
Gestión de riesgos derivados de eventos naturales sobre la infraestructura

**M. Sánchez Silva
y col.**

Ayudas a la investigación 2008

Investigador Principal

M. Sánchez Silva

Profesor Asociado
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental
Universidad de Los Andes (Bogotá) Colombia

Equipo Investigador

J. Ballesteros-Cánovas

Instituto Geológico y Minero de España (IGME);
Madrid

J. Bodoque del Pozo

Profesor Ayudante Doctor
Universidad de Castilla La Mancha (Toledo) España

A. Diez Herrero

Investigador Titular
Instituto Geológico y Minero de España (IGME) (Madrid) España

C.F. Santander

Estudiante Doctoral
Facultad de Ingeniería
Universidad de Los Andes (Bogotá) Colombia

Índice

	Página
1 INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN	4
2 CONTEXTO GENERAL DEL PROYECTO	4
2.1 Sostenibilidad de la infraestructura	4
2.2 Análisis de riesgos	4
2.3 Modelo del comportamiento de infraestructura: análisis de ciclo de vida	5
3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO	6
4 INFRAESTRUCTURA PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES	6
4.1 Problemática de las inundaciones en Europa	6
4.1.1 Inundaciones en Europa: aspectos generales	6
4.1.2 Tipología de Inundaciones	7
4.2 Caso de estudio: Navaluenga (España)	7
4.2.1 Localización y descripción socio-económica	7
4.2.2 Descripción geofísica de la zona de estudio	8
4.2.3 Registro histórico de inundaciones en Navaluenga	9
4.3 Metodología de evaluación de riesgo hidrológico	9
4.3.1 Modelo hidrológico	10
4.3.2 Modelo hidráulico	11
4.4 Definición y descripción de las medidas de intervención	14
4.5 Estimación de pérdidas	14
4.6 Resultados y discusión	17
5 INFRAESTRUCTURA DE TORRES DE TELECOMUNICACIONES	18
5.1 Descripción del sistema de telecomunicaciones	18
5.2 Análisis de ciclo de vida para torres de telecomunicaciones	18
5.2.1 Evaluación de costos	18
5.2.2 Estimación de la probabilidad de falla	19
5.3 Modelación de las fuerzas de viento	20
5.3.1 Caracterización de las fuerzas de viento en Colombia	20
5.3.2 Definición de la función objetivo	21
5.4 Aplicación práctica	22
5.5 Discusión de resultados	23
6 RESUMEN Y CONCLUSIONES GENERALES DEL PROYECTO	24
7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	25
8. ANEXOS	27

1 INTRODUCCIÓN Y JUSTIFICACIÓN

La sociedad es una estructura dinámica que crece y se desarrolla como resultado de sus procesos internos y de su relación con el entorno. Las sociedades modernas están estructuradas alrededor de paradigmas de crecimiento económico y cumplimiento de estándares sociales mínimos que garanticen la dignidad humana, e.g., empleo, educación, salud, necesidades básicas (agua potable, vivienda). La posibilidad de “éxito” de una sociedad está condicionada por su funcionamiento y organización (e.g., sistema político) y por presiones internas y externas que amenazan dicha organización. Estas condiciones pueden ser de distinta naturaleza; por ejemplo, política (terrorismo), social (pobreza), física (inundaciones, sismos). La construcción de sociedades sostenibles pasa por la toma de decisiones asertivas; esto es, decisiones efectivas que maximizan el beneficio en el largo plazo. En este proceso, la modelación y el análisis del riesgo juegan un papel determinante puesto que constituyen el soporte para la toma de mejores decisiones.

La infraestructura constituye la base sobre la cual se construye y funciona la sociedad. Por lo tanto, la capacidad de la infraestructura para cumplir su función en el largo plazo es determinante en la sostenibilidad de un país. La incertidumbre sobre los agentes externos (e.g., fenómenos naturales, terrorismo) y el comportamiento del sistema (físico y operacional) no permiten determinar con certeza las inversiones futuras. Dentro de este contexto, el riesgo juega un papel preponderante. Un estudio de riesgo proporciona información que permite tomar decisiones con base en estimativos sobre los escenarios potenciales de pérdidas. En el caso de la infraestructura en particular, el riesgo es importante en la toma de decisiones sobre la inversión (i.e., en construcción y mantenimiento). El trabajo exploratorio que se propone en este documento está dirigido a revisar el estado del arte sobre la evaluación de riesgos en infraestructura y proponer estrategias que permitan la inversión efectiva en proyectos de infraestructura (e.g., torres de comunicaciones) expuestos a eventos extremos (e.g. crecidas, sismos). Este estudio estudiará alternativas para optimizar la inversión en construcción, mantenimiento y manejo del riesgo de infraestructura.

2 CONTEXTO GENERAL DEL PROYECTO

2.1 Sostenibilidad de la infraestructura

La comisión Brundtland (1987) define el desarrollo sostenible como: “la capacidad [de una sociedad] para alcanzar las necesidades del presente sin comprometer la capacidad de que las generaciones futuras alcancen las

suyas”¹. El crecimiento de una sociedad y el cumplimiento de sus metas sólo es posible si existe un balance favorable entre las pérdidas y las ganancias en el largo plazo. Las pérdidas reflejan los costos económicos, sociales o ambientales en que incurre la sociedad y las ganancias los avances en la calidad de vida (e.g., salud, educación, acceso a servicios públicos básicos). Por ejemplo, sociedades poco democráticas o desorganizadas que favorecen la corrupción usualmente generan un balance negativo. Este balance negativo también se observa en sociedades donde, por ejemplo, hay un impacto ambiental alto (e.g., emisión de gases, contaminación de fuentes de agua). En los ejemplos anteriores, las pérdidas que asume la sociedad se acumulan lenta y progresivamente a través del tiempo de tal forma que los cambios en cortos periodos de tiempo son prácticamente indetectables. Por otro lado, eventos como grandes huracanes, deslizamientos, inundaciones, crecientes de ríos o terremotos tienen un impacto casi instantáneo sobre la comunidad conduciendo a pérdidas directas excesivamente altas. Puesto que el análisis se debe hacer en el largo plazo, en las sociedades más desarrolladas los “desastres naturales” tienen una incidencia menor en la sostenibilidad. Por otro lado, en las sociedades en desarrollo y en los países más pobres, estos eventos tienen un impacto muy importante.

En resumen, el desarrollo sostenible implica que la inversión en la construcción y mantenimiento de infraestructura debe ser óptima con respecto a los beneficios y el costo que se derivan de su existencia (Rackwitz *et al.*, 2005b, Sánchez-Silva y Rackwitz 2004, Smilowitz y Madanat, 2000). Además, el énfasis en decisiones efectivas requiere la adopción de criterios de aceptabilidad del riesgo acordes con el contexto socioeconómico y con las restricciones financieras (Mander *et al.*, 2007).

2.2 Análisis de riesgos

Las consecuencias de las presiones internas y externas sobre la estructura social son usualmente inciertas ya que corresponden a eventos futuros que pueden ocurrir o no. Si las posibles consecuencias de un evento incierto son positivas, se dice que existe una *oportunidad*; en el caso contrario la situación se describe como un *riesgo*. Una posible condición desfavorable, o de debilidad, existe porque es posible identificar un conjunto de condiciones internas o externas al sistema que pueden tener consecuencias adversas. Este conjunto de condiciones se denomina *amenaza*. El riesgo es *una medida de esas consecuencias* y se describe matemáticamente como el valor esperado de las pérdidas. El objetivo último de un análisis de riesgos es apoyar el *proceso de toma de decisiones* haciendo predicciones sobre las pérdidas posibles.

El único propósito de un análisis de riesgo es identificar y caracterizar escenarios potenciales de pérdidas que sirvan como soporte para la toma de decisiones; suminis-

¹ “Meeting the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their needs.”

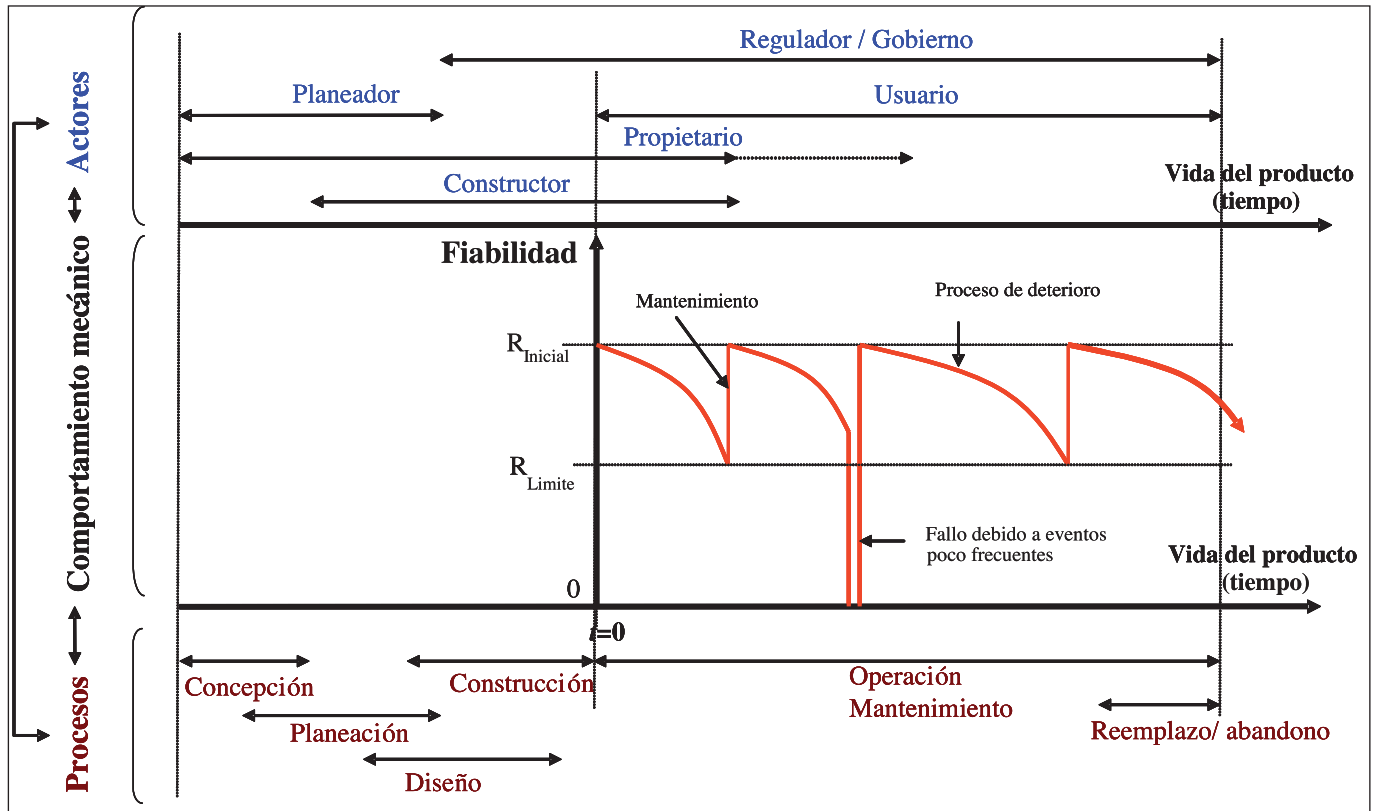


Figura 1. Componentes principales de un proyecto y su ciclo de vida*.

* Confiabilidad = Fiabilidad; en inglés: "Reliability".

trar evidencia que, combinada con otros factores, puede ser útil al momento de tomar una decisión. Un estudio de riesgo involucra (1) la definición de un criterio de evaluación (e.g., forma, resistencia); (2) la identificación de escenarios potenciales y de su correspondiente probabilidad²; y (3) la evaluación de pérdidas. Ante una situación de riesgo existen varias alternativas de acción: (1) no hacer nada; (2) transferir el riesgo (asegurarse); o (3) reducir el riesgo (prevención y mitigación). Usualmente, las decisiones sobre mitigación del riesgo no se salen de este espectro (Mayet y Madanat, 2002, Mori y Ellingwood, 1994, Onoufriou y Frangopol, 2002). La interpretación y el manejo del riesgo tienen diferentes matices³ pero, en su visión más amplia y desde una perspectiva del interés público, el riesgo está relacionado con la evaluación de escenarios potenciales que eventualmente comprometan la sostenibilidad de la sociedad.

2.3 Modelo del comportamiento de infraestructura: análisis de ciclo de vida

La infraestructura es el elemento más importante para la sostenibilidad y el desarrollo social. El estudio del comportamiento del sistema (infraestructura) en el tiempo se de-

nomina el *análisis de ciclo de vida* (Bucher y Frangopol, 2006, Jiang y Xilia, 2005, Liu y Frangopol, 2006, Val y Stewart (2003-2005)). Este tipo de estudios están dirigidos a modelar todos los posibles eventos que pueden ocurrir en un periodo de tiempo fijo y las consecuencias asociadas. Un proyecto de infraestructura incluye tres aspectos fundamentales: 1) Los procesos relacionados con la construcción y operación; 2) los actores (quienes participan y toman las decisiones); y 3) el comportamiento mecánico (i.e., físico) del sistema (Figura 1) (Santander y Sánchez-Silva, 2007).

Comúnmente este análisis se realiza en términos económicos y la efectividad del proyecto se evalúa en términos de alguna métrica económica como, por ejemplo, el valor esperado (Santander y Sánchez-Silva, 2007). Entonces, en su forma más general, la función objetivo que describe los costos en los que se incurre durante el ciclo de vida de un proyecto de infraestructura se puede escribir como (Rackwitz *et. al.*, 2005b):

$$Z(\rho, T_h) = B(t) - (C_0 + C_p(\rho, T_h)P_f(\rho, T_h)) \quad (1)$$

donde $Z(\rho, T_h)$ es una función de costos que describe el comportamiento del proyecto en un periodo de tiempo fijo T_h ; $B(t)$ es el beneficio que resulta de la existencia del proyecto; C_0 es el costo inicial de construcción (incluye planeación y diseño); $C_T(\rho, T_h)$ corresponde a los costos asociados a otros factores como los seguros y la operación; $C_p(\rho, T_h)$ es el costo de las pérdidas en caso de que

² En su sentido más amplio i.e., posibilidad de ocurrencia.

³ Por ejemplo, hay diferencias entre la percepción de los individuos y del colectivo social, entre géneros y entre estratos sociales.

se presente un evento extremo (fenómeno natural o un ataque terrorista); y $P_f(\rho, T_n)$ es la probabilidad de falla (i.e., probabilidad de alcanzar un cierto nivel de pérdidas) que depende del evento y de las características físicas del proyecto. El parámetro ρ describe las características físicas del proyecto (tamaño, resistencia etc.).

Puesto que las inversiones y los costos asociados a las pérdidas en el futuro son inciertas, la efectividad de la inversión se mide en términos de los valores esperados de las pérdidas y las inversiones (medidas de prevención) descontados al tiempo en que se hace la inversión ($t = 0$); esto es, $E[Z(\rho, T_n)]$. Por lo tanto la efectividad de la decisión requiere: (1) la selección de un modelo mecánico y estocástico adecuado para estimar las pérdidas en el tiempo (Rackwitz 2002, Bucher y Frangopol, 2006, Kubler y Faber, 2003); (2) la correcta estimación de pérdidas (i.e., costos); y (3) la selección de una tasa de descuento (constante/variable en el tiempo) (Corotis 2005, Bayer 2003). Un aspecto interesante tiene que ver con la discusión alrededor de cómo descontar la pérdida de vidas; mayores detalles sobre este aspecto pueden encontrarse en Johansson (2001). La descripción de los modelos para evaluar cada uno de los aspectos esenciales en un análisis de ciclo de vida están fuera del alcance de este documento pero pueden encontrarse en Wen y Kang (2001), Wen (2001), Corotis (2005), Bayer (2003), y Rackwitz *et al.* (2005).

De acuerdo con la teoría de toma de decisiones, el máximo beneficio en el largo plazo se logra cuando las decisiones se toman con base en el valor esperado. El valor esperado es un promedio ponderado de todos los posibles escenarios futuros; es decir, es el promedio ponderado de los costos asociados a todos los posibles escenarios de pérdidas. En general se dice que quienes toman decisiones con base en el valor esperado son *neutrales* ante el riesgo (Goda y Hong, 2006, Pate-Cornell, 1984, Smith, 2004). En consecuencia, las decisiones en el interés público deben tomarse bajo esta actitud. Sin embargo, algunas personas consideran que en aspectos relacionados con, por ejemplo, la protección a la vida humana, las decisiones deben tomarse con una actitud de *aversión* al riesgo. Esto significa, que se debe diseñar una estrategia de prevención en la cual la pérdida de vidas sea menor al valor esperado. Es claro, que una política en este sentido incrementa sustancialmente los costos; aunque, por otro lado tiene mayor aceptación social y beneficio político.

3 OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO

El objetivo principal de esta investigación es construir un modelo para el análisis de ciclo de vida de proyectos de infraestructura con el fin de optimizar la inversión y definir estrategias eficientes de prevención y mitigación del riesgo, en ambientes expuestos a eventos extremos (e.g., crecidas, vientos extremos).

