

Título del Trabajo Fin de Máster:

***RELACIÓN ENTRE EL RIESGO DE
INUNDACIÓN EN VILLOJOYOSA Y EL
RIESGO HIDROLÓGICO EN LA PRESA
DEL EMBALSE DE AMADORIO,
SITUADA EN EL T.M. DE VILLOJOYOSA
(ALICANTE)***

Intensificación:

RECURSOS HÍDRICOS

Autor:

GASCÓ JIMÉNEZ, M^a AMPARO

Director/es:

DR. ESCUDER BUENO, IGNACIO

Fecha: **SEPTIEMBRE, 2012**

Título del Trabajo Fin de Máster:

RELACIÓN ENTRE EL RIESGO DE INUNDACIÓN EN VILLAJOYOSA Y EL RIESGO HIDROLÓGICO EN LA PRESA DEL EMBALSE DE AMADORIO, SITUADA EN EL T.M. DE VILLAJOYOSA (ALICANTE)

Autor: **GASCÓ JIMÉNEZ, M^a AMPARO**

Tipo	A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/>	Lugar de Realización	VALENCIA
Director	<i>Dr. ESCUDER BUENO, IGNACIO</i>	Fecha de Lectura	<i>Septiembre, 12</i>
Codirector1	-		
Codirector2	-		
Tutor	-		

Resumen:

La creciente demanda de seguridad por parte de la sociedad, junto con el avance del conocimiento ingenieril, ha llevado a diferentes organismos a estudiar el riesgo que suponen las presas. Instituciones tales como, el United States Bureau of Reclamation, el United States Army Corps of Engineers o el Australian National Committee on Large Dams, han editado diversas recomendaciones de tolerabilidad de riesgo incremental por rotura de la presa, que permiten evaluar el nivel de seguridad hidrológica actual y facilitar la toma de decisiones.

Por otro lado, también ha aumentado el estudio del riesgo total frente a inundaciones que las poblaciones pueden padecer por procesos pluviales y/o desbordamientos de cauces tanto regulados como no. En este sentido, las herramientas más extendidas se limitan a la elaboración de mapas de riesgo o de inundaciones.

En general, resultan relevantes los avances para obtener herramientas completas y cuantitativas, que permiten la representación gráfica de ambas componentes del riesgo mediante las curvas F-N. Estas curvas facilitan la comparación con recomendaciones de tolerabilidad o entre diferentes medidas correctoras del riesgo a implantar.

La metodología presentada en este Trabajo Fin de Máster se centra en proporcionar una visión global del análisis de riesgo, de modo que se considere el análisis del riesgo incremental por fallo de la presa y el riesgo de inundación en área de estudio situada aguas abajo, previamente a la toma de decisiones. Así pues, se recomienda, en primer lugar, la evaluación del riesgo hidrológico en la presa utilizando la metodología propuesta en "Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo" [2]. A continuación, se propone evaluar el riesgo de inundación aplicando las recomendaciones derivadas del proyecto SUFRI, "WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis" [3]. Una vez se han obtenido las medidas recomendadas desde ambos riesgos, se propone un análisis comparativo mediante las curvas F-N obtenidas en ambos análisis. Esta comparativa permite una valoración de conjunto que mejora la eficiencia en la toma de decisiones para la reducción de ambos riesgos.

Expuesta la metodología general, se ha analizado el caso concreto de la presa del Embalse de Amadorio, sito en el T.M. de Villajoyosa, Alicante.

La evaluación del caso de estudio ha propuesto medidas a adoptar diferentes según el riesgo considerado. La comparación de ambos resultados permite evaluar la decisión final con un mayor conocimiento de las consecuencias que acarreará. Sin embargo, actualmente, la toma de decisión sobre la elección de qué reducción de riesgo prevalece queda a juicio del ingeniero. Por ello, se considera como futura línea de investigación la obtención de criterios ponderados que integren la evaluación de ambos riesgos y faciliten la toma de decisiones.

