. Note d'Information B-C 10, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroute (SETRA), Paris (in French).

Siddiqui, C., Abdel-Aty, M. y Huang, H. (2012). Aggregate nonparametric safety analysis of traffic zones. Accident Analysis and Prevention 45, 317-325.

Smith R., Price J. y Howser, L. (1974). A smoothing algorithm using cubic spline functions. NASA. Washington.

Sohn, S.Y. y Shin, H.W. (2001). Data mining for road traffic accident type classification. Ergonomics 44, 107–117.

Soler F,J, Pardillo J,M. y Jurado R. (2007), El Modelo Lineal Generalizado aplicado a la predicción de accidentes de tráfico, I Congreso Internacional de Matemáticas en Ingeniería y Arquitectura,30 de Mayo-1 de Junio 2007, Madrid.

Spath, H. (1969). Interpolation by certain quintic spline. Computer J. 12, 292-293.

StataCorp (2011) Stata Statistical Software: Release 12, College Station, TX: StataCorp LP,

Stimpson, W.A., McGee, H.W., Kittelson, W.K. y Ruddy, R.H. (1977). Field evaluation of selected delineation treatments for two-lane rural highways. Report No. FHWA-RD-77-118. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Sun, X., Li, Y., Magri, D. y Shirazi, H. (2006). Application of Highway Safety Manual Draft Chapter: Louisiana Experience. Transportation Research Record, 1950, 55-64.

Taragin, A. (1954). Driver performance on horizontal curves. 33rd Annual Meeting of the Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 446–466.

Taylor, J.I., McGee, H.W., Sequin, E.L. y Hostetter, R.S. (1972). NCHRP Report 130: Roadway Delineation Systems. HRB, National Research Council, Washington, D.C.

Terhune, K.W. y Parker, M.R. (1986). An evaluation of accident surrogates for safety analysis of rural highways. Report No. FHWA/ RD-86/127. FHWA, U.S. Department of Transportation.

Treat, J.R., Tumbas, N.S., McDonald, S.T., Shinar, D., Hume, R.D., Mayer, R.E., Stansifer, R.L. y Castellan, N.J. (1979). Tri-level study of the causes of traffic accidents: Final report. Executive summary. Bloommington. Institute for Research in Public Safety. [REPORT No. DOT-HS-034-3-535-79-TAC(S)].

Trincado G. y Vidal J. (1999). Aplicaciónde interpolación "spline" cúbica en la estimación de volumen. Bosque 20(2), 3-8.

Trujillano, J., Sarria-Santamera, A., Esquerda, A., Badia, M., Palma, M. y March, J. (2006). Aproximación a la metodología basada en árboles de decisión (CART). Mortalidad hospitalaria del infarto agudo de miocardio. Gac Sanit. 2008;22(1), 65-72.

Tong, X., Meng X. y Ding K. (2010). Estimating geometric parameters of highways and railways using least-squares adjustment. Survey Review, 42, 359-374.

Van der Horst, R. (2004). Occlusion as a measure for visual workload: an overview of TNO occlusion research in car driving. Applied Ergonomics 35, 189-196.

Voigt, A. (1996). Evaluation of alternative horizontal curve design approaches on rural two-lane highways. Report No. TTI-04690-3, Texas Transportation Institute (TTI).

Wang, Y., Wenjuan, E., Tian, D., Lu, G. y Yu, G. (2011). Highway curve speed precaution system based on VII. ICTIS 2011: Multimodal Approach to Sustained Transportation System Development - Information, Technology, Implementation - Proceedings of the 1st Int. Conf. on Transportation Information and Safety , pp. 1189-1196.

Webb, G.I., (2007). Discovering significant patterns. Machine Learning 68, 1–33.

Witten, I.H. y Frank, E. (2005). Data Mining: Practical Machine Learning Tools and Techniques, 2nd ed. Morgan Kaufmann, San Francisco, CA.

Wooldridge (2009). Introductory Econometrics: a modern approach. South-Western Cengage Learning. 4º edition.

Wooldridge, M. D., Fitzpatrick, K., Koppa, R. y Bauer, K. (2000). Effects of horizontal curvature on driver visual demand. Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, 1737, 71-77.

Zegeer, C., Stewart, R., Reinfurt, D., Council, F., Neuman, T., Hamilton, E., Miller, T. y Hunter, W. (1990). Cost effective geometric improvements for safety upgrading of horizontal curves. Report FHWA-RD-90-021. FHWA, U.S. Department Transportation.

Zhang, C. y Ivan, J.N. (2005). Effects of geometric characteristics on head-on crash incidence on two-lane roads in Connecticut. Transportation Research Record 1908, 159–164.