Los objetivos de la propuesta son los siguientes:

1. Desarrollar un modelo integral para el análisis de los costos en que se incurre durante el ciclo de vida de un proyecto de infraestructura.
2. Proponer un marco conceptual y analítico que permita tomar decisiones efectivas (óptimas) con respecto a la inversión en la construcción y mantenimiento de infraestructura.
3. Aplicar el modelo a los siguientes estudios de caso: (1) inundaciones en Navaluenga, España; y (2) estudio de torres de telecomunicaciones en Colombia.

El modelo desarrollado se describirá mediante la descripción de los dos casos de estudio considerados.

4 INFRAESTRUCTURA PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES

4.1 Problemática de las inundaciones en Europa

4.1.1. Inundaciones en Europa: aspectos generales

Las inundaciones son la amenaza natural que mayores daños y pérdidas humanas causa cada año en el mundo. En las últimas tres décadas, las inundaciones han afectado alrededor de 80 millones de personas por año en promedio y los daños económicos resultantes se estiman en ocho mil millones de euros anuales (Dutta *et al.*, 2006). El impacto de las inundaciones es consecuencia, en primer lugar, de un incremento en el número y la frecuencia de avenidas⁴ que se ha doblado en las últimas tres décadas (CRED, 2003; Dutta y Herath, 2004). Esta circunstancia parece estar estrechamente ligada a los efectos del cambio climático (Houghton *et al.*, 2001; Menzel y Burger, 2002). Además, las pérdidas están asociadas también a la falta de planificación urbana y a la acelerada urbanización que ha aumentado el nivel de exposición de la población (Gruntfest y Rippes, 2000).

Entre 1992 y 2004 Europa sufrió más de 100 inundaciones significativas, que derivaron en pérdidas de vidas humanas y bienes, incluyendo las catastróficas crecidas de los ríos Danubio y Elba durante el verano de 2002. Desde 1995 se han producido 800 muertes, cerca de medio millón de personas se vieron obligadas a abandonar sus hogares y las pérdidas económicas sobrepasan los veinticinco mil millones de euros. En 2005, en particular, se produjeron inundaciones de gran magnitud en otras partes de Europa, obligando a la Unión Europea a tomar acciones concertadas con el objeto de mitigar y manejar el riesgo por inundaciones. En España, las inundaciones son el peligro natural de mayor importancia con pérdidas anuales de decenas de millones de euros. Para el período 1986-2016 la pérdida potencial de vidas se han estimado entre 500 y 1.100 y se esperan pérdidas económi-

⁴ Crecientes o crecidas.

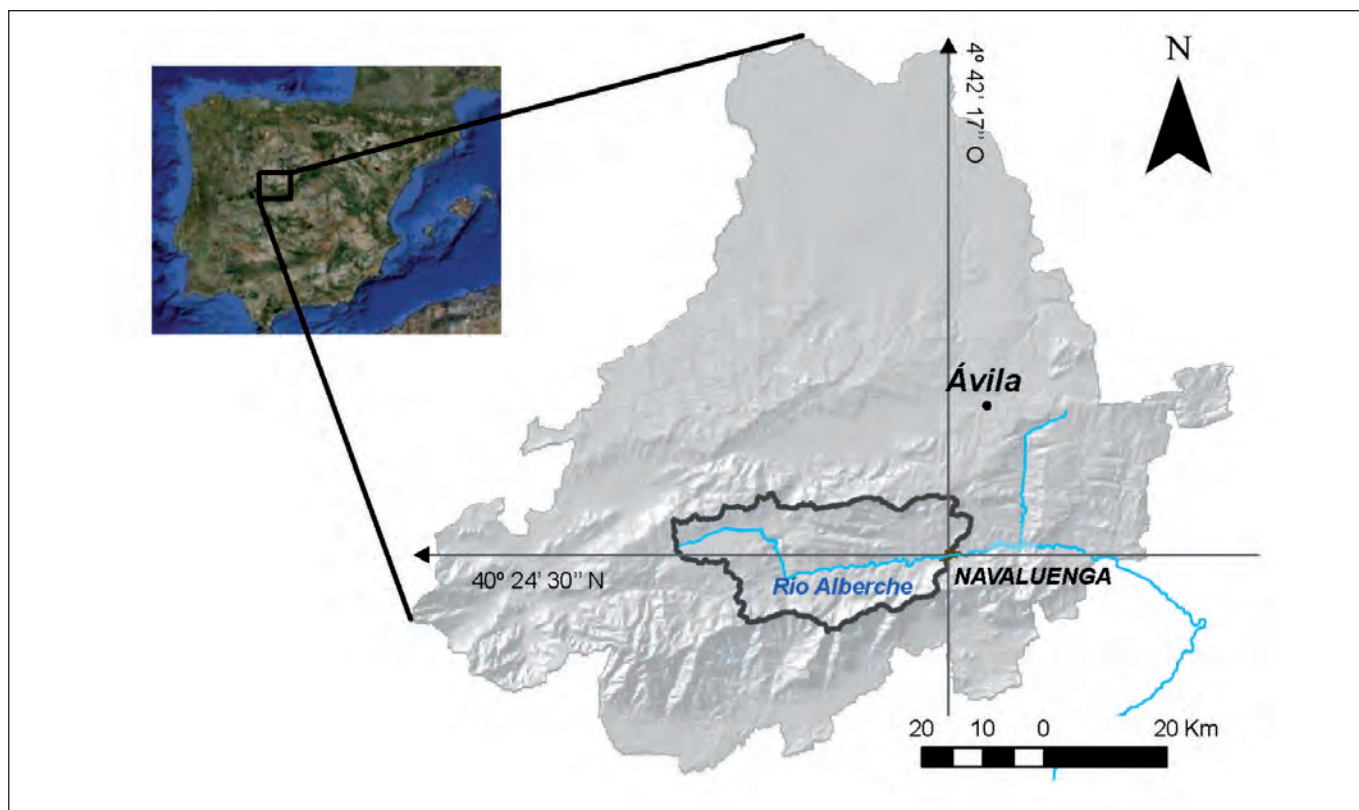


Figura 2. Esquema de localización del municipio de Navaluenga.

cas de miles de millones de euros para una hipótesis de riesgo medio (Díez *et al.*, 2008).

4.1.2. Tipología de Inundaciones

Las inundaciones ocurren, principalmente, como resultado de (Díez-Herrero *et al.*, 2009; Díez-Herrero y Ballesteros, 2010):

- *Desbordamiento de los ríos*: consiste en un aumento lento y gradual del caudal de los ríos que supera la capacidad de evacuación del cauce inundando la llanura colindante.
- *Avenidas torrenciales*: consiste en un aumento súbito del caudal (tiempo base de minutos u horas), con elevadas velocidades de la corriente y alta capacidad de carga sólida.
- *Anegamiento por encharcamiento*: se presenta como resultado de la elevación de la superficie freática por encima de la superficie del terreno anegando las zonas bajas.

Estos procesos son el resultado de fenómenos meteorológicos extremos combinados con configuraciones topográficas tales como (Díez-Herrero *et al.*, 2009; Morales y Ortega, 2000),:

- *Precipitaciones frontales atlánticas invernales*.
- *Sistemas y complejos convectivos otoñales*.
- *Núcleos convectivos estivales* (tormentas).
- *Fusión de cobertura nival en primavera* (deshielo del manto nival).

Además, las inundaciones pueden presentarse también como resultado de fenómenos tales como la rotura de represamientos naturales o artificiales (presas) o flujos altamente cargados de material sólido (bloques, cantos, gravas y arenas - i.e., derrubios⁵), entre otros.

4.2 Caso de estudio: Navaluenga (España)

Los objetivos de este caso de estudio se enmarcan dentro de lo que se conoce como protección contra los riesgos naturales [NABS]. Además dichos objetivos corresponden a una de las líneas de actuación del Plan Regional de Investigación Científica..

4.2.1. Localización y descripción socio-económica

El municipio de Navaluenga está situado al sur de la provincia de Ávila y a las orillas del río Alberche entre la Sierra del Valle (macizo oriental de Gredos) y la Sierra de la Paramera (40° 24' 30" N; 4° 42' 17" O; 761msnm – Figura 2). La región de estudio tiene aproximadamente 73 km² y colinda con los términos municipales de Burgohondo, Naval Moral de la Sierra, San Juan de la Nava y Piedralaves. Cuenta con una población base de 2.460 habitantes, que durante los fines de semana puede llegar a 5.000 y 10.000; y eventualmente puede alcanzar los 20.000 habitantes durante la época estival. El municipio cuenta con importantes

⁵ Debris.

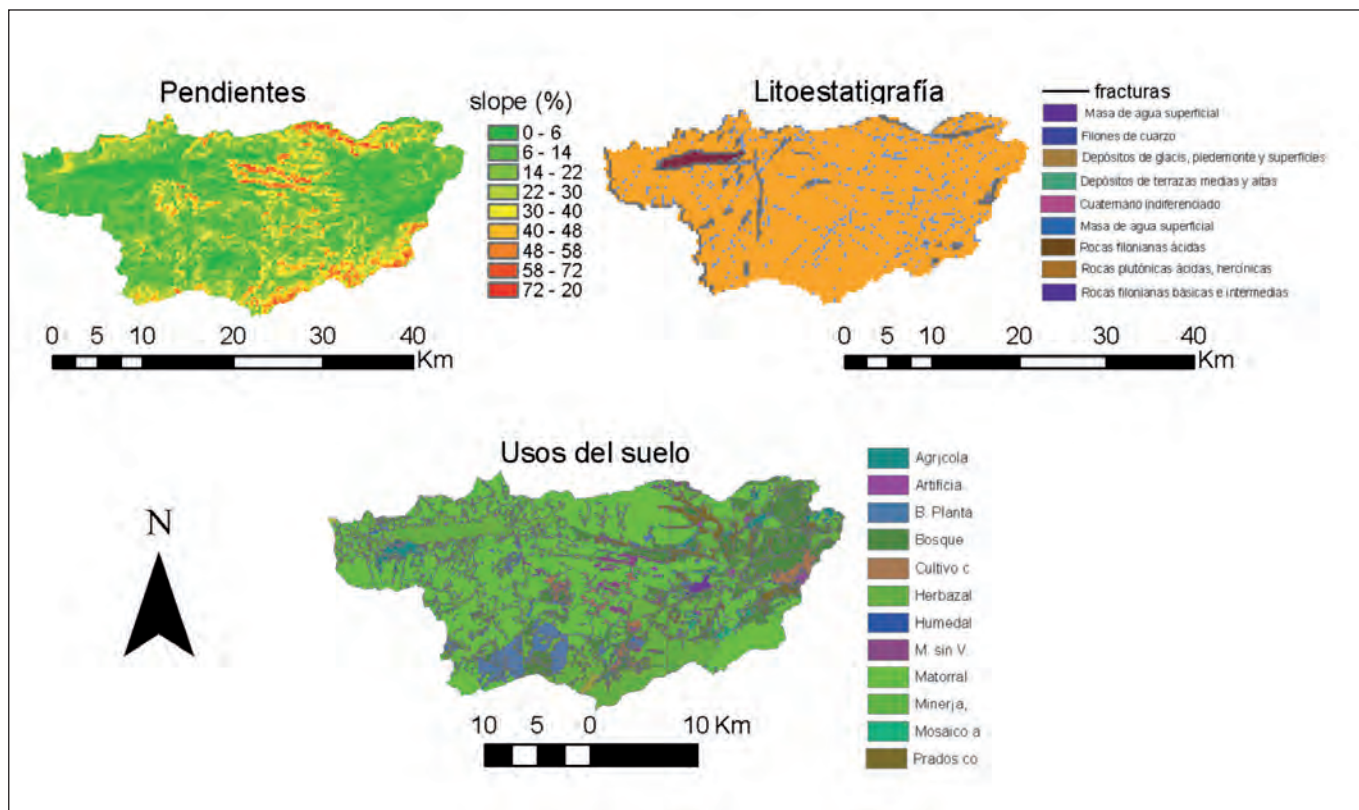


Figura 3. Modelo de pendientes, cartografía litoestratigráfica y de usos del suelo de la cuenca hidrográfica del río Alberche hasta el municipio de Navaluenga.

servicios como centro médico, guardia civil, protección civil, colegio e instituto de secundaria, farmacia, correos, tiendas y lugares de ocio.

El río Alberche atraviesa el casco urbano parcialmente canalizado y generando una serie de piscinas que se forman debido a la construcción de pequeños diques transversales; éstas se utilizan como zonas de esparcimiento durante la época estival. Hasta este punto, varios torrentes y gargantas con elevada actividad torrencial (Rollar, Gargantilla, Chivitiles, Raidos, Maguillo y la Cabrera) drenan su aguas al río Alberche. Por lo tanto, la peligrosidad de las inundaciones en Navaluenga está asociada a la actividad torrencial de dichas gargantas, así como a la rápida respuesta hidrográfica de la cuenca, características de zonas de cabecera.

Desde el punto de vista socio-económico, el municipio de Navaluenga en uno de los núcleos turísticos más importantes de Castilla y León (Premio C de Turismo de la Junta de Castilla y León en 1998). El sector servicios es la fuente de ingresos más importante, de especial relevancia durante la época estival. Desde un punto de vista medioambiental, el área donde se encuentra el término municipal de Navaluenga ha sido declarada zona de reserva natural y de protección para las Aves (Z.E.P.A.).

4.2.2. Descripción geofísica de la zona de estudio

El río Alberche nace en el sector oriental de la Sierra de Gredos (Sistema Central, Ávila) a unos 1800 msnm. Hasta

el municipio de Navaluenga, el río tiene una longitud de unos 70 km en régimen natural y una cuenca drenante de 717 km² que recibe las aguas de las gargantas provenientes tanto de la Sierra del Valle como de la sierra de la Paramera (Figura 2).

Geológicamente, la cuanta alta del río Alberche está situada en el denominado Macizo Ibérico, representado en esta zona por rocas plutónicas (granotoides, etc..) y afloramientos metamórficos (migmáticas y esquistos) que confieren a la cuenca una importante capacidad impermeable. El control estructural (sistemas de fracturas en el macizo cristalino) junto con la desnivelación por movimientos tectónicos alpinos de los bloques (horts y grabens) que coformaban la antigua superficie ha favorecido que diversos procesos activos se den lugar en las laderas y valles, esculpiendo gargantas, roquedos y laderas de elevada pendiente (Figura 3).

El clima de la cuenca hidrográfica es mediterráneo, fuertemente continentalizado por la distancia a la costa y con elevada influencia de montaña. Según Walter (1977), éste se define como zona climática Bioma IV (área mediterránea). Para las subcuencas torrenciales que drenan al Alberche, la temperatura media anual está entorno a 14°C, correspondiendo las mínimas al mes de enero y las máximas al mes de julio. La precipitación media anual es de 414 mm aproximadamente siendo los meses de mayor precipitación Noviembre-Diciembre.

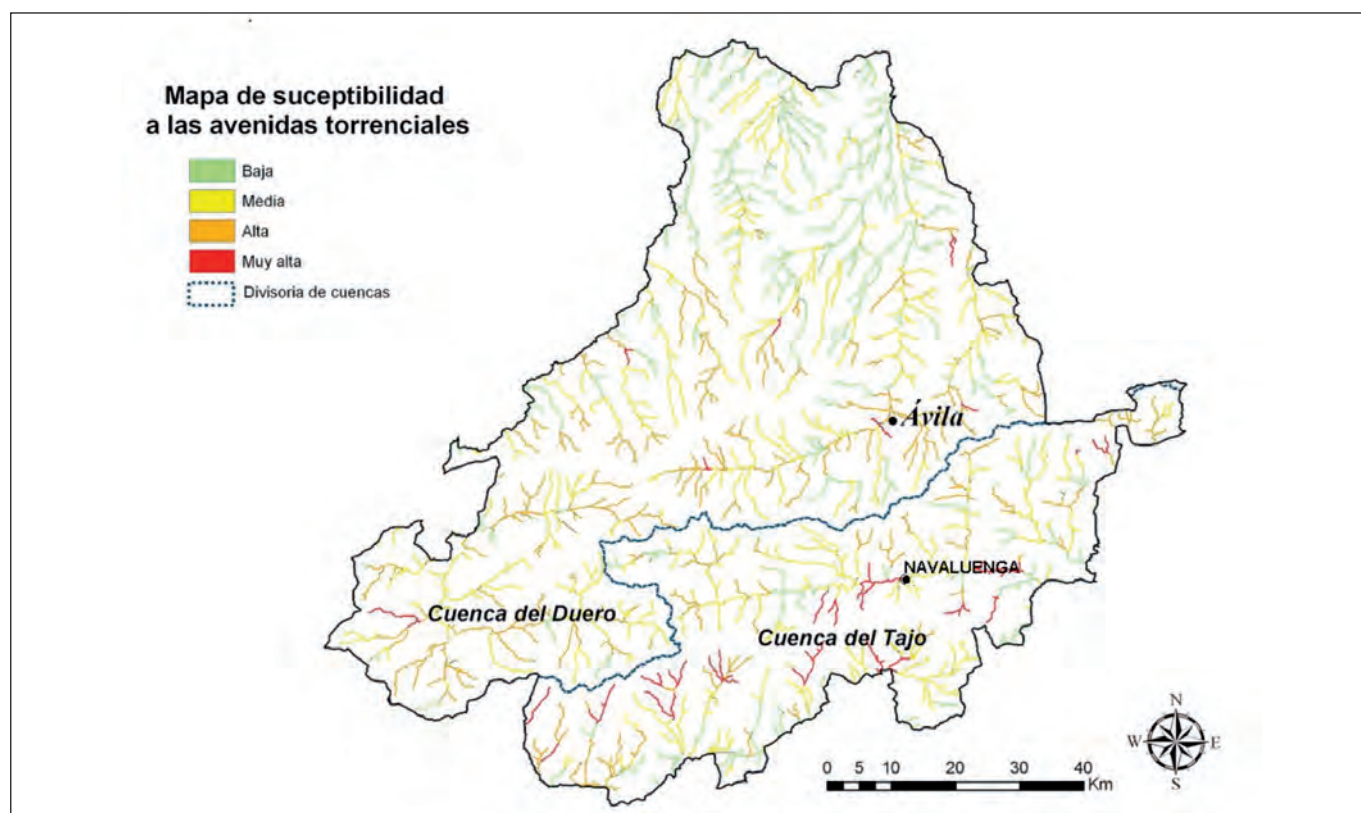


Figura 4. Mapa de susceptibilidad de avenidas torrenciales de la provincia de Ávila. Se puede observar la afectación por este proceso del municipio de Navaluenega.