Resum:

La creixent demanda de seguretat per part de la societat, juntament amb l'avanç del coneixement d'enginyeria, ha portat a diferents organismes a estudiar el risc que suposen les preses. Institucions com l'United States Bureau of Reclamation, l'United States Army Corps of Engineers o l'Australian National Committee on Large Dams, han editat diverses recomanacions de tolerabilitat de risc incremental per trencament de la presa, que permeten avaluar el nivell de seguretat hidrològica actual i facilitar la presa de decisions.

Per altra banda, també ha augmentat l'estudi del risc total front inundacions que les poblacions poden patir per processos pluvials i/o desbordaments de llit tant regulats como no. En aquest sentit, les ferramentes més esteses es limiten a l'elaboració de mapes de risc o d'inundacions.

En general, resulta rellevant els avanços per obtenir ferramentes completes i quantitatives, que permeten la representació gràfica d'ambdues components del risc mitjançant les corbes F-N. Aquestes corbes faciliten la comparació amb recomanacions de tolerabilitat o entre diferents mesures correctores del risc a implantar.

*La metodologia presentada en aquest Treball Fi de Màster es centra en proporcionar una visió global de l'anàlisi de risc, de manera que es considere l'anàlisi del risc incremental per errada de la presa i el risc d'inundació en àrea d'estudi situada aigües avall, prèviament a la presa de decisions. Així doncs, es recomana, en primer lloc, l'avaluació del risc hidrològic en la presa utilitzant la metodologia proposada en "Avaluació de la seguretat hidrològica de preses (suficiència de sobreixidors) basada en risc" [2]. A continuació, es proposa avaluar el risc d'inundació aplicant les recomanacions derivades del projecte *SUFRI, "WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis" [3]. Una vegada s'han obtingudes les mesures recomanades des dels dos riscos, es proposa un anàlisi comparatiu mitjançant les corbes F-N obtingudes en els dos anàlisis. Aquesta comparativa permet una valoració de conjunt que millora l'eficiència en la presa de decisions per a la reducció de tots dos riscos.*

Exposada la problemàtica general, s'ha analitzat el cas concret de la presa de l'Embassament d'Amadorio, emplaçat al T.M. de La Vila Joiosa, Alacant.

L'avaluació del cas d'estudi ha proposat mesures a implantar diferents segons el risc considerat. La comparació dels dos resultats permet avaluar la decisió final amb un major coneixement de les conseqüències que implicarà. No obstant això, actualment, la presa de decisió sobre l'elecció de quina reducció de risc preval queda segons el judici de l'enginyer. Per això, es considera com a futura línia d'investigació l'obtenció de criteris ponderats que integren l'avaluació dels dos riscos i faciliten la presa de decisions.

Executive summary:

Nowadays, society has increased its dam safety demands. At the same time, the development of new engineering tools has improved the knowledge in risk analysis. Several organisations, such as the United States Bureau of Reclamation, the United States Army Corps of Engineers and the Australian National Committee on Large Dams; have developed different risk tolerability recommendations for dam failure. These recommendations allow to evaluate the current hydraulic safety level, and provide a good tool for decision-making on which measures should be taken.

On the other hand, the total flood risk analysis in urban areas for pluvial events and/or river's overflow has been recently developed. However, the most extended tools just provide risk or flood maps.

Overall, is remarkable the progress in the development of complete and quantitative tools that allow the graphical representation of both risk components through the use of F-N curves. These curves facilitate the comparisons with tolerability recommendations or between different risk corrective measures.

This paper presents a methodology centered in providing a global vision on risk analysis. For this purpose, there are considered both the incremental risk analysis of dam failure and the flood risk at downstream areas previously to the decision-making. Firstly, it is recommended the evaluation of the dam's hydraulic risk by using the methodology proposed in "Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo" [2]. The next point is the analysis of the flood risk by following the recommendations in SUFRI, "WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis" [3]. Once there are established the recommended measures for both kind of risks, it is settled a comparative analysis by using the F-N curves obtained in both analyses. This comparison provides a global assessment that improves the efficiency in the decision-making process for the reduction of both risks.

Once this general methodology is settled, it is analyzed the Amadorio's reservoir case, placed in Villajoyosa, Alicante.

The case study assessment reveals different measures to carry out in function of the risk considered. The comparison between both results permits to evaluate the final decision with a better knowledge about the possible consequences. However, nowadays, the decision-making about the choice of which risk prevail over the other is up to the engineering judgment. Therefore, it's considered a future research line the achievement of balanced criteria that integrate the assessment of both risks and easier the decision-making process.

Palabras clave:

Presa, seguridad hidrológica, riesgo de inundación, fallo por sobrepresión,

**RELACIÓN ENTRE EL RIESGO DE INUNDACIÓN EN
VILLAJoyosa Y EL RIESGO HIDROLÓGICO EN LA PRESA DEL
EMBALSE DE AMADORIO, SITUADA EN EL T.M. DE
VILLAJoyosa (ALICANTE)**

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN

NOTACIÓN

MEMORIA

1. INTRODUCCIÓN
2. ESTADO DEL ARTE
3. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO
4. CASO DE ESTUDIO
5. CONCLUSIONES
6. NECESIDADES DE INVESTIGACIÓN

REFERENCIAS

PLANOS

1. SITUACIÓN
2. PRESA ACTUAL – PERFIL
3. PRESA ACTUAL – ALZADO Y PLANTA
4. ZONIFICACIÓN TERRITORIAL. HIPÓTESIS A1
5. ZONIFICACIÓN TERRITORIAL. HIPÓTESIS H1
6. ZONIFICACIÓN TERRITORIAL. HIPÓTESIS H2

ANEJOS

- A1. CONCEPTO DE RIESGO Y RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DE RIESGO
- A2. REPORTAJE FOTOGRÁFICO
- A3. DESCRIPCIÓN DEL ESTADO ACTUAL
- A4. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS
- A5. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA
- A6. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y MEDIDAS PLANTEADAS
- A7. RELACIÓN VALORADA DE LAS MEDIDAS PLANTEADAS
- A8. ESTUDIO DE ESTABILIDAD

Notación

C_A	coste anualizado de la medida de reducción (€/año)
C_d	coeficiente de desagüe del vertedero
dh	variación del nivel de altura del agua embalsada
$E[R_E]$	valor esperado para el riesgo existente (€/año)
$E[R_R]$	valor esperado para el riesgo tras la implantación de la medida (€/año)
$E[N_E]$	valor esperado para el riesgo existente (vidas/año)
$E[N_R]$	valor esperado para el riesgo tras la implantación de la medida (vidas/año)
eur_{si}	consecuencias económicas asociadas a los diferentes caudales picos de rotura (M€)
eur_{no}	consecuencias económicas asociadas a los diferentes caudales máximos laminados (M€)
h	calado vertiente por el aliviadero
L_u	longitud útil del aliviadero
N_{max}	nivel máximo alcanzado (msnm).
$O[R_E]$	valor esperado para el coste de explotación existente (€/año)
$O[R_R]$	valor esperado para el coste de explotación tras la medida (€/año)
PAE	probabilidad anual de excedencia ($años^{-1}$)
q_a	caudal entrante
q_d	caudal vertido por los desagües profundos
Q_{lam}	caudal de salida máximo total (m^3/s)
Q_{Rot}	valores de caudal pico de rotura (m^3/s)
q_v	caudal vertido por los órganos de desagüe de la presa
T	periodo de retorno (años)

Acrónimos

ACSLs	Adjusted Cost per Statistical Life Saved
ALARP	As Low as Reasonably Practicable
ANCOLD	Australian National Committee on Large Dams
BC Hydro	British Columbia Hydro
CNEP	Comité Nacional Español de Grandes Presas
DGOHCA	Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de Aguas
FEMA	Federal Emergency Agency
H2	Hipótesis de Rotura de Presa en Avenidas
HSE	Health and Safety Executive (HSE)
ISP	Informe de Seguridad de Presa
MF	Modo de Fallo
NEP	Normas de Explotación de Presa
NMN	Nivel Máximo Normal
NTS	Norma técnica de Seguridad
PEP	Plan de Emergencia de la Presa
RTSPE	Reglamento Técnico de Seguridad de Presas y Embalses
UPV	Universidad Politécnica de Valencia
USA	United States of America
USACE	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation
XYZT	Documento XYZT