La vegetación predominante en la cuenca son las coníferas (*Pinus sylvestris*, *Pinus nigra*, *Pinus pinaster* y *Juniperus communis*), y por debajo, formando el piso planocaducifolio, el roble albar (*Quercus pyrenaica*) (Sánchez Mata, 1989). En cuanto a la vegetación de ribera asociada al cauce y a su dinámica torrencial, se pueden encontrar masas mixtas un tanto degradadas, en las que el aliso (*Alnus glutinosa*) aparece como especie principal, junto a fresnos (*Fraxinus angustifolia*), alamos negros (*Populus nigra*), araclranes (*Frangula alnus*), y sauces (*Salix atrocinerea*), etc. En la parte superior de la cabecera, sobre los 1300 m, se observa el piso de vegetación supraforestal, caracterizado por formaciones arbustivas, matorrales y pastizales. Por último, el sotobosque se caracteriza por la existencia de especies acidófilas como el brezo (*Erica arborea*), la jara (*Cistus laurifolius*), el piomo (*Cytisus purgans*) y el cambrón o cambroño (*Adenocarpus hispanicus*).

4.2.3 Registro histórico de inundaciones en Navaluenega

El municipio de Navaluenega ha sufrido históricamente los efectos de las inundaciones debido del desbordamiento del río Alberche y su combinación con el arroyo Chorrerón. La ubicación de Navaluenega en el fondo del valle hace que se vea afectado por el rápido aporte de agua hacia el río Alberche proveniente de las gargantas la Paramera y Sierra del Valle. Según Díez-Herrero y Ballesteros (2010), este municipio se encuentra situado aguas debajo de un

tramo altamente susceptible de provocar avenidas torrenciales (Figura 4). Las referencias documentales más antiguas de inundaciones en Navaluenega se remontan a mediados del siglo XVIII (desbordamientos del Alberche en 1733, 1739, 1747, 1756 y 1789; ver Díez Herrero, 2001-2003); también se tiene constancia documental de las crecidas e inundaciones de finales del mes de enero de 1856, que anegaron vegas e interrumpieron las comunicaciones entre varios pueblos. Más recientemente, se pueden encontrar en la prensa local y comarcal más de 40 citas de inundaciones ocurridas en los últimos 140 años.

Los registros históricos del daño sufrido por inundaciones en Navaluenega se restringe a daños en la agricultura y bienes materiales que en ningún caso fueron catastróficas en términos de pérdidas humanas o económicas. No obstante, las previsiones hechas por el IPCC contemplan un aumento progresivo de la amenaza y se hace recomendable un análisis del riesgo por inundaciones y el estudio de las posibles medidas de mitigación.

4.3 Metodología de evaluación de riesgo hidrológico

En la Figura 5 describe el procedimiento general que se utilizó en el estudio de riesgo por inundación en Navaluenega; éste incluye los siguientes pasos:

1. Estimación definición del conjunto de posibles medidas de intervención.
2. Adquisición de datos.

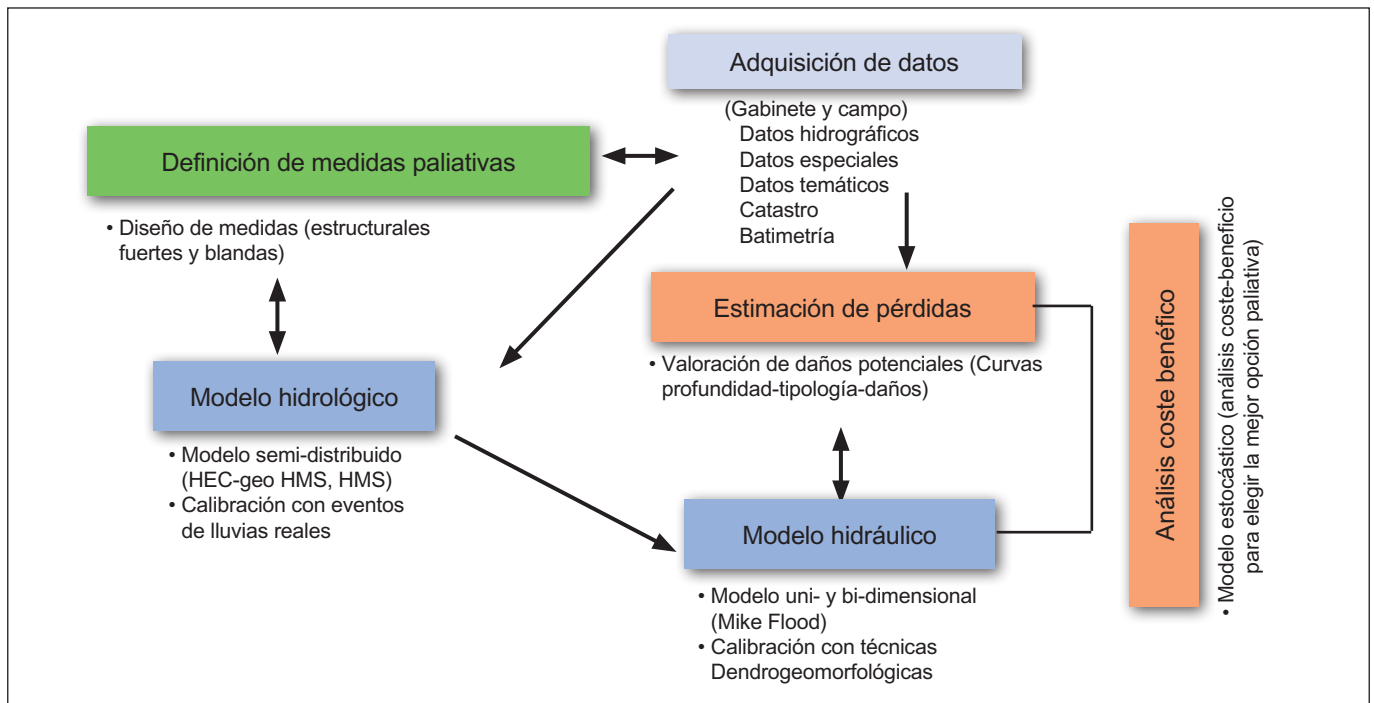


Figura 5. Diagrama de flujo que describe el procedimiento utilizado en el estudio.

3. Construcción del modelo hidrológico.
4. Elaboración del modelo hidráulico.
5. Estimación de pérdidas.
6. Definición de la mejor medida de intervención.

4.3.1. Modelo hidrológico

4.3.1.1. Características de la modelación

El análisis hidrológico se realizó utilizando las series de lluvias registradas en 18 estaciones localizadas en el interior de la cuenca y en su entorno próximo. Con base en esta información, en el estudio se utilizaron las tormentas correspondientes 2, 50, 100 y 500 años de periodo de retorno. El análisis de consistencia de los datos de precipitación se realizó mediante el método de dobles acumulaciones o dobles masas (Miras-Avalos *et al.*, 2009). La falta de información en las series de tiempo se subsano utilizando regresiones bi-variadas (Salas, 1993, Makhuvha *et al.*, 1997). Los valores de precipitación asociados a los periodos de retorno considerados, se establecieron ajustando a las series de precipitaciones máximas una función de distribución tipo SQRT-ET MAX.

La cuenca se modeló utilizando el software HEC-GeoHMS (USACE, 2009) y un modelo digital de elevaciones (MDE) con resolución espacial de 90 m. La densidad de la red de drenaje constituye el 1% del área drenante total (en unidades de superficie). Como desagüe para la cuenca se consideró la estación de aforos de Navaluenga que, a su vez, también sirvió como punto de control para calibrar y validar el modelo. El modelo de cuenca está definido por un total de 17 subcuencas. Esta desagregación se basó en la distribución espacial de aquellos factores fisiográficos que en mayor medida determinan la res-

puesta hidrológica (litología, cobertura vegetal, condición hidrológica del suelo).

De las 17 subcuencas, tres drenan a embalses que se incluyeron en el modelo como medidas estructurales para la mitigación del riesgo por inundación. La relación altura-almacenamiento para cada embalse se obtuvo a partir de un MDE con resolución espacial de 5m⁶. La transformación de la lluvia neta en escorrentía se realizó aplicando el método del hidrograma unitario adimensional del SCS (Wang *et al.*, 2008). La caracterización de la traslación y laminación de la onda de crecida en el canal se realizó mediante el método de Muskingum (Choudhury *et al.*, 2002), mientras que su equivalente en los embalses se simuló mediante el método de Puls modificado (France, 1985). En el modelo no se tuvo en cuenta el caudal de base ya que el volumen resultante no es significativo para determinar los hidrogramas de las crecidas⁷. La calibración y validación del modelo hidrológico contó con un número limitado de eventos debido, tanto a la escasa longitud de la serie temporal registrada en la estación de aforos como a la no disponibilidad de hietogramas e hidrogramas observados. La precipitación se desagregó temporalmente asumiendo un diagrama con forma triangular.

4.3.1.2 Resultados del modelo hidrológico

Los resultados que se derivaron de la aplicación del modelo hidrológico, mostraron un ajuste razonable entre los caudales punta observados y los simulados. En la Tabla 1

⁶ Información topográfica más detallada existente en el área de estudio.

⁷ Crecientes.

Tabla 1. Precipitación media por subcuenca para cada periodo de retorno considerado.

Cuenca	Área	PRECIPITACIÓN MEDIA POR SUBCUENCA (MM)				
		500	100	50	10	5
R50W40	64.340	224.5	173.0	155.7	110.0	68.3
R60W20	53.380	163.8	123.0	112.2	78.3	46.7
R30W30	60.140	201.6	152.5	140.7	96.1	58.3
R80W80	37.180	199.0	147.0	133.6	91.2	55.9
R10W10	119.620	217.9	163.8	143.9	98.4	58.9
R70W70	89.200	213.8	174.5	155.0	109.0	67.1
R100W100	48.250	279.9	219.0	189.0	135.0	84.1
R110W110	67.450	301.0	237.6	205.9	149.6	95.8
R130W130	62.920	310.4	243.9	213.2	155.5	99.0
R140W140	20.910	319.1	251.5	222.5	163.7	105.0
R150W150	44.980	315.8	250.6	216.5	160.3	104.4
R160W160	48.970	271.5	212.3	181.3	128.7	81.2

Tabla 2. Precipitación media por subcuenca para cada periodo de retorno considerado.

Probabilidad de excedencia / periodo de retorno (años ⁻¹)	Caudal (m ³ /seg) Condiciones con humedad antecedentes	
	Alberche	Chorrerón
500 años (0.002)	2291	215
100 años (0.01)	1670	121
50 años (0.02)	1392	81
10 años (0.1)	852	56
5 años (0.2)	388	34

se presenta la precipitación media registrada para cada sub-cuenca y para cada uno de los períodos de retorno considerados. Una vez calibrado el modelo hidrológico, éste se utilizó para determinar los caudales correspondientes a las intensidades de lluvia para cada periodo de retorno seleccionado en el estudio (Tabla 2).

4.3.2 Modelo hidráulico

Para la estimación de la lámina de agua, de cada caudal, en el término municipal de Navaluenga, se utilizó un modelo de flujo bidimensional (MIKE FLOOD) desarrollado por el Instituto Hidráulico Danés. Este modelo permite caracterizar los regímenes supercríticos, sub-críticos y estacionarios sobre diferentes tipo de mallas topográficas. Para el cálculo bidimensional se utilizó la aproximación denominada "Alternating Direction Implicit" desarrollada por DHI (2008).

El modelo desarrollado se utilizó para reproducir un tramo del río Alberche de 2 km de longitud. La geometría del canal (batimetría) se obtuvo mediante el levantamiento de secciones transversales, tomadas en el casco urbano utilizando GPS, con una malla de precisión (2x2). Los resultados de a batimetría se incluyeron dentro de la topo-

grafía a escala 1:1000 del municipio. El levantamiento topográfico también incluye información de las distintas infraestructuras como diques, peines, puentes y vertederos (Figura 6).

En el modelo hidráulico utilizó el método de la pendiente de energía equivalente para determinar la altura inicial aguas abajo; entonces, se adoptaron las alturas iniciales aguas abajo de 748m- El coeficiente de rugosidad (n de Manning) se obtuvo del estudio y cartografía de los distintos sectores en la zona del canal, así como en las áreas inundables. Esta información fue incluida de forma discreta en las secciones transversales y de manera continua en la zona modelada bidimensionalmente adoptando los valores propuestos por Aldridge y Garrett (1973).

Los valores de rugosidad para cada tipología de uso de suelo, propuestos por Aldridge y Garrett (1973), se calibraron con observaciones de campo. La calibración consistió en encontrar la combinación de valores de rugosidad que minimizaban la diferencia entre las alturas observadas de marcas de paleoestado sobre la vegetación y las alturas modeladas. Se realizó un trabajo de campo para detectar marcas de paleoestado en los árboles, prin-

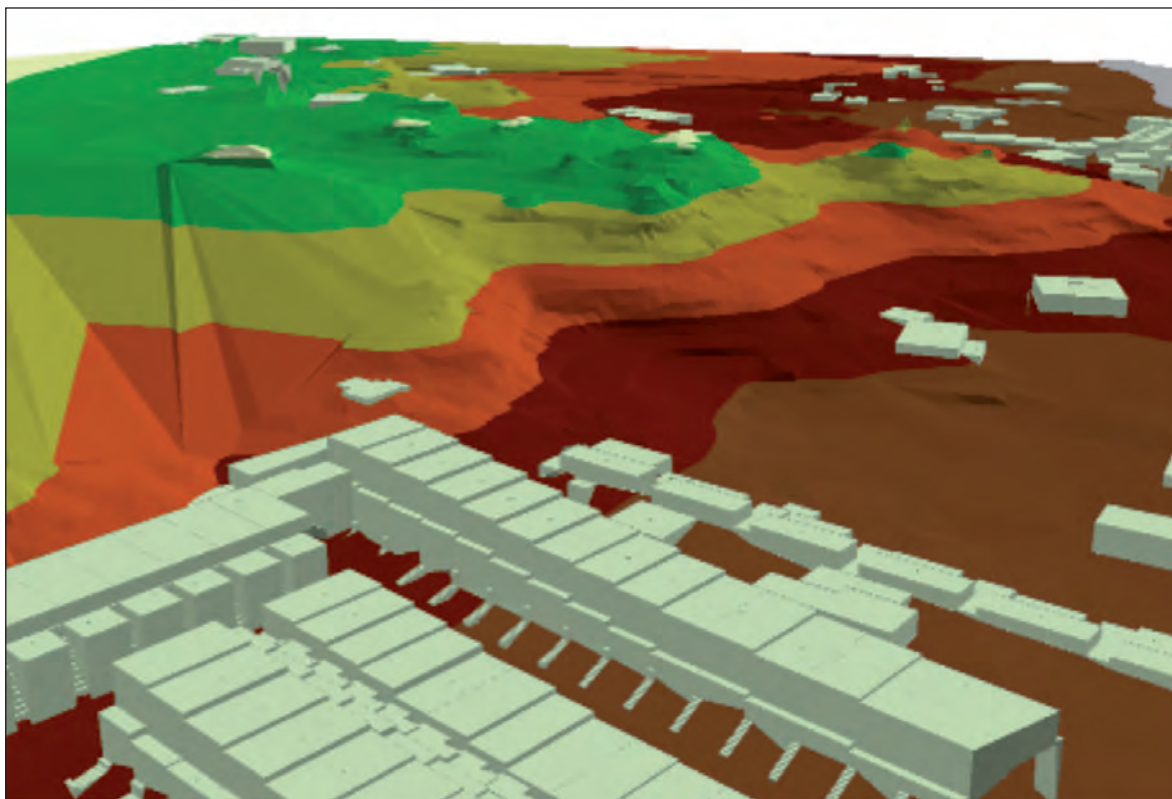


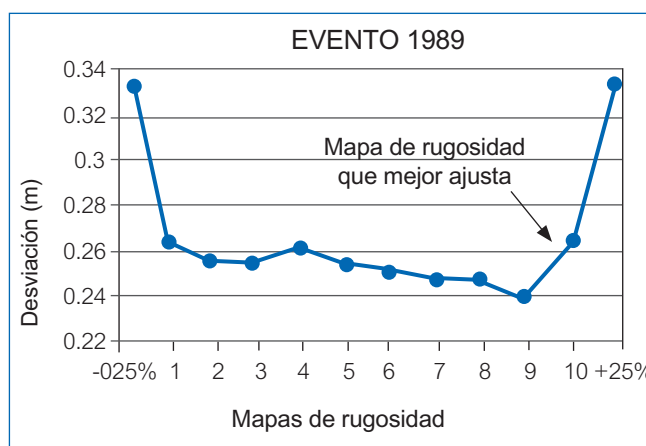
Figura 6. Vista oblicua del modelo del terreno TIN incluidas algunas infraestructuras.

principalmente descortezados causados por el impacto de flotantes (Figura 7). Se encontraron (48 marcas), que fueron muestreadas y analizadas de acuerdo con los criterios y técnicas establecidos y descritos en Ballesteros *et al.*, 2009. Como resultado se dataron 7 eventos que se asociaron a los valores reportados por la estación de aforos situada en la zona de muestreo. El resultado de la comparación de los caudales obtenidos mediante el modelo y las alturas de los PSI permitió ajustar el número de Manning para el modelo.