MEMORIA

ÍNDICE DE LA MEMORIA

	Páginas
1. INTRODUCCIÓN.....	17
1.1. OBJETIVOS.....	18
2. ESTADO DEL ARTE.....	18
3. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	22
4. CASO DE ESTUDIO.....	27
4.1. ESTUDIO DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE. DETERMINACIÓN DEL ALCANCE DEL ESTUDIO Y DEL CASO BASE CONSIDERADO.	27
4.2. ANÁLISIS DEL RIESGO HIDROLÓGICO DE LA PRESA DEL EMBALSE DE AMADORIO, EN EL T.M. DE VILLAJYOYOSA (ALICANTE)	30
4.2.1. FASE IV. ARQUITECTURA DEL MODELO DE RIESGO	31
4.2.2. FASE V. DATOS DE ENTRADA AL MODELO DE RIESGO	31
4.2.2.1. <i>Avenidas</i>	32
4.2.2.2. <i>Nivel previo</i>	33
4.2.2.3. <i>Fiabilidad de compuertas</i>	34
4.2.2.4. <i>Laminación</i>	35
4.2.2.5. <i>Modos de fallo</i>	40
4.2.2.6. <i>Probabilidades de fallo</i>	40
4.2.2.7. <i>Hidrogramas de rotura</i>	41
4.2.2.8. <i>Consecuencias</i>	42
4.2.3. FASE VI. CÁLCULO DEL RIESGO	54
4.2.4. FASE VII. EVALUACIÓN DEL RIESGO.....	55
4.2.5. FASE VIII. INCORPORACIÓN Y ANÁLISIS DE MEDIDAS CORRECTORAS.....	57
4.2.5.1. <i>Implantación del Plan de Emergencia</i>	59
4.2.5.2. <i>Implantación de resguardos</i>	61
4.2.5.3. <i>Aumento de la capacidad del aliviadero</i>	65
4.2.5.4. <i>Mejora del pretil</i>	69
4.2.5.5. <i>Recrecido de la presa</i>	71
4.2.6. RESUMEN DE LAS SOLUCIONES.....	72
4.2.7. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA	75
4.3. ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA POBLACIÓN DE VILLAJYOYOSA (ALICANTE)	80
4.3.1. ARQUITECTURA DEL MODELO DE RIESGO	81
4.3.2. DATOS DE ENTRADA AL MODELO DE RIESGO.....	81
4.3.2.1. <i>Consecuencias económicas en no rotura</i>	83
4.3.2.2. <i>Pérdida de vidas en no rotura</i>	85
4.3.3. CÁLCULO DEL RIESGO EN LA SITUACIÓN ACTUAL	88
4.3.4. EVALUACIÓN DEL RIESGO INTRODUCIDAS LAS MEDIDAS CORRECTORAS PROPUESTAS.....	89
4.3.5. EVALUACIÓN DE LAS MEDIDAS PLANTEADAS DESDE UN PUNTO DE VISTA DE RIESGO TOTAL DE INUNDACIÓN EN VILLAJYOYOSA	90
4.4. RELACIÓN ENTRE EL RIESGO INCREMENTAL POR ROTURA DE LA PRESA DE AMADORIO Y EL RIESGO DE INUNDACIÓN EN VILLAJYOYOSA.....	95

4.5.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	103
4.5.1.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL NIVEL PREVIO DEL EMBALSE	104
4.5.2.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA.....	107
4.6.	RECOMENDACIONES DE ACTUACIÓN.....	109
5.	CONCLUSIONES	110
6.	NECESIDADES DE INVESTIGACIÓN.....	112

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. FASES DE LA METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN HIDROLÓGICA DE PRESAS.	30
FIGURA 2. ARQUITECTURA DEL MODELO DE RIESGO PARA EL CÁLCULO DEL RIESGO POR SOBREVERTIDO.....	31
FIGURA 3. HIDROGRAMAS DE ENTRADA AL EMBALSE CON AVENIDAS EXTRAPOLADAS.	32
FIGURA 4. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE AVENIDAS.	32
FIGURA 5. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE NMN.....	33
FIGURA 6. DATOS INTRODUCIDOS EN EL MODELO <i>iPRESAS HidSIMP</i> PARA EL NODO DE FIABILIDAD.	34
FIGURA 7. NIVEL MÁXIMO DEL EMBALSE EN FUNCIÓN DEL PERÍODO DE RETORNO DE LA AVENIDA ENTRANTE PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LAS COMPUERTAS DEL ALIVIADERO.	36
FIGURA 8. ALTURA DE SOBREVERTIDO EN FUNCIÓN DEL PERÍODO DE RETORNO DE LA AVENIDA ENTRANTE PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LAS COMPUERTAS DEL ALIVIADERO.	36
FIGURA 9. CAUDAL VERTIDO EN FUNCIÓN DEL PERÍODO DE RETORNO DE LA AVENIDA ENTRANTE PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE FUNCIONAMIENTO DE LAS COMPUERTAS DEL ALIVIADERO.....	37
FIGURA 10. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE LAMINACIÓN.	39
FIGURA 11. PROBABILIDAD DE FALLO EN PRESAS DE GRAVEDAD EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DE SOBREVERTIDO.....	40
FIGURA 12. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE ROTURA.....	41
FIGURA 13. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE Q ROTURA.....	42
FIGURA 14. PROCESO DE OBTENCIÓN DE LAS CONSECUENCIAS ECONÓMICAS.....	43
FIGURA 15. CURVA DE CALADO-DAÑOS PROPUESTA POR EL PATRICOVA.....	44
FIGURA 16. ESTIMACIÓN DEL COSTE DE RECONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA.	45
FIGURA 17. CONSECUENCIAS ECONÓMICAS OBTENIDAS EN FUNCIÓN DEL CAUDAL PICO DE ROTURA.	46
FIGURA 18. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE € ROTURA.	47
FIGURA 19. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE € NO ROTURA.	47
FIGURA 20. PROCESO PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDA DE VIDAS.....	48
FIGURA 21. PÉRDIDA DE VIDAS OBTENIDA EN FUNCIÓN DEL CAUDAL PICO DE ROTURA PARA LAS DISTINTAS ESTACIÓN/MOMENTO.	52
FIGURA 22. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE € ROTURA.	53
FIGURA 23. DATOS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE € NO ROTURA.	54
FIGURA 24. RESULTADOS DE RIESGO EN EL GRÁFICO DE RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.....	56
FIGURA 25. RESULTADOS DE RIESGO EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL ANCOLD Y EL USACE.	57
FIGURA 26. CURVA CAUDAL-VIDAS TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL PEP.	60
FIGURA 27. RESULTADOS DE RIESGO, TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL PEP, EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.	61
FIGURA 28 ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA NIVEL PREVIO 116.5MSNM.....	62
FIGURA 29. RESULTADOS DE RIESGO, TRAS LA AMPLIACIÓN DEL RESGUARDO, EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.	64
FIGURA 30. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO OPERATIVIDAD DE LOS ÓRGANOS DE DESAGÜE.	66
FIGURA 31. RESULTADOS DE RIESGO, TRAS LA AMPLIACIÓN DEL RESGUARDO, EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.	69
FIGURA 32. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO ROTURA.....	70
FIGURA 33. RESULTADOS DE RIESGO, TRAS LA MEJORA DEL PETRIL, EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.	71
FIGURA 34. RESULTADOS DE RIESGO, TRAS EL RECRECIDO DE LA PRESA, EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.....	72
FIGURA 35. RIESGO DE LAS MEDIDAS ANALIZADAS EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.	74
FIGURA 36. RIESGO DE LAS MEDIDAS ANALIZADAS EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL ANCOLD Y EL USACE.	75
FIGURA 37. EFECTO DE LAS ALTERNATIVAS EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL PEP A NIVEL AVANZADO.	77
FIGURA 38. EFECTO DE LAS ALTERNATIVAS EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR TRAS EL RECRECIDO DE LA PRESA.....	78
FIGURA 39. ITINERARIO SEGUIDO POR LA PRESA AL IMPLEMENTAR LAS MEDIDAS EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.	80