Fecha datada	Nº de muestras	Caudal asociado (m³/s)
2006	8	107,4
2002	9	269,6
2000	8	201,8
1996	6	398,8
1993	9	344,9
1989	6	552,4
1971	2	?



Figura 7. Marca de descortezado sobre *Imus gutinosa* causado por el impacto de flotante.



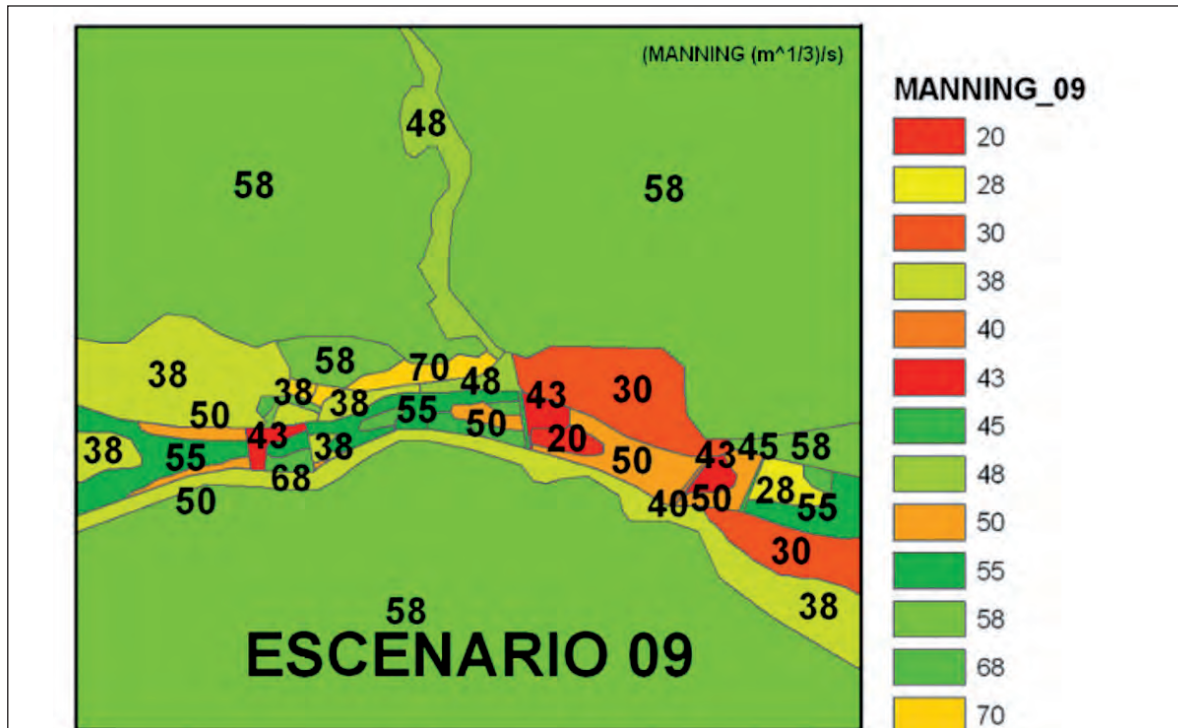


Figura 8. Fechas de eventos datados y caudales asociados con la estación de aforos.



Figura 9. Localización de las presas contempladas en el estudio y en el plan hidrográfico de cuenca.

Los resultados de la calibración derivaron el modelo de rugosidad que menos desviación aportaba entre lo observado (marcas de paleoestado en árboles) y lo modelado. La desviación mínima fue de 0.24 m y la combinación de valores de rugosidad es el que aparece en la Figura 8. Asimismo, para cada periodo de retorno o pro-

babilidad de excedencia, las zonas inundables en el término municipal de Navalunga están representadas en la Figura 8. Estos datos fueron exportados como ficheros ASCII para su tratamiento y localización de tipologías de construcciones afectadas en función de la profundidad de la lámina de agua.



Figura 10. Localización de los diques contemplados en el estudio.

4.4 Definición y descripción de las medidas de intervención

Las alternativas propuestas para el control de inundaciones en Navalunga se construyeron como una combinación de las siguientes alternativas de intervención:

1. Embalse de la Venta del Obispo
2. Embalse de Navarrevisca
3. Embalse del Morisco
4. Diques de corrección hidrológica forestal.

La descripción detallada de cada una de estas alternativas se presenta en el apéndice A; y la disposición geográfica de las posibles soluciones se muestra en las Figuras 9 y 10. Los escenarios considerados se propusieron como posibles combinación de dichas soluciones. Se consideraron además dos posibles escenarios: (1) las presas al 100% de su capacidad; y (2) presas operando al 30% de su capacidad. Se supuso, además, que los aliviaderos de fondo de dichas presas son gestionados de forma adecuada de manera que su apertura no implique aumentar el caudal aguas abajo. Las Tablas 3 y 4 representan los caudales modelados con HEC-HMS para cada escenario-solución y periodo de retorno considerado.

4.5 Estimación de pérdidas

Dentro de los factores que afectan el nivel de daños derivados de una inundación se encuentran la profundidad de la inundación, la época del año de la inundación, la velocidad del agua, la duración de la inundación, la carga de sedimentos, etc. Aunque todos estos factores pueden ser

relevantes la mayoría de los procedimientos de evaluación utilizan como medida del daño únicamente la profundidad del agua durante la inundación (Merz et al. 2004). En este estudio se adoptaron las funciones de profundidad-daño elaboradas por el cuerpo de ingenieros de EE.UU (Stuart, et al. 1992). Las funciones de profundidad-daño relacionan la profundidad de la lámina de agua con los daños (medidos en porcentaje) que pueden atribuirse al efecto de la inundación. Las curvas relacionan el daño con la profundidad tanto para el contenido como para los daños estructurales (Anexo B). En la Figura 11 se presenta un ejemplo de las zonas inundables para uno de los escenarios considerados. Para obtener la tipología de infraestructuras en la zona de estudio, se usó la cartografía CATAS-TRAL (1:1000) previamente reclasificadas por medio de un sistema de información geográfica (SIG). Las distintas tipologías, así como las funciones de profundidad-daño en términos porcentuales usadas en el estudio se describen en el Anexo B.

La transformación de pérdidas porcentuales a pérdidas en términos monetarios se realizó teniendo en cuenta un valor total de la vivienda de 150000 euros; siendo un 15% (22500 euros) atribuibles como máximo a daños en la estructura y un 20% (30000 euros) a daños causados en el contenido. Como resultado de esta etapa se obtuvieron curvas que relacionan caudales con pérdidas esperables en Navalunga para cada periodo de retorno/probabilidad de excedencia (0.002, 0.001, 0.02, 0.1 y 0.2). Debido a las incertidumbres de los modelos hidrológico e hidráulico, así como en el modelo de estimación de daños,

Tabla 3. Caudales modelados para las soluciones contempladas en el estudio. Escenario 1.

MEDIDA	ESCENARIO 1. Presas al 100%	CAUDAL (TIEMPO DE RETORNO) m ³ /s				
	DESCRIPCIÓN	500	100	50	10	5
0	NINGUNA ACTUACIÓN (ESTADO ACTUAL DE LA CUENCA VERTIENTE)	2291	1670	1392	852	388
1	PRESA VENTA OBISPO H=70	2246	1663	1384	849	385
2	PRESA VENTA OBISPO H=60	2246	1663	1384	849	385
3	PRESA VENTA OBISPO H=50	2246	1663	1384	849	385
4	PRESA VENTA OBISPO H=40	2246	1663	1384	849	385
5	PRESA NAVARREVOSCA H=50	2131	1481	1392	830	388
6	PRESA NAVARREVOSCA H=40	2141	1533	1322	837	396
7	PRESA NAVARREVOSCA H=30	2200	1594	1321	827	395
8	PRESA NAVARREVOSCA H=20	2255	1660	1382	845	385
9	PRESA MORISCO H=60	1719	1204	997	580	226
10	PRESA MORISCO H=50	1861	1204	1016	581	227
11	PRESA MORISCO H=40	1944	1296	1131	645	273
12	PRESA MORISCO H=30	2054	1442	1200	725	327
13	TRES PRESAS VENTA OBISPO H=40; NAVARREVISCA H=50; MORSICO H=60.	764	578	469	566	124
14	DIQUES 12 m	1214	826	656	348	107
15	DIQUES 6 m	1224	820	650	340	110
16	DIQUES H=12 + VENTA OBISPO H=40	1195	815	648	343	105
17	DIQUES H=12 + MORISCO H=60	719	472	360	167	37
18	DIQUES H=12 + NAVARREVISCA H=50	1037	681	535	279	120

Tabla 4. Caudales modelados para las soluciones contempladas en el estudio. Escenario 2.

MEDIDA	ESCENARIO 2. Presas al 30%	CAUDAL (TIEMPO DE RETORNO) m ³ /s				
	DESCRIPCIÓN	500	100	50	10	5
0	NINGUNA ACTUACIÓN (ESTADO ACTUAL DE LA CUENCA VERTIENTE)	2291	1670	1392	852	388
1	PRESA VENTA OBISPO H=70	2246	1663	1384	849	385
2	PRESA VENTA OBISPO H=60	2246	1663	1384	849	385
3	PRESA VENTA OBISPO H=50	2246	1663	1384	849	385
4	PRESA VENTA OBISPO H=40	2246	1663	1384	849	385
5	PRESA NAVARREVOSCA H=50	1825	1362	1123	702	329
6	PRESA NAVARREVOSCA H=40	1826	1362	1123	702	329
7	PRESA NAVARREVOSCA H=30	2068	1415	1258	708	329
8	PRESA NAVARREVOSCA H=20	2240	1637	1357	818	371
9	PRESA MORISCO H=60	1519	1204	997	580	226
10	PRESA MORISCO H=50	1519	1204	997	580	226
11	PRESA MORISCO H=40	1519	1204	997	580	226
12	PRESA MORISCO H=30	1807	1204	997	580	226
13	TRES PRESAS VENTA OBISPO H=40; NAVARREVISCA H=50; MORSICO H=60.	723	536	427	225	82
14	DIQUES 12 m	1214	826	656	348	107
15	DIQUES 6 m	1224	820	650	340	110
16	DIQUES H=12 + VENTA OBISPO H=40	1195	815	647	335	105
17	DIQUES H=12 + MORISCO H=60	643	472	360	166	36
18	DIQUES H=12 + NAVARREVISCA H=50	853	589	470	252	91

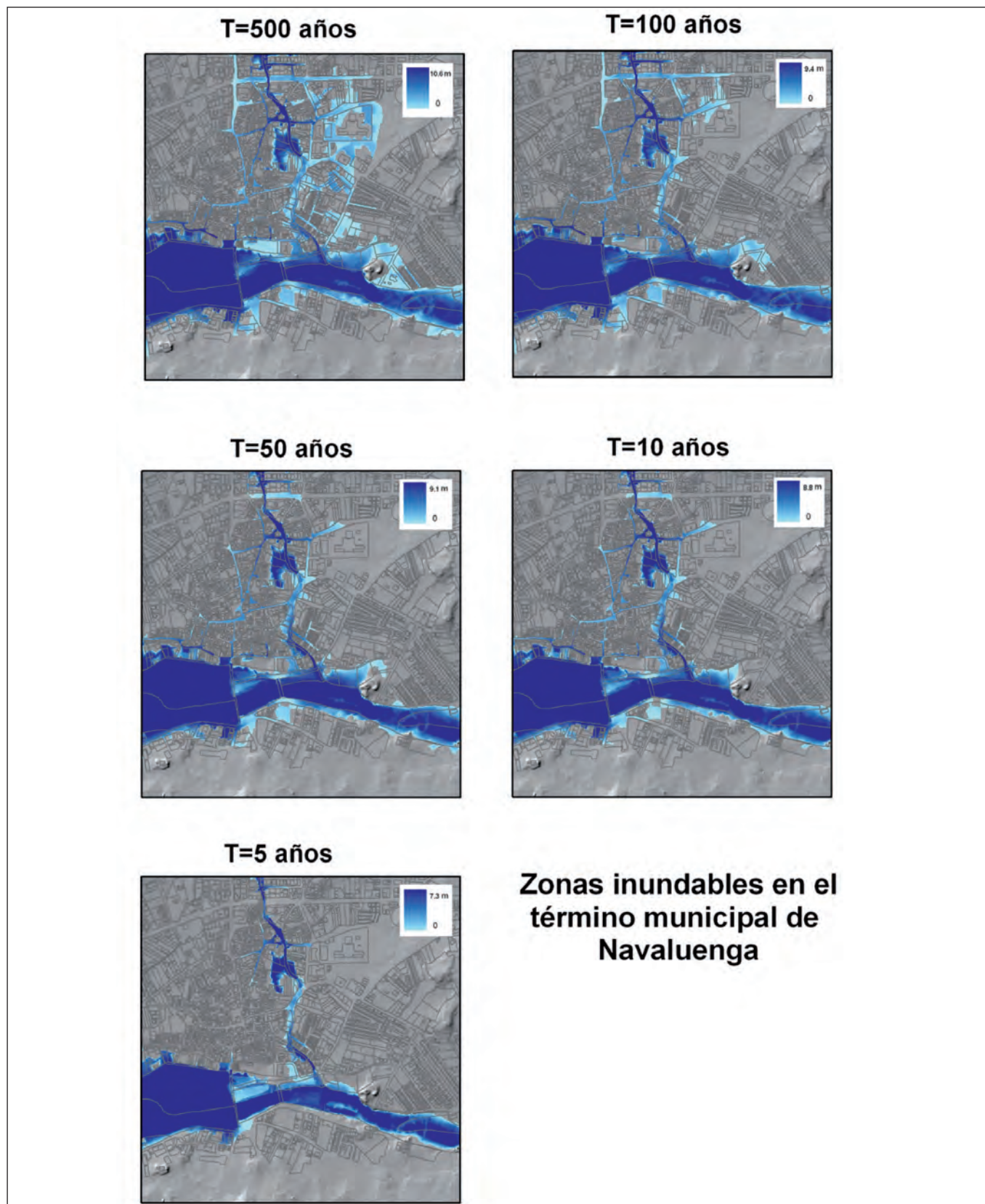


Figura 11. Medida 1. Construcción del embalse de Venta de Obispo: zonas inundables en el municipio.

el estudio incluyó un análisis de incertidumbre. En la figura 12, se representan las pérdidas esperables en el municipio de Navaluenga por inundaciones para un horizonte temporal de 500 años. Como puede observarse, la cons-

trucción de las tres presas y la combinación de corrección hidrológico-forestal con la construcción de la presa de Navarrevisca son las más eficientes desde el punto de vista de daños esperados en la población.

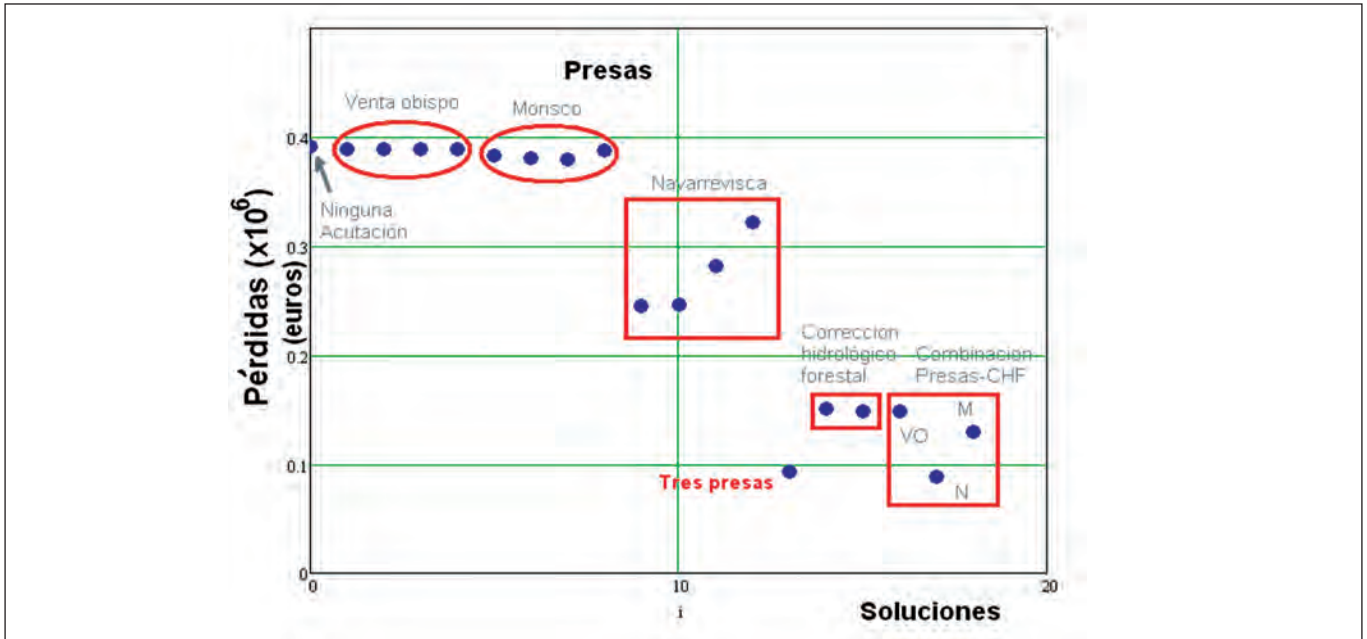


Figura 12. Comparación de pérdidas para cada una de las soluciones para un periodo temporal de 500 años (escenario 1- presas al 100%).

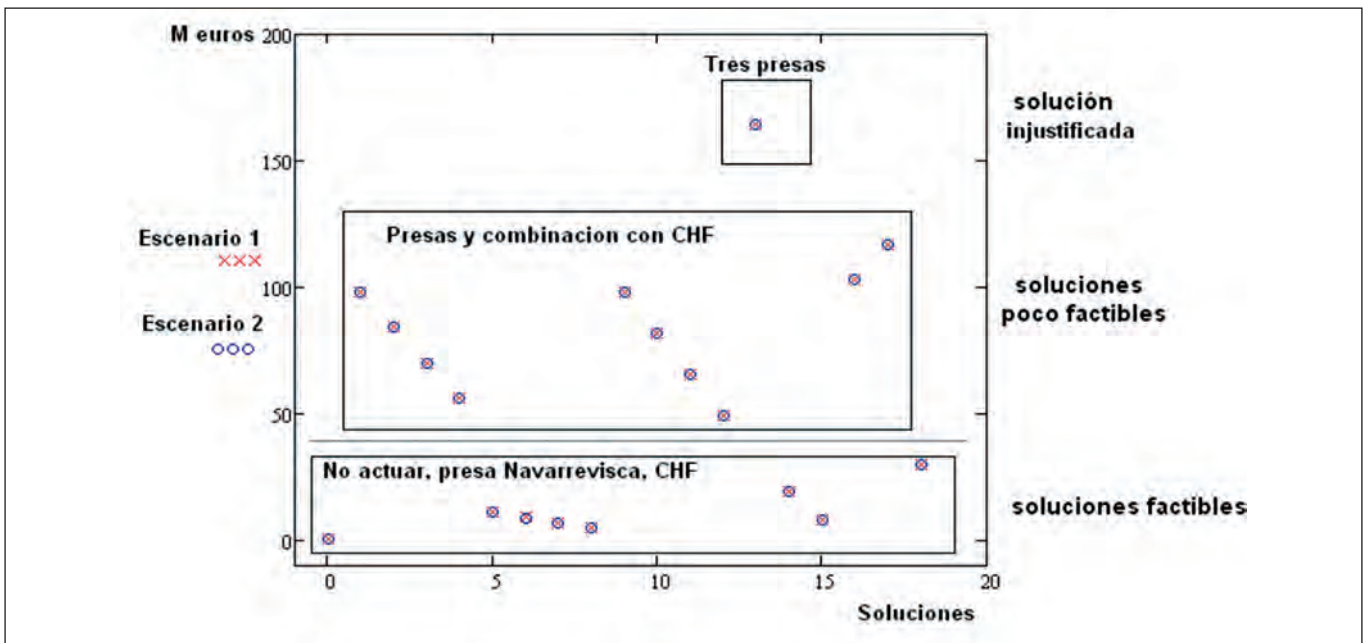


Figura 13. Evaluación de las distintas soluciones previstas desde el punto de vista de la mitigación de riesgos por inundaciones en el término municipal de Navaluenga.

4.6 Resultados y discusión

La toma de decisiones efectivas sobre inversiones en infraestructura requiere de un análisis costo-beneficio. Este método compara el beneficio de la inversión con los costos asociados a la construcción operación, mantenimiento y reparación en caso de daño. Sin embargo, una análisis completo debe incluir también los costos asociados a las pérdidas de la población. Este análisis se enmarca dentro

de lo que se conoce como decisiones de interés público. Estos costos son importantes, también, debido a que es la mayoría de casos corresponden a costos que deben asumir las compañías de seguros. Para el caso de estudio, la evaluación de los beneficios es difícil de cuantificar ya que la mayoría de intervenciones solamente incluyen la reducción de pérdidas por inundación en Navaluenga como un costo marginal. Por lo tanto, el problema descrito en la

ecución 1 se planteó como un problema de minimización de costos únicamente.

En la Figura 13 se presentan todas las soluciones consideradas (absisas) y los costos de cada alternativa en millones de euros. Como puede observarse, existen tres familias de soluciones posibles. La primera y más recomendada sería no actuar puesto que las pérdidas esperadas no son excesivamente altas. Por otro lado, la construcción de las presas con el único propósito de controlar las inundaciones en Navaluenga, implica un costo excesivamente alto; por lo tanto, su implementación es injustificada. Se puede observar también que cualquier solución que implique la construcción de una presa conduce a una solución poco factible. Por lo tanto, las mejores soluciones incluyen la construcción del embalse de Navarrevisca para cualquier altura de presa (en función de criterios técnicos), junto con la construcción de diques de corrección de torrentes en aquellos torrentes tributarios del Alberche.

Es importante mencionar que la decisión final debe tener en cuenta los beneficios adicionales del proyecto. Por ejemplo, la construcción de una presa puede traer beneficios como resultado del aumento del turismo, la producción de energía, el control de caudales o el suministro de agua potable. Estos beneficios adicionales pueden conducir a una evaluación completamente distinta del proyecto.

5 INFRAESTRUCTURA DE TORRES DE TELECOMUNICACIONES

El caso de estudio que se presenta en esta sección está relacionado con la importancia de tomar decisiones efectivas con respecto al diseño de infraestructura física. Este tema es de gran importancia, en particular, para países en desarrollo. En el estudio se hace una evaluación del proceso de diseño de torres de telecomunicaciones en Colombia.

5.1. Descripción del sistema de telecomunicaciones

Como en la gran mayoría de países de América Latina, en Colombia el sector de las telecomunicaciones es uno de los que mayor crecimiento presenta en infraestructura. En Colombia existen tres operadores principales de telefonía móvil: Comunicación Celular S.A., Telefónica Móviles Colombia S.A. y Colombia Móvil S.A. ESP, con el 68.70%, el 20.97% y el 9.97% del mercado (evaluado en líneas activas) respectivamente. Al terminar el 2009, Colombia contaba con 42.025.520 de abonados, lo cual representó un aumento de 1.285.644 con respecto al cierre del 2008. Además de la telefonía móvil, la telefonía fija, la telefonía IP y los servicios de Internet fijos, entre otros, han tenido un gran crecimiento con la entrada de actores de gran importancia como el grupo español, Telefónica, y el grupo mexicano, Telmex.

El aumento del número de usuarios y los permanentes cambios tecnológicos que permiten a los usuarios existen-

tes acceder a nuevos servicios, crean la continua necesidad de adaptar continuamente la infraestructura del país a las nuevas necesidades. En el 2009, con la llegada de la tercera generación de telefonía móvil, en Colombia se logró prestar un aceptable servicio de conexión a Internet por medio de las líneas móviles con altas velocidades de transferencia de datos. Esta tecnología introdujo nuevos clientes a las empresas de operadores móviles que buscan sólo servicios de datos. Para manejar este crecimiento y los cambios tecnológicos, los operadores están continuamente creciendo su infraestructura, construyendo nuevas estaciones o actualizando (ampliando) la existente. Para esto disponen de tres tipos de celdas en especial: (1) las celdas "green field" que corresponden a celdas ubicadas sobre el terreno en torres metálicas o monopolos, (2) las celdas "roof top" que aprovecha la altura de los edificios para ubicar sus antenas, y (3) las celdas tipo "co-site" que son celdas tipos green field construidas por cualquier operador que mediante tratados comerciales pueden usar. En la mayoría de los países estas celdas se colocan en torres especialmente diseñadas; sin embargo, es también común ver antenas de telecomunicaciones para telefonía móvil instaladas en postes de eléctricos, vallas publicitarias o hasta árboles.

5.2 Análisis de ciclo de vida para torres de telecomunicaciones

5.2.1 Evaluación de costos

En infraestructura, los costos del proyecto no pueden circunscribirse únicamente a los costos de construcción; deben además incluir los costos asociados a las intervenciones debido a los programas de inspección y mantenimiento, o a fallas del sistema (Sanchez-Silva, 2005). En telecomunicaciones el beneficio depende del tiempo que los enlaces de transmisión, los receptores o generadores de servicios se encuentren al aire. Por otra parte, los costos están asociados al tiempo en que los equipos se encuentren fuera de servicio ya sea por ventanas de mantenimiento o por fallas de la estructura de soporte. Los costos de una estructura se pueden dividir en:

1. Costos básicos,
2. Costos Implícitos,
3. Costos Legales, y
4. Costos intangibles.

Los costos básicos para las torres de telecomunicaciones hacen referencia a los costos asociados al diseño de la torre, la fabricación, el montaje y la pintura; también se podrían incluir en los costos básicos de la estructura, los equipos de telecomunicaciones y accesorios que se requieren para el buen funcionamiento de esta, pero como se explicará más adelante, estos costos son una constante en la función objetivo que se va a analizar. Los costos implícitos están relacionados con el cumplimiento de medidas regulatorias o de control de calidad de la construcción; los costos legales se asocian a cualquier contingencia, por ejemplo, cualquier reclamación legal. Los costos

intangibles son aquellos costos difíciles de estimar como el costo de imagen (Sánchez-Silva, 2005). A estos costos se le pueden adicionar los costos de mantenimiento, y los costos de reconstrucción debido a una eventual falla.

Los costos asociados a la falla en una torre de telecomunicaciones pueden dividirse en:

1. Costos relacionados por tener la celda fuera del aire.
2. Costos de Reconstrucción,
3. Costos de Responsabilidad Civil, y
4. Costos de Otras Demandas.

Toda celda de telecomunicaciones está construida para manejar un tráfico fijo. Si la celda no se encuentra disponible y no se pueda trasladar el tráfico por otros nodos del sistema, se comienzan a generar unos costos que van desde la falta de facturación hasta la migración de usuarios por falta de calidad en el servicio. Estos pertenecen a los costos relacionados por tener la celda fuera del aire. Los costos por reconstrucción están asociados al montaje de una nueva estructura y a la reconstrucción de las demás obras civiles de la celda y compra de equipos dañados. La responsabilidad civil corresponde al reemplazo o arreglo de los bienes ajenos que pueden verse afectados por la falla de la estructura. Por último existe un costo correspondiente a demandas originadas por heridos o muertos asociados a la falla de la infraestructura física.

En forma general, al agrupar estos costos, se puede considerar una función objetivo de la forma (Rackwitz, 2000):

$$Z(p) = B(p) - C(p) - D(p) \quad (2)$$

En donde $B(p)$ es el beneficio generado por la construcción y operación de la estructura, $C(p)$ es el costo de los diseños y construcción de la estructura y $D(p)$ es el costo esperado de la falla que se puede calcular como el costo de la falla multiplicado por su probabilidad de ocurrencia:

$$D(p) = C_f(p)P_f \quad (3)$$

Numerosos trabajos han desarrollado la función objetivo teniendo en cuenta diferentes factores como las tasas de interés locales, el tiempo de vida de la estructura y la política de reconstrucción o abandono. Para cumplir con los objetivos de este trabajo, se trabajó con aquellas que consideran la carga invariante con el tiempo.

Las cargas sobre las torres de Telecomunicaciones dependen de los equipos instalados y de la velocidad de viento a la cual están expuestas. Es posible estimar la probabilidad de que cierta velocidad sea excedida en cualquier instante del tiempo. Rackwitz (2000, 2001) desarrollo una solución analítica para sistemas con cargas que no varían en el tiempo y estructuras que se reconstruyen sistemáticamente (e.g., infraestructura de telecomunicaciones):

$$Z(p) = B^* - C(V_D) - (C(V_D) + H) \frac{P_f(V_D)}{1 - P_f(V_D)} \quad (4)$$

Donde H es el costo asociado exclusivamente a las fallas que no incluye el costo de la reconstrucción de la estructura y por lo tanto es independiente de p . Se puede observar que el beneficio es también independiente de los valores que puedan tomar las variables decisorias. El beneficio de tener la torre en cierto lugar con una capacidad de tráfico de datos dada es independiente de la geometría definitiva de la torre y en consecuencia de la velocidad de viento de diseño. Dado que el beneficio es constante, la función objetivo puede reescribirse en términos de costos únicamente:

$$Z^-(p) = C(V_D) + (C(V_D) + H) \frac{P_f(V_D)}{1 - P_f(V_D)} \quad (5)$$

En el caso de las torres de telecomunicaciones, existe un costo el cual se debe considerar dentro de los costos asociados a la falla. En muy raras ocasiones cuando una estructura de este tipo falla se puede aprovechar, por lo que se convierte en material reciclable que debe ser procesado. Por esta razón, es importante considerar el retiro total de la estructura fallada, por lo que la ecuación 5 se puede reescribir como:

$$Z^-(p) = C(V_D) + (C(V_D) + C_R(V_D) + H) \frac{P_f(V_D)}{1 - P_f(V_D)} \quad (6)$$

Donde $C_{RRR}(V_D)$ es el costo del retiro del material. Este costo depende de la cantidad de material, que es función del daño y en consecuencia, de la velocidad de viento de diseño.

Los operadores en Colombia compran las estructuras de telecomunicaciones por kilogramo, por lo que para optimizar el valor de la velocidad de viento de diseño, el costo de la estructura es dependiente exclusivamente del costo del kilogramo de acero. De manera similar ocurre con el costo del retiro. Si C_A y C_{Rp} son el costo de fabricación y el costo de retiro por kilogramo de acero, la función objetivo se puede escribir como:

$$(V_D) + (C_A \cdot W(V_D) + C_{Rp} \cdot W(V_D) + C_{Ret} W(V_D)) \quad (7)$$

Donde $W(V_D)$ es el peso de la estructura, él cual es claramente dependiente de la velocidad de viento de diseño. El costo C_A no sólo incluye la fabricación, sino también el montaje y la pintura de la torre, esto es, de acuerdo al análisis de precios unitarios (APU) de las empresas operadoras.