FIGURA 40. ARQUITECTURA DEL MODELO DE RIESGO PARA EL CÁLCULO DEL RIESGO POR SOBREVERTIDO.	81
FIGURA 41. CONSECUENCIAS ECONÓMICAS EN CASO DE NO ROTURA DE LA PRESA.	84
FIGURA 42. PÉRDIDA DE VIDAS OBTENIDA EN FUNCIÓN DEL CAUDAL EVACUADO.....	85
FIGURA 43. CURVA F-N CORRESPONDIENTE AL ESTADO ACTUAL.	88
FIGURA 44. CURVA F-N EN LA SITUACIÓN ACTUAL Y TRAS LAS MEDIDAS PROPUESTAS.....	89
FIGURA 45. CURVAS F-N DE LAS MEDIDAS CORRECTORAS PLANTEADAS.....	91
FIGURA 46. CURVAS F-N TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL PEP.	93
FIGURA 47. CURVA F-N TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL RECRECIDO.	94
FIGURA 48. CURVAS F-N PARA LA SITUACIÓN ACTUAL.	97
FIGURA 49. CURVAS F-N PARA LA SITUACIÓN ACTUAL Y LA MEDIDA REBAJE DE LABIO.....	99
FIGURA 50. CURVAS F-N PARA LA SITUACIÓN ACTUAL Y LA MEDIDA AUMENTO A 4 VANOS.....	100
FIGURA 51. CURVAS F-N PARA LA SITUACIÓN ACTUAL Y LA MEDIDA AUMENTO COTA DE CORONACIÓN.....	100
FIGURA 52. CURVAS F-N PARA LA SITUACIÓN ACTUAL Y LA MEDIDA IMPLANTACIÓN DEL PEP.	101
FIGURA 53. CURVAS F-N PARA LA SITUACIÓN ACTUAL Y LA MEDIDA AMPLIACIÓN DEL RESGUARDO.....	102
FIGURA 54. RESULTADOS DE RIESGO EN EL CRITERIO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR CON NIVEL PREVIO 125.41MSNM.	104
FIGURA 55. VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS AL ANALIZAR LA SENSIBILIDAD AL NIVEL PREVIO DEL EMBALSE.	105
FIGURA 56. VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA SITUACIÓN FINAL AL ANALIZAR LA SENSIBILIDAD AL NIVEL PREVIO DEL EMBALSE.	106
FIGURA 57. VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA SITUACIÓN FINAL PARA LAS DISTINTAS MEDIDAS PROPUESTAS AL ANALIZAR LA SENSIBILIDAD AL NIVEL PREVIO DEL EMBALSE.....	106
FIGURA 58. VARIACIÓN DE LA SITUACIÓN ACTUAL AL ANALIZAR LA SENSIBILIDAD AL HIDROGRAMA DE ENTRADA.	107
FIGURA 59. VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA SITUACIÓN FINAL AL ANALIZAR LA SENSIBILIDAD AL HIDROGRAMA DE ENTRADA.	108
FIGURA 60 VARIACIÓN DE LOS RESULTADOS DE RIESGO DE INUNDACIÓN AL ANALIZAR LA SENSIBILIDAD AL HIDROGRAMA DE ENTRADA.	109
FIGURA 61. ITINERARIO PROPUESTO DE LAS MEDIDAS A IMPLEMENTAR EN EL GRÁFICO DE TOLERABILIDAD PROPUESTO POR EL USBR.....	110