5.2.2. Estimación de la probabilidad de falla

De acuerdo con la sección anterior, para evaluar la función objetivo del problema de optimización, es necesario determinar la probabilidad de falla. La forma más sencilla de evaluar la probabilidad de falla es:

$$P(R - S < 0) P(R - S < 0) P(R - S < 0) \quad (8)$$

Es decir, la probabilidad de falla es la probabilidad que la resistencia tome valores menores a la so-

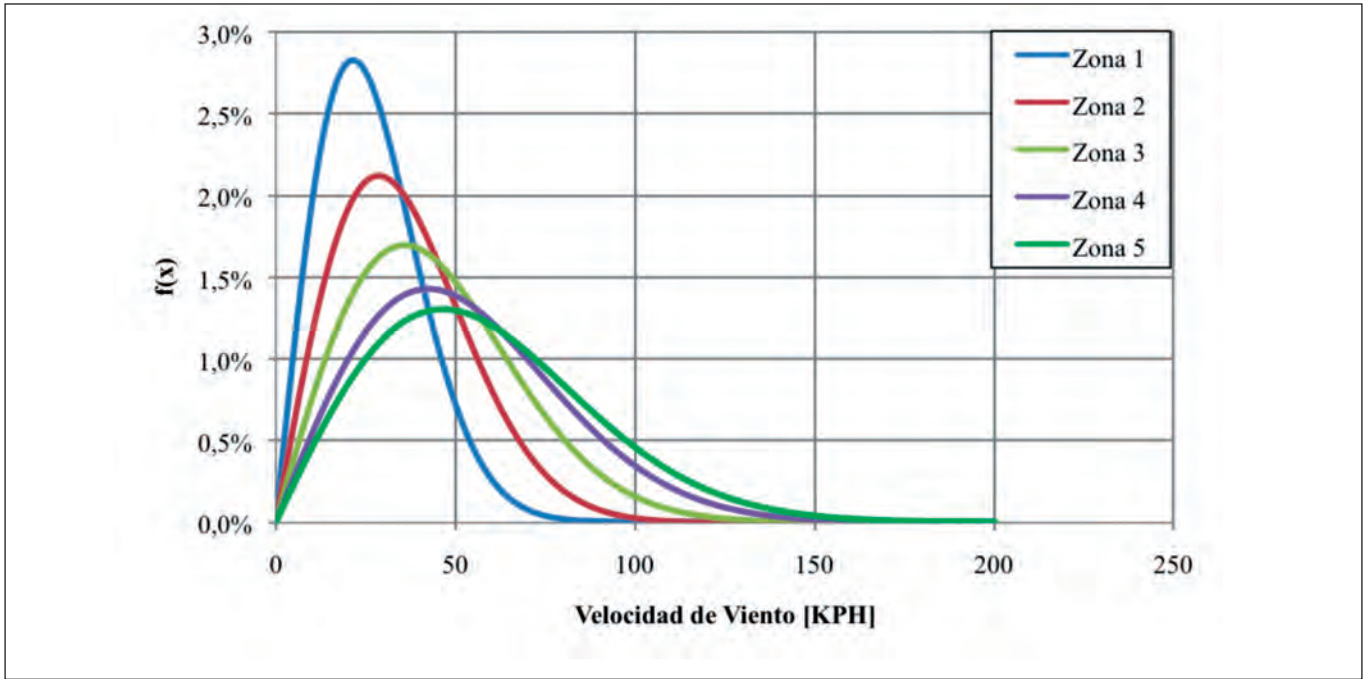


Figura 14. Distribución de Rayleigh. Descripción de la velocidad de viento para las diferentes zonas de amenaza eólica de Colombia.

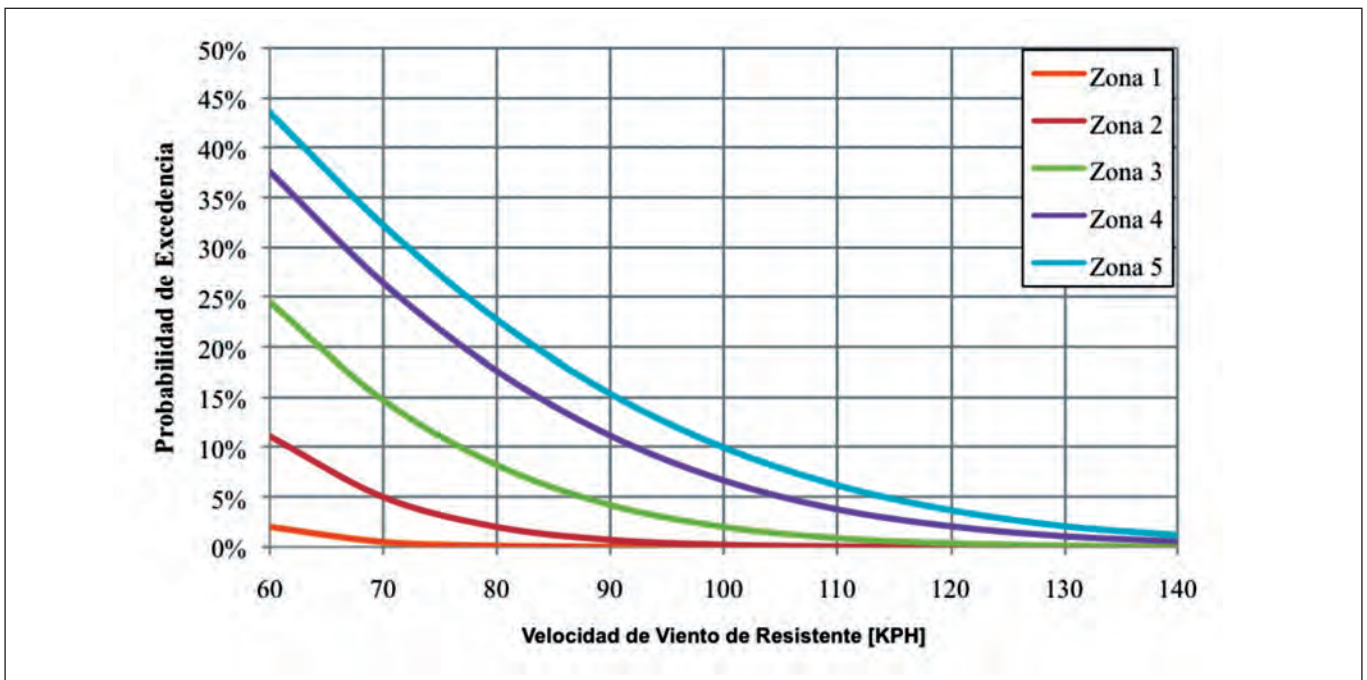


Figura 15. Probabilidad de Falla vs. Velocidad de Viento Resistente.

5.3.2 Definición de la función objetivo

La ecuación 9 presenta el modelo de comportamiento de la estructura en términos de costos y corresponde a la función objetivo como función objetivo del problema de optimización de costos. Entonces, el problema de optimización se puede planear como:

Minimizar:

$$\begin{aligned}
 Z(V_D) &= C_A \cdot W(V_D) + (C_A \cdot W(V_D) + C_{Rp} \cdot W(V_D)) \\
 &+ C_{Ret} W(V_D) + H \frac{P_f(V_D)}{1 - P_f(V_D)} \\
 P_f V_D &= 1 - 0.9 V R(V D) 2. x \lambda^2 e^{-x \lambda^2} \\
 V D &\geq V B
 \end{aligned}$$

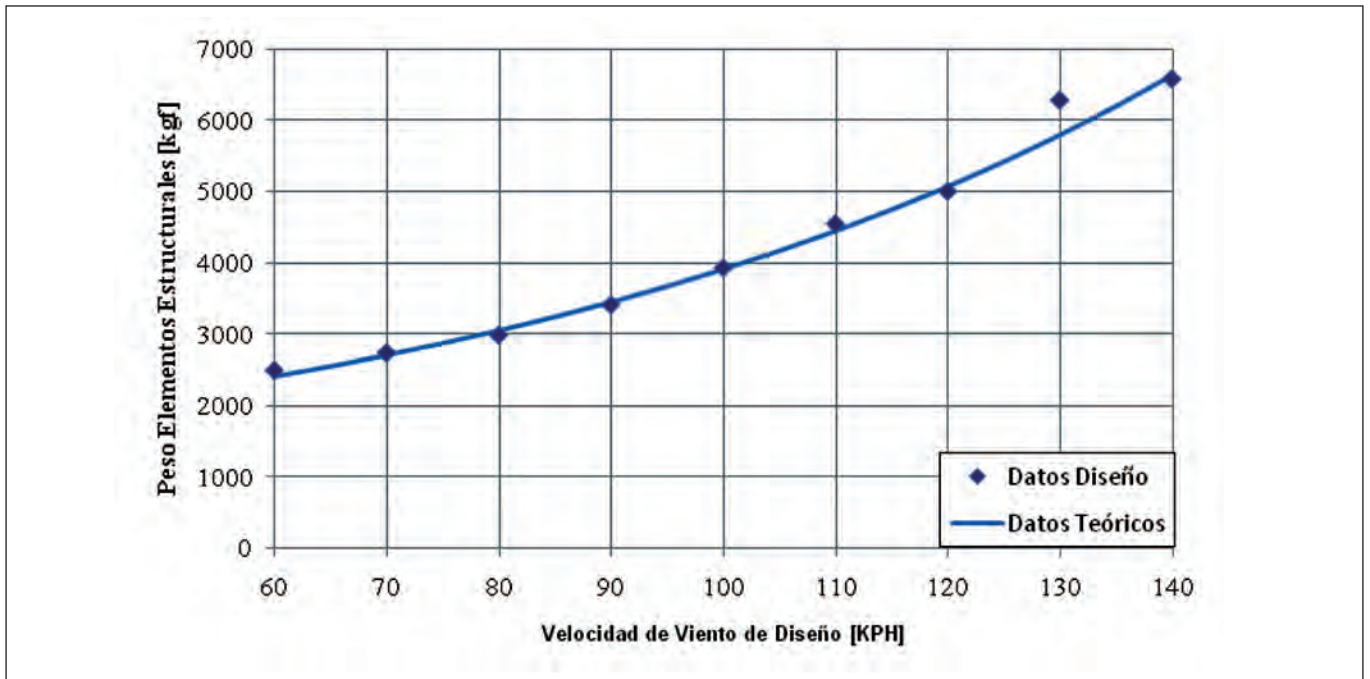


Figura 16. Velocidad de viento de diseño vs peso de los elementos estructurales. Procedimiento tradicional.

5.4 Aplicación práctica

En Colombia, las torres autosoportadas constituyen el elemento más utilizado en la infraestructura de telecomunicaciones; estas son torres de sección transversal constante y de baja altura (e.g., 35 m de altura). Entonces, el propósito de este estudio de caso es optimizar la velocidad de viento de diseño de estas torres, de acuerdo a la zona del país donde se encuentre localizada. Para efectos ilustrativos se supone que la torre debe soportar 9 antenas tipo RF en punta, una antena Microondas de 1.20m de diámetro a 28.5 m, una antena Microondas de 1.20m de diámetro a 31.5 m y una antena de 1.80m de diámetro a 33.0 m. Todas las antenas microondas se consideran sin Radome. Para el diseño se evalúa la carga eólica de acuerdo al procedimiento establecido en la EIA/TIA-222-F, y se ubican todas las antenas orientadas en una misma dirección.

En el método tradicional de diseño se suponen inicialmente velocidades de diseño de 60 kph a 140 kph con las cuales se determina el peso de los elementos estructurales. Para este caso, se utilizaron únicamente perfiles angulares comerciales en Colombia. Estos datos se presentan en la Figura 16. Con estos datos se puede encontrar una expresión para $W(V_D)$.

$$\begin{aligned}
 P(R - S < 0) P(R - S < 0) W(V_D) &= \\
 &= (744.59e^{0.015V_D} + 575.17)(1+q) \quad (15)
 \end{aligned}$$

Donde q corresponde al porcentaje por medio del cual se debe incrementar el peso de los elementos estruc-

turales para considerar la tornillería, herrajes y elementos redundantes.

La velocidad máxima resistente en función de la velocidad con que la torre fue diseñada es la siguiente:

$$P(R - S < 0) P(R - S < 0) V_R(V_D) = 1.19V_D + 5.46 \quad (16)$$

La función objetivo se puede expresar en términos de H y λ (zona de amenaza) únicamente reemplazando los valores de $V_R(V_D)$ y $W(V_D)$ por las funciones correspondientes (ecuaciones 15 y 16). Suponiendo que el costo de acero es de US\$3/kilo, el costo del retiro US\$2,50/kilo, la Figura 17 muestra el valor óptimo de velocidad de viento de diseño en función de H . Además, muestra el valor óptimo de velocidad de viento; esto no tiene en cuenta las exigencias de diseño de la norma (velocidad mínima de diseño); Es necesario recordar que el costo asociado a la falla no incluye el costo de retiro de la torre fallada ni el costo de reconstrucción.

En la Figura 18 se presentan los resultados de la velocidad de viento de diseño óptima, considerando la restricción del código (especificación sobre velocidades mínimas de diseño). Esto implica que la velocidad de diseño óptima depende de las pérdidas (Figura 17) y que la norma especifica una velocidad única dentro de esa curva (i.e., intersección de las curvas de las figuras 17 y 18). Por lo tanto, por debajo de cierto nivel de pérdidas, diseñar con los estándares de la norma genera un sobre costo; mientras que por encima de ese punto, la norma induce un sub-diseño de la estructura (Figura 19).

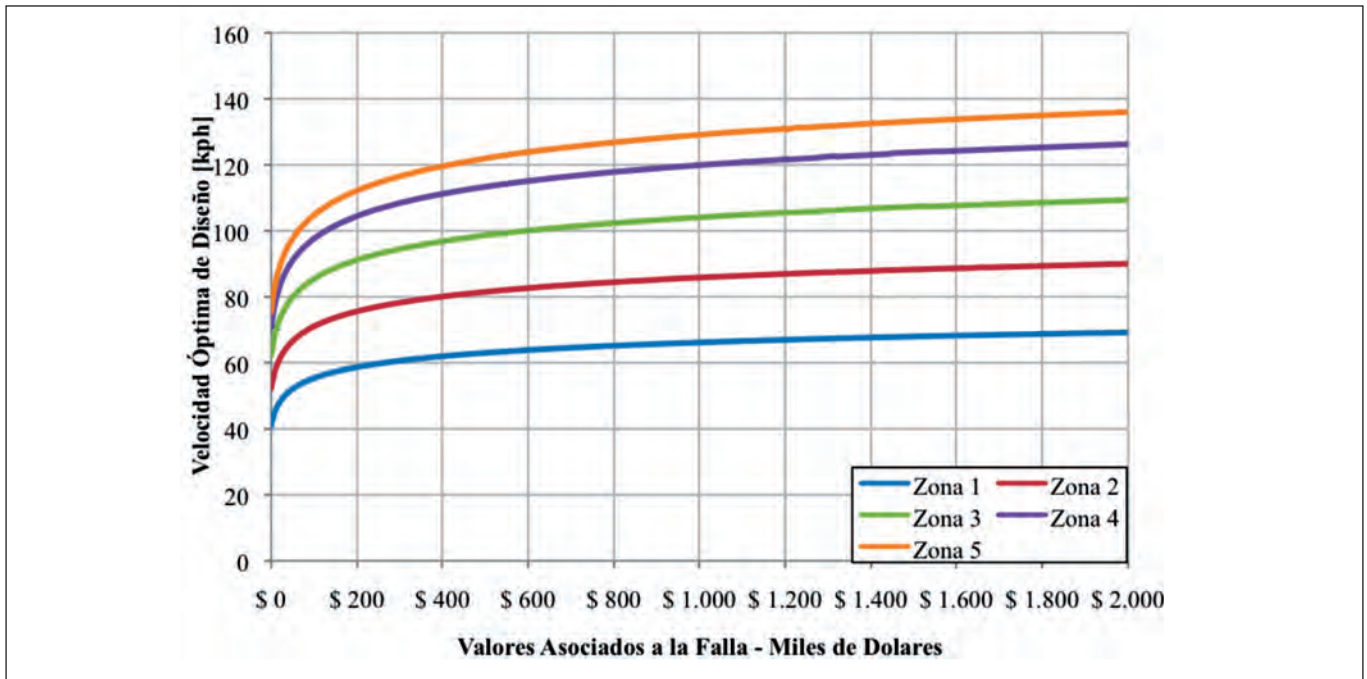


Figura 17. Velocidad de viento de diseño óptima vs. Valores Asociados a la Falla H , sin restricción del código.

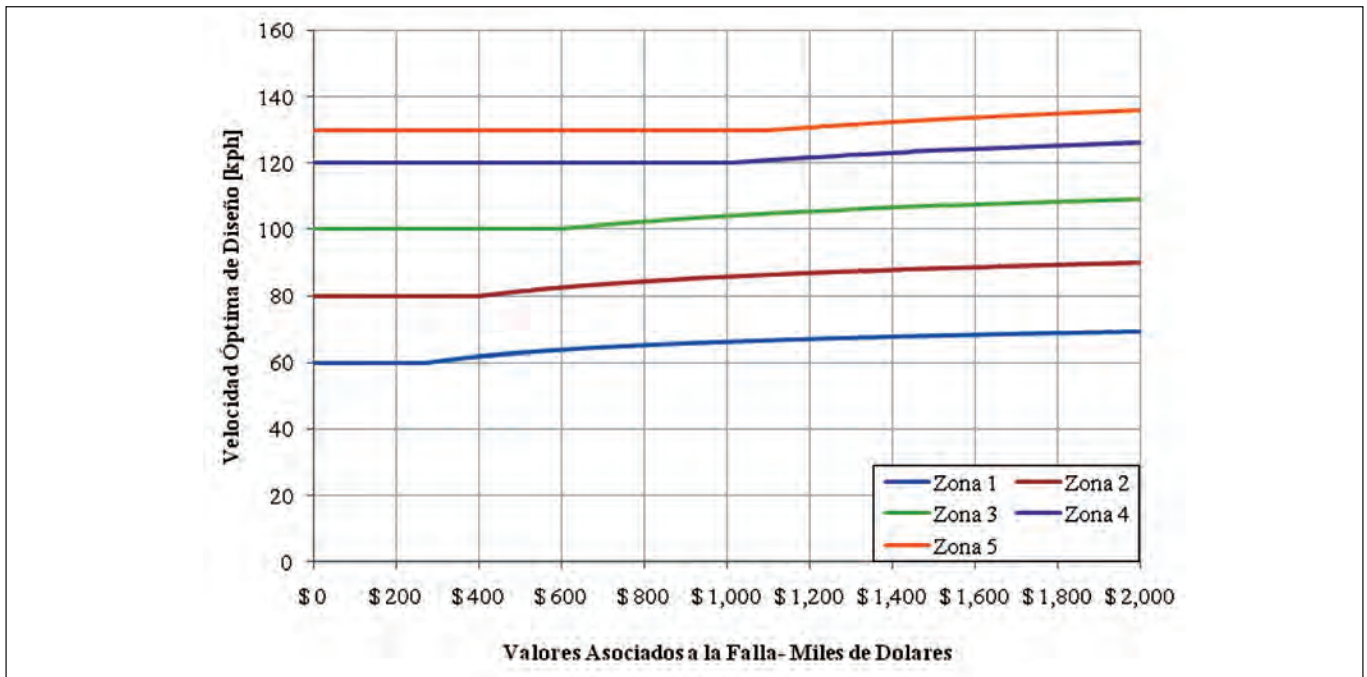


Figura 18. Velocidad de viento de diseño óptima vs. Valores Asociados a la Falla; incluye la restricción de la Norma NSR-98.

5.5 Discusión de resultados

En algunas ocasiones los operadores de telecomunicaciones en Colombia solicitan a los diseñadores de sus torres usar velocidades de viento de diseño muy superiores a la velocidad establecida en el mapa de amenaza eólica de la NSR-98. Este artículo demuestra que es conveniente analizar más detalladamente esta velocidad de diseño ya

que la velocidad óptima en la que debe realizar el diseño depende del costo asociado a la falla.

El costo asociado a la falla de una torre de telecomunicaciones es función del volumen de tráfico de la celda y de los daños (materiales y en vidas humanas) que pueda ocasionar el colapso de la misma. Es decir, en una celda ubicada en un cerro lejano, que solo preste servicio a una

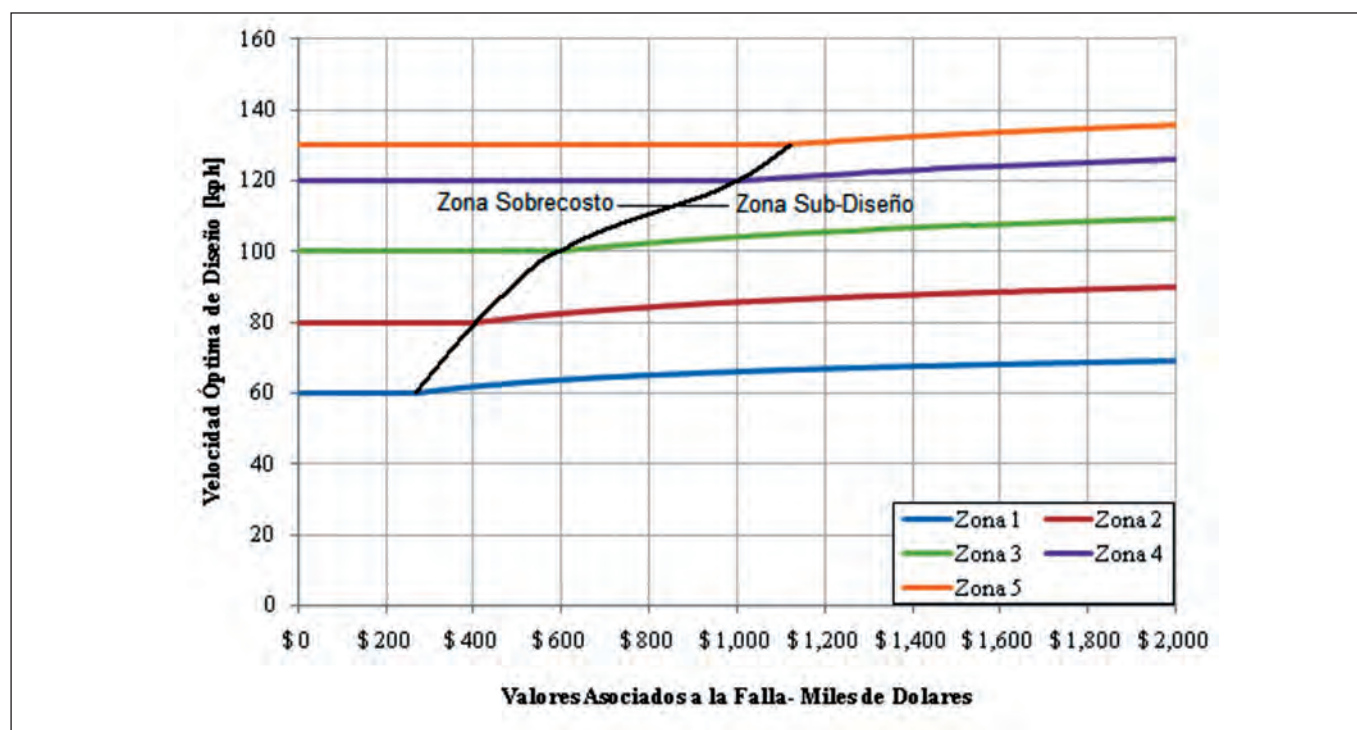


Figura 19. Diferenciación entre las zonas de sobre-diseño y sub-diseño de torres de telecomunicaciones.

población de pocos habitantes es conveniente usar la velocidad de viento de diseño del código o incluso una velocidad menor, por el contrario, si se trata de una celda ubicada en un punto urbano de alta concentración de tráfico, bienes privados y personas, es conveniente diseñar la estructura con una velocidad de viento hasta 20 kph mayor a la velocidad establecida por la NSR-98.

Se puede establecer una amplia discusión sobre si es conveniente bajar la velocidad de viento de diseño de una torre por debajo de los límites establecidos en la NSR-98. Esta norma se enfoca en estructuras convencionales, las cuales resguardan bienes y población. Por esta razón es razonable manejar los vientos con una probabilidad de ocurrencia de 1 en 50 años. A diferencia de estas estructuras, las torres de telecomunicaciones muchas veces no tienen cercado ni edificaciones ni bienes de terceros ni población, por lo que no es del todo inconveniente pensar que si la pérdida asociada a la falla de los operadores es baja se pueda disminuir la velocidad de viento de diseño.

6 RESUMEN Y CONCLUSIONES GENERALES DEL PROYECTO

1. Este estudio permitió revisar y desarrollar modelos para evaluar la eficiencia de la inversión (diseño, inspección y mantenimiento) en infraestructura. Fundamentalmente con el propósito de definir estrategias de prevención y mitigación del riesgo ante la ocurrencia de eventos extremos.

2. El trabajo teórico desarrollado se explica mediante el estudio detallado de dos casos de estudio: (1) inundaciones en Navalunga; y (2) diseño de torres de telecomunicaciones en Colombia. El primer caso se concentra en la toma de decisiones para reducir las pérdidas potenciales asociadas a eventos naturales extremos i.e., inundaciones. El segundo caso está relacionado con la inversión eficiente de recursos en el diseño de torres de telecomunicaciones.

3. El estudio de inundaciones en Navalunga permitió concluir lo siguiente: (1) las decisiones sobre medidas de intervención requieren de un análisis completo y detallado de amenaza y vulnerabilidad; (2) Las decisiones sobre intervención para casos con niveles de pérdidas esperadas relativamente bajos deben incluir un análisis económico integral de la solución; (3) El análisis de posibles alternativas de intervención debe incluir una evaluación de la relación beneficio-costos de todos los posibles escenarios de pérdidas.

4. El caso de estudio referente a la infraestructura de telecomunicaciones en Colombia permitió concluir lo siguiente: (1) La importancia y magnitud de la infraestructura en países en desarrollo sugiere que es esencial buscar alternativas para optimizar la inversión; (2) El caso estudiado corrobora el hecho de que el desarrollo de infraestructura que utiliza criterios definidos en las normativas de diseño sobreestima el diseño e incurre en gastos innecesarios; (3) La optimización del diseño de infraestructura es la única forma de llevar a cabo un desarrollo eficiente y efectivo de la infraestructura.

7 REFERENCIAS

- Aldridge, B.N., y Garrett, J.M., (1973): Roughness coefficients for stream channels in Arizona: U.S. Geological Survey. Open-File Report, 87 pp.
- ASTM (2001), "Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel", vol. A572/A572M, ed. United States: ASTM.
- A.S.f.T.a. Materials (2008), "Standard Specification for Carbon Structural Steel," vol. A36/A36M-8, ed. United States: ASTM.
- Bayer S. (2003). Generation-adjusted discounting in long-term decision-making. *Int J. Sustainability Development*, Vol 6(1):133-49.
- Ballesteros, J.A. Stoffel, M. Bodoque, J. M; Bollschweiler, M. Hitz, O. y Díez-Herrero, A. (2010). Wood anatomy of *Pinus pinaster* Ait. following wounding by flash floods. *Tree-Ring Research*, 66(2), July 2010.
- Ballesteros (2008): Métodos Dendrogeomorfológicos aplicados al estudio de procesos activos: Erosión Hídrica y Avenidas Torrenciales" Departamento of Geography y Geology. University of León, Spain. 2008.
- Bucher C., Frangopol D.M. (2006) Optimization of life maintenance strategies for deteriorating structures considering probabilities of violating safety, condition, y cost thresholds. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 21:1-8.
- Camarasa, A.M. (2002): Crecidas e inundaciones. En: F.J. Ayala-Carcedo y J. Olcina Cantos (Coords.), *Riesgos Naturales*. Cap. 46, págs. 859-877, Editorial Ariel, Ariel Ciencia, 1ª edición, 1512 págs., Barcelona.
- Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W., (1988): *Applied Hydrology*, McGraw-Hill.
- Choudhury, P., Shrivastava, R.K., Narulkar, S.M., (2002): Flood routing in river networks using equivalent Muskingum inflow. *J. Hydrol. Eng.*, 7 (6), 413-419.
- Corotis R.B. (2005), Public versus private discounting for life-cycle cost. ICOSAR'05, G. Augusti, G.I. Schuëller, M. Ciampoli (eds). Millpress, Rotterdam.
- CRED, (2003). International disaster database. Centre for Research on the Epidemiology of Disasters, Brussels, Belgium.
- Díez, A. y Sanz, M.A. (1998): Análisis de la inundabilidad de Navaluenga (Ávila, Castilla y León). in: Gómez, A. y Salvador, F. (Eds.), *Investigaciones recientes de la Geomorfología española*, Universitat de Barcelona, 593-602.
- Díez-Herrero, A., (2008). Prevención de inundaciones. En Chicharro, E., Alonso, C., (Dtors), *Manual de Gestión Medioambiental 2008*, Biblioteca Empresarial Cinco Días. Arnaiz Consultores y acuaTajo (Ministerio de Medio Ambiente), Gestión del agua, Cap. 01, 18-24.
- Díez-Herrero, A; Laín Huerta, L, y Llorente, M. (2008). Mapa de peligrosidad por avenidas e inundaciones. Guía para su elaboración. IGME, Madrid, 190 pp.
- DHI. (2008): MIKE 21 Flow Model. Hydrodynamic Module. Scientific Documentation. DHI, 60 pp.
- Dutta, D., Herath, S., Musiak, K., (2006). An application of a flood risk analysis system for impact analysis of a flood control plan in a river basin. *Hydro. Process.*, 20, 1365-1384.
- Dutta, D., Herath, S., (2004). Trend of floods in Asia y a proposal for flood risk management with integrated river basin approach. In *Proceedings of the Second International Conference of Asia-Pacific Hydrology y Water Resources Association*, Singapore, July, Volume I; 128-137.
- Frances, P.W. (1985): Hydrologic routing with a microcomputer. *Adv. Eng. Softw.*, 7 (1), 8-12.
- Frangopol D.M., Kallen M-J., Noortwijk M., (2004). Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures: review y future directions. *Steel construction Prog. Struct. Engng Materials*, 6:197-212.
- Gruntfest E, y Ripps A. (2000). Flash floods: warning y mitigation efforts y prospects. In *Floods*, Vol. I, Parker DJ (ed.). Routledge: 377-390.
- Goda K., Hong H.P. (2006). Optimal seismic design considering risk attitude, societal tolerable risk level y life quality criterion. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 132(12):2027-2035.
- Houghton, J.T., Ding, Y., Griggs, D.J., Noguer, M., van der Linden, P.J., Dai, X., Maskell, K., Johnson, C.A., (eds). (2001). *Climate Change 2001: The Scientific Basis*. Cambridge University Press: Cambridge.
- Jiang W., Xilia L. (2005). Prediction of structural performance y life-cycle analysis based on Bayesian dynamic models. ICOSAR'05, G. Augusti, G.I. Schuëller, M. Ciampoli (eds) Millpress, Rotterdam. 1679-1686.
- Johansson P-O (2001). Is there a meaningful definition of the value of statistical life?. *Health Economics*; 20:131-9.
- Kubler O. y Faber M.H. (2003), Optimal design of infrastructure facilities subject to deterioration. *Der Kiureghian, Madanat & Pestana (Eds). Procc. ICASP'03*, 1031-1039.
- Liu M. y Frangopol D.M. (2006), Optimizing Bridge Network Maintenance Management under Uncertainty with Conflicting Criteria: Life-Cycle Maintenance, Failure, y User Costs. *Journal of Structural Engineering*, 132(11): 1835-1845.
- Makhuvha T, Pegram G, Sparks R, Zucchini W. (1997): Patching rainfall data using regression methods. I. Best subset selection, EM y pseudo-EM methods: theory. *J. Hydrol.*, 198: 289-307.
- Mayet J. y Madanat S. (2002), "Incorporation of Seismic Considerations in Bridge Management Systems" *Computer-Aided Civil y Infrastructure Engineering*, 17: 185-193.
- Merz, B., Kreibich, H., Thieken, A., y Schmidtke, R. (2004): Estimation uncertainty of direct monetary flood damage to buildings. *Natural Hazards y Earth System Sciences* 4: 153-163.
- Mintegui, J.A., y Robredo, J.C . (2008): Estrategias para el control de los fenómenos torrenciales y la ordenación sustentable de las Aguas, suelos y bosques de las Cuencas de Montaña. PHI-VII/Documento Técnico N° 13. Montevideo, 162 pp.
- Miras-Avalos, J.M., Mestas-Valero, R.M., Sande-Fouz, P. (2009): Consistency analysis of pluviometric information in Galicia (NW Spain). *Atmos. Res.*, 94 (4): 629-640.
- Mander J.B., Dhakal R.P., Mashiko N. y Solberg K.M. (2007). Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges. *Engineering Structures*. doi:10.1016/j.engstruct.2006.12.015.
- Mori Y. y Ellingwood B. (1994), Maintaining reliability of Concrete Structures. I: Role of Inspection / Repair. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 120(3): 824-825.
- NSR98 (1998), Norma Sismoresistente de Colombia, A. d. I. Sísmica, 1998.
- Onoufriou, T. y Frangopol, D.M. (2002). Reliability based inspection optimization of complex structures: a brief retrospective. *Computers y Structures*, 80, 1133-1144.
- Pate-Cornell M.E. (1984) Discounting in risk analysis: capital vs. human safety. In *Proc symp structural technology y risk*. Waterloo (ON Canada), University of Waterloo press.
- Rackwitz R. (2000), "Optimization - the basis of code-making y reliability verification," *Structural Safety*, vol. 22, pp. 27-60.

39. Rackwitz R. (2001), "Risk Control y Optimization for Structural Facilities," presented at the 20th IFIP TC7 Conf. on "System Modelling y Optimization", Trier, Germany.
40. Rackwitz R. (2002), Optimization y risk acceptability based on the Life Quality Index. *Structural Safety* 24(2-4), April-October 2002: 297-331.
41. Rackwitz R. (2005). The effect of discounting different mortality reduction schemes y predictive cohort life tables on risk acceptability criteria. *Reliability Engineering y Systems safety*, 91, 469-484.
42. Rackwitz R. Lentz A y Faber M.H. (2005b). Socio-economically sustainable civil engineering infrastructures by optimization. *Structural Safety*, 27:187-229.
43. Rico M, Benito G, Barnolas A. (2001): Combined palaeoflood y rainfall-runoff assessment of mountain floods (Spanish Pyrenees). *J. Hydrol.*, 245: 59-72.
44. Sánchez-Mata, D. (1989): Flora y vegetación del macizo oriental de la Sierra de Gredos (Ávila). Ávila: Institución "Gran Duque de Alba" de la Excm. Diputación Provincial. 440 pp.
45. Sánchez-Silva M. (2005), *Introducción a la Confiabilidad y Evaluación de Riesgos*, 1st ed. Bogotá, Colombia: Universidad de Los Andes
46. Sánchez-Silva M. y Rackwitz R. (2004). Implications of the High Quality Index in the design of optimum structures to withstand earthquakes. *ASCE Journal of Structures*. 130(6):969-977.
47. Santander C.F. y Sánchez-Silva M (2007). Design y maintenance-program optimization for large infrastructure systems. *Structure & Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design & Performance*. DOI: 10.1080/15732470600819104.
48. Smilowitz K. y Madanat S. (2000). Optimal Inspection y Maintenance Policies for Infrastructure Networks. *Computer-Aided Civil y Infrastructure Engineering* 15 (1), 5-13.
49. Smith, J.E. (2004). Risk Sharing, Fiduciary Duty, y Corporate Risk Attitudes. *Decision Analysis*, 1 (2), 114-127.
50. Stuart A., Davis, L. y Leigh Skagges, I. (1992): Catalog of residential depth-damage function used by Army Corps of Engineer in flood damage estimation. U.S. Army Corps of Engineers, Headquarters Washington, 151 p.
51. U.S. Army Corp of Engineers (USACE) (2009): HEC-GeoHMS Geospatial hydrologic modelling extension user's manual. Version 4.2, U.S. Davis, California.
52. Val D. y Stewart M. (2005) Decision analysis for deteriorating structures. *Reliability engineering & System Safety*. 87:377-385.
53. Val D. y Stewart M (2003). Life-cycle cost analysis as a tool for decision making. *Applications of Statistics y Probability in Civil Engineering*, Der Kiureghian, Madanat & Pestana (eds). Millpress, Rotterdam, 757-764.
54. Wang, Y.C., Chen, S.T., Yu, P.S., Yang, T.C. (2008): Storm-event rainfall-runoff modelling approach for ungauged sites in Taiwan. *Hydro. Process*. 22, 4322-4330.
55. Walter, H. (1977): Zonas de vegetación y clima, Barcelona, Omega, 244 pág.
56. Wen Y.K. y Kang Y.J.(2001). Minimum building life-cycle cost design criteria, I: methodology. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 127(3).
57. Wen Y.K. (2001), Reliability y performance based design. *Structural safety* 23 407-428.
58. Yang, S.I., Frangopol, D.M., Kawakami, Y. y Neves, L.C. (2006). The use of lifetime functions in the optimization of interventions on existing bridges considering maintenance y failure costs. *Reliability Engineering y Systems Safety*, 91(6), 698-705.