ÍNDICE DE TABLAS

	Páginas
TABLA 1. TIPIFICACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL MODELO DE RIESGO. [2]	24
TABLA 2. DATOS DE LAMINACIÓN INTRODUCIDOS EN EL MODELO <i>IPRESAS HIDSIMP</i> PARA EL NODO DE LAMINACIÓN.....	38
TABLA 3. DATOS DE CONSECUENCIAS ECONÓMICAS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE € ROTURA.....	46
TABLA 4. DATOS DE CONSECUENCIAS ECONÓMICAS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE € NO ROTURA.....	46
TABLA 5. TASA DE MORTALIDAD CONSIDERADA EN EL CASO BASE. FUENTE: METODOLOGÍA SUFRI.....	49
TABLA 6. TIEMPO DE ONDA PARA LA POBLACIÓN DE VILLAJYOSA.	49
TABLA 7. TIEMPO DE FORMACIÓN DE LA BRECHA. FUENTE: USBR, 2001.....	50
TABLA 8. FACTOR MODO DE FALLO. FUENTE: USBR, 2001.	50
TABLA 9. TIEMPOS DE AVISO CONSIDERADOS.	50
TABLA 10. CATEGORÍA DE LA SEVERIDAD. FUENTE: USACE, 2008.	51
TABLA 11. POBLACIÓN DE VILLAJYOSA.	51
TABLA 12. DATOS DE PÉRDIDA DE VIDAS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE VIDAS DE ROTURA.	52
TABLA 13. DATOS DE PÉRDIDA DE VIDAS INTRODUCIDOS PARA EL NODO DE VIDAS DE NO ROTURA.	53
TABLA 14. RESULTADOS DE RIESGO DE LA PRESA EN LA SITUACIÓN ACTUAL.....	55
TABLA 15. TASAS DE MORTALIDAD OBTENIDAS EN LA METODOLOGÍA SUFRI.	60
TABLA 16. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO LAMINACIÓN.	63
TABLA 17. CALOR DEL ACSLS PARA LA MEDIDA DE AMPLIACIÓN DEL RESGUARDO.	65
TABLA 18. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO LAMINACIÓN.	66
TABLA 19. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO LAMINACIÓN.	68
TABLA 20. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO LAMINACIÓN.	70

TABLA 21. RESULTADOS DE RIESGO DE LAS DIFERENTES ALTERNATIVAS PLANTEADAS.....	73
TABLA 22. RESULTADOS DE ACSLS PARA LAS MEDIDAS PROPUESTAS.....	76
TABLA 23. ACSLS DE LAS ALTERNATIVAS TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL PEP.....	77
TABLA 24. ACSLS DE LAS ALTERNATIVAS TRAS EL RECRECIDO DE LA PRESA.....	79
TABLA 25. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO TC_I.....	82
TABLA 26. DATOS A INTRODUCIR EN EL NODO TC_II.....	82
TABLA 27. SUPERFICIES AFECTADAS PARA DISTINTOS CAUDALES EVACUADOS. FUENTE: NORMAS DE EXPLOTACIÓN.....	83
TABLA 28. PORCENTAJE COSTES DIRECTOS E INDIRECTOS APLICADO PARA CADA CAUDAL EVACUADO.....	83
TABLA 29. DATOS DE CONSECUENCIAS ECONÓMICAS INTRODUCIDOS EN EL NODO DE € ROTURA.....	84
TABLA 30. DATOS DE CONSECUENCIAS ECONÓMICAS INTRODUCIDOS EN EL NODO DE € NO ROTURA.....	84
TABLA 31. DATOS INTRODUCIDOS EN EL NODO DE PÉRDIDA DE VIDAS EN ROTURA.....	86
TABLA 32. DATOS INTRODUCIDOS EN EL NODO DE PÉRDIDA DE VIDAS EN NO ROTURA.....	87
TABLA 33. RESULTADOS DE RIESGO EN VILLAJYOUSA EN LA SITUACIÓN ACTUAL.....	88
TABLA 34. RESULTADOS DE RIESGO EN VILLAJYOUSA TRAS LA IMPLANTACIÓN DE LA SOLUCIÓN PROPUESTA.....	89
TABLA 35. RESULTADOS DE ACSLS PARA LAS MEDIDAS PROPUESTAS.....	91
TABLA 36. RESULTADOS DE ACSLS PARA LAS MEDIDAS PROPUESTAS TRAS LA IMPLANTACIÓN DEL PEP.....	93
TABLA 37. RESULTADOS DE ACSLS PARA LAS MEDIDAS PROPUESTAS TRAS EL RECRECIDO DE LA PRESA.....	94
TABLA 38. ORDEN DE IMPLANTACIÓN DE MEDIDAS.....	96
TABLA 39. COMPARATIVA DEL ACSLS PARA EL RIESGO INCREMENTAL Y RIESGO DE INUNDACIÓN.....	97
TABLA 40. COMPARATIVA DEL ACSLS TRAS IMPLANTAR EL PEP.....	98
TABLA 41. COMPARATIVA DEL ACSLS TRAS EJECUTAR EL RECRECIDO DE LA PRESA.....	98
TABLA 42. COMPARACIÓN DEL VALOR ACSLS PARA LA TERCERA MEDIDA A IMPLANTAR.....	102
TABLA 43. COMPARACIÓN DE RESULTADOS PARA LA TERCERA MEDIDA A IMPLANTAR.....	103