Conflicto de intereses

Los autores hemos recibido ayuda económica de FUNDACIÓN MAPFRE para la realización de este proyecto. No hemos firmado ningún acuerdo por el que vayamos a recibir beneficios u honorarios por parte de alguna entidad comercial o de FUNDACIÓN MAPFRE.

8. ANEXOS

8.1. ANEXO A: Descripción de medidas de intervención

Las medidas propuestas para la mitigación del riesgo por inundaciones consiste en una serie de estructuras y/o intervenciones del río Alberche, así como en los afluentes que le drenan (Figuras 11 y 12). Parte de ellas están contempladas en el Plan Hidrológico de Cuenca (CHT, 1988).

MEDIDA 1) EMBALSE DE LA VENTA DEL OBISPO

Descripción General: Se trata de un la ejecución de un embalse en la parte alta de la cuenca sobre el cauce principal. Para esta obra, deberá efectuarse todos los estudios pertinentes así como la obra civil necesaria.

Objetivo: El objetivo principal de esta infraestructura es de reservorio de agua para periodos de elevada demanda, así como producción de electricidad. Por otra parte, el embalse modifica la ley estadística de caudales de un cauce natural aguas abajo reduciendo la probabili-

dad de excedencia de determinados eventos de inundaciones.

Componente del riesgo sobre la que actúa: peligrosidad.

Contemplado en el Plan Hidrológico de Cuenca?: Si

Ubicación: La cerrada se situaría en el paraje conocido como Venta del Obispo, a unos 1300 m de altitud aprovechando el encajonamiento del río en el valle. $X=330244m$ $Y=4471738m$.

Características Técnicas: Capacidad de almacenamiento sería de 176.7 hm³. Se evalúa para una cerrada que variaría entre los 40 y los 70 m de altura, y una longitud de 300 metros. El tipo de construcción es de bóveda. Número de desagües 4 =capacidad max 160m³/s. Espesor en coronación 5m. Hormigón previsto a utilizar= 82330 hm³.

Coste: los costes se calcularán en función de la altura de cerrada, comparándola con presas o embalses de la misma capacidad y tipología. Se tiene en cuenta una tasa de descuento del 25%.

Coste final M (euros)	Longitud (m)	Espesor corona (m)	Espesor base (m)	Altura (m)	Volumen hormigón (m3)	Coste/m3 hormigón
610.575	300	5	15	70	210000	2326
523.35	300	5	15	60	180000	2326
436.125	300	5	15	50	150000	2326
348.9	300	5	15	40	120000	2326

MEDIDA 2) EMBALSE DE NAVARREVISCA

Descripción General: Se trata de un la ejecución de un embalse sobre el cauce de la Garganta Fernandina, drenante al Alberche en la parte alta de la cuenca. Para esta obra, deberá efectuarse todos los estudios pertinentes así como la obra civil necesaria. Existe la posibilidad de tener que expropiar bienes e inmuebles a la población debido a la inmersión de carácter permanente de una nueva superficie.

Objetivo: El objetivo principal de esta infraestructura es de reservorio de agua para periodos de elevada demanda, así como producción de electricidad. A su vez, el embalse modifica la ley estadística de caudales de un cauce natural aguas abajo reduciendo la probabilidad de excedencia.

Componente del riesgo sobre la que actúa: peligrosidad.

Contemplado en el Plan Hidrológico de Cuenca?: Si

Ubicación: En el término municipal de Navarrevisca, Ávila, a unos 1000 m de altitud aprovechando el encajonamiento de la Garganta aguas abajo del municipio. $X=338791$ $Y=4471724$.

Características Técnicas: la Capacidad de almacenamiento sería de 2.9 hm³. La cerrada tendría una altura inicial de 30 metros, pero se evalúa para una altura que varía entre 20 y 50 m y una longitud de 100 metros. El tipo de construcción es de gravedad.

Coste: los costes se calcularán en función de la altura de cerrada, comparándola con presas o embalses de la misma capacidad y tipología. Se tiene en cuenta una tasa de descuento del 25%.

Coste final M (euros)	Longitud (m)	Espesor corona (m)	Espesor base (m)	Altura (m)	Volumen hormigón (m3)	Coste/m3 hormigón
67.625	200	5	15	50	100000	541
54.1	200	5	15	40	80000	541
40.575	200	5	15	30	60000	541
27.05	200	5	15	20	40000	541

MEDIDA 3) EMBALSE DEL MORISCO

Descripción General: Se trata de un la ejecución de un embalse sobre el cauce principal del río Alberche, en la mitad de su recorrido hasta el termino municipal de Navalunga. Para esta obra, deberá efectuarse todos los estudios pertinentes así como la obra civil necesaria. Existe la posibilidad de tener que expropiar bienes e inmuebles a la población debido a la inmersión de carácter permanente de una nueva superficie.

Objetivo: El objetivo principal de esta infraestructura es de reservorio de agua para periodos de elevada demanda, así como producción de electricidad. A su vez, el embalse modifica la ley estadística de caudales de un cauce natural aguas abajo reduciendo la probabilidad de excedencia.

Componente del riesgo sobre la que actúa: peligrosidad.

Contemplado en el Plan Hidrológico de Cuenca?: Si

Ubicación: En el término municipal de Villanueva de Ávila, a unos 850 m de altitud, en el paraje conocido como puente Morisco, aprovechando el encajonamiento de la del cauce en el material granítico. **X**=344657 **Y**=4473327.

Características Técnicas: la Capacidad de almacenamiento sería de 45.2 hm³. La cerrada tendría una altura de 40 metros, pero se evalúa conjuntamente para las posibilidades de recrecerla entre 30 y 60 m; y una longitud de 350 metros. El tipo de construcción es de bóveda.

Coste: los costes se calcularán en función de la altura de cerrada, comparándola con presas o embalses de la misma capacidad y tipología. Se tiene en cuenta una tasa de descuento del 25%.

Coste final M (euros)	Longitud (m)	Espesor corona (m)	Espesor base (m)	Altura (m)	Volumen hormigón (m3)	Coste/m3 hormigón
610.575	350	5	15	60	210000	2326
508.8125	350	5	15	50	175000	2326
407.05	350	5	15	40	140000	2326
305.2875	350	5	15	30	105000	2326

MEDIDA 4) DIQUES DE CORRECCION HIDROLÓGICO-FORESTAL

Descripción General: Se trata de un la ejecución de un pequeños diques transversales al cauce del tipo de gravedad sobre los cauces de Navalacruz y Navarrevisca, Garganta de los Aquilones y arroyo Zapatero. Para esta obra, deberá efectuarse todos los estudios pertinentes así como el proyecto de ingeniería necesario. Debido a la escasa lámina de agua retenida y a su naturaleza temporal puntual no es necesario expropiar bienes e inmuebles a la población. Esta estructura de corrección sólo funcionará durante episodios de inundación, puesto que en situación normal los aliviaderos inferiores facilitarán la corriente del río o arroyo. Es necesaria la instalación de escalas para facilitar a la fauna acuática el libre movimiento aguas arriba y/o abajo.

Objetivo: El objetivo principal de esta infraestructura laminar las avenidas así como el control de la erosión, y la disminución de la concentración de carga sólida incorporada al cauce.

Comp. sobre la que actúa: peligrosidad.

Contemplado en el PHT?: No

Ubicación: arroyo que proviene de Navalacruz. X=336715 Y=4478611; Navarrevisca X=338675 Y=4470831; arroyo Zapatero X=347353 Y=4478822, y Garganta Aquilones X=347477 Y=4472418.

Características Técnicas: Mampostería hidráulica careada a un paramento en alzados, para obras de corrección hidrológico-forestal, con despiece natural de la piedra y mortero M-60 de dosificación 1:5 de cemento CEMII 32.5R. Altura de coronación aproximada de 10m, longitud de 80m y espesor aprox. 2.5m (1200m³). Capacidad de almacenamiento máximo 0.25 hm³. Distancia máxima de la piedra de 3km (CG0030).

Coste: En el coste se ha calculado en función de los precios estipulados por el Colegio de Ingenieros de Montes, teniendo en cuenta la redacción del proyecto.(142,32 euros/m³ + proyecto de redacción (1.225 euros).

Coste final M (euros)	Longitud (m)	Espesor corona (m)	Espesor base (m)	Altura (m)	Volumen hormigón (m3)	Coste/m3 hormigón
19.17	30	100	4	12	3600	142
7.695	30	100	4	6	1800	114

8.2. ANEXO B: Funciones de pérdidas

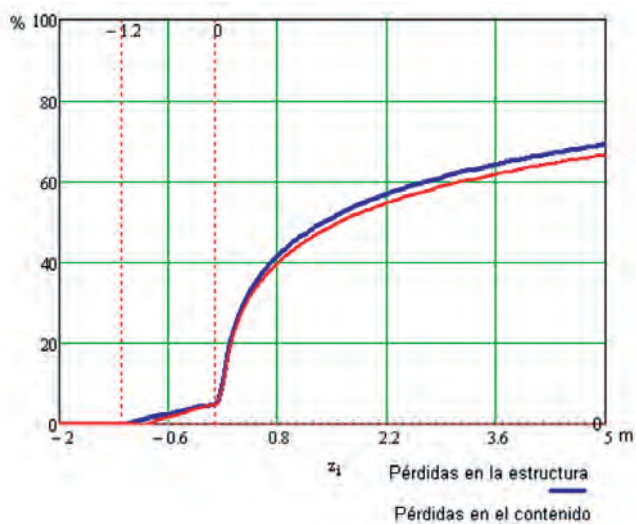
TIPO 1: CASAS DE 1 PLANTA SIN SÓTANO

Pérdidas de la estructura:

$$PCaso1A(z) := \begin{cases} \frac{5}{1.2}(z + 1.2) & \text{if } -1.2 < z \leq 0.069 \\ 15 \cdot \ln(z) + 45 & \text{if } z > 0.069 \\ 0 & \text{if } z \leq -1.2 \end{cases}$$

Pérdidas del contenido

$$PCaso1B(z) := \begin{cases} \frac{5}{0.9}(z + 0.9) & \text{if } -1 < z \leq 0.072 \\ 14.5 \cdot \ln(z) + 43.2 & \text{if } z > 0.072 \\ 0 & \text{if } z \leq -1 \end{cases}$$



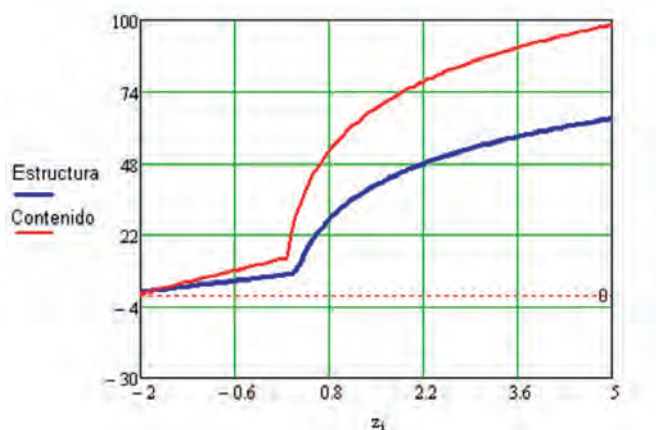
TIPO 2: CASAS DE 1 PLANTA CON SÓTANO

Pérdidas de la estructura:

$$PCaso2A(z) := \begin{cases} \frac{7}{2.4}(z + 2.4) & \text{if } -2.4 < z \leq 0.287 \\ 20 \cdot \ln(z) + 32 & \text{if } z > 0.287 \\ 0 & \text{if } z \leq -2.4 \end{cases}$$

Pérdidas del contenido

$$PCaso2B(z) := \begin{cases} \frac{15}{2.5}(z + 2.1) & \text{if } -2.1 < z \leq 0.163 \\ 25 \cdot \ln(z) + 58 & \text{if } z > 0.163 \\ 0 & \text{if } z \leq -2.1 \end{cases}$$



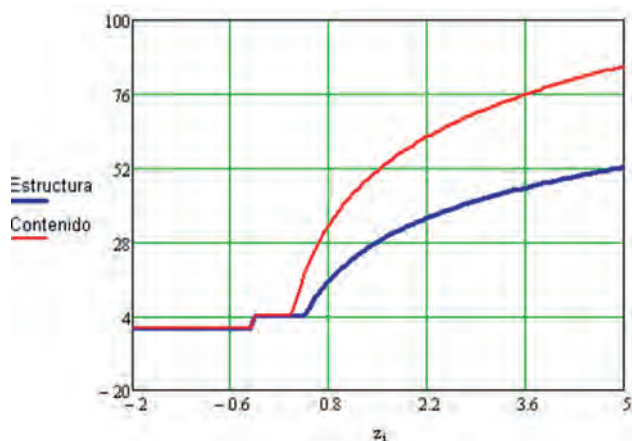
TIPO 3: CASAS DE DOS O MÁS NIVELES SIN SÓTANO

Pérdidas de la estructura:

$$PCaso3A(z) := \begin{cases} 0 & \text{if } z \leq -0.3 \\ 4 & \text{if } -0.3 < z \leq 0.449 \\ 20 \cdot \ln(z) + 20 & \text{if } z > 0.449 \end{cases}$$

Pérdidas del contenido

$$PCaso3B(z) := \begin{cases} 4 & \text{if } -0.3 < z \leq 0.276 \\ 28 \cdot \ln(z) + 40 & \text{if } z > 0.276 \\ 0 & \text{if } z \leq -0.3 \end{cases}$$



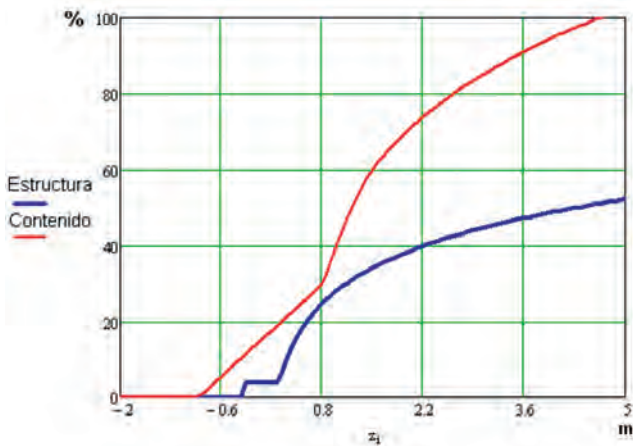
TIPO 4: CASAS DE DOS O MÁS NIVELES CON SÓTANO

Perdidas de la estructura:

$$PCaso4A(z) := \begin{cases} 0 & \text{if } z \leq -0.3 \\ 4 & \text{if } -0.3 < z \leq 0.202 \\ 15 \cdot \ln(z) + 28 & \text{if } z > 0.202 \end{cases}$$

Pérdidas del contenido

$$PCaso4B(z) := \begin{cases} 0 & \text{if } z \leq -0.9 \\ \frac{15.5}{0.89}(z + 0.91) & \text{if } -0.9 < z \leq 0.844 \\ 50 \ln(z) + 40 & \text{if } 0.844 < z \leq 1.52 \\ 35 \cdot \ln(z) + 35 + 11.281 & \text{if } z > 1.52 \end{cases}$$



TIPO 5: PORCHES O TERRAZAS

Debido al elevado número de porches y terrazas existentes en la zona de estudio, se ha considerado las pérdidas de contenido en este grupo de forma independiente.

Pérdidas del contenido

$$PCaso5B(z) := \begin{cases} 0 & \text{if } z \leq 0.183 \\ 43 \ln(z) + 73 & \text{if } 0.183 < z \leq 1.2 \\ 30 \ln(z) + 57 + 18.37 & \text{if } 1.2 < z \leq 5 \end{cases}$$