1. INTRODUCCIÓN

La demanda de seguridad en las presas ha crecido en las últimas décadas a nivel internacional y, en particular en España, principalmente tras la rotura de la presa de Tous. Este aumento en la preocupación por la seguridad se vio reflejado en la legislación española con la entrada en vigor en 1996 del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses [1]¹, el cual actualiza los criterios sobre seguridad de presas, siendo éstos de aplicación para las presas ya existentes.

A nivel internacional también se ha producido una mayor preocupación por la seguridad de estas infraestructuras, originada por un lado por el avance de la tecnología y del conocimiento ingenieril, y por otro lado por la exigencia de la población por evitar catástrofes. Diversos organismos han trabajado en la evaluación del riesgo tolerable a asumir generado por las presas. Los mayores avances se han producido en determinar recomendaciones de riesgo incremental producido por el fallo de las presas.

Por otro lado, también ha habido avances en la evaluación del riesgo de inundación en áreas urbanas debida a diversos factores, en especial, en la estimación de las consecuencias.

Sin embargo, se ha observado la falta de metodologías que analicen de forma global ambos riesgos. Esta carencia de conexión da lugar a que se evalúen los efectos de aplicar medidas correctoras en las presas para reducir el riesgo incremental sin considerar los efectos que estas medidas producen en el riesgo total de inundación de las poblaciones aguas abajo de las presas. Por tanto, se plantea que una visión global, considerando como objetivo la reducción de ambos riesgos, generará toma de decisiones más eficientes.

Expuesta la problemática general, se analizará el caso concreto de la presa del Embalse de Amadorio, sito en el T.M. de Villajoyosa, Alicante y la población de Villajoyosa, situada a 5.1km aguas abajo de la presa.

¹ [] indica el número correspondiente de la lista incluida en las referencias del final del documento

1.1. OBJETIVOS

En primer lugar, aplicar la metodología desarrollada en el proyecto de investigación “Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo” [2], resolviendo todas las particularidades del caso concreto de la presa del embalse de Amadorio, con el fin de obtener el riesgo incremental ocasionado por rotura de la presa debida a fallo por sobrevertido.

A continuación, basándose en los resultados obtenidos en la primera parte del estudio, se aplicará la metodología descrita en “WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis” del proyecto SUFRI [3], a la población de Villajoyosa, situada aguas abajo de Amadorio, para analizar el riesgo total de inundación en la población.

Por último, se compararán los resultados obtenidos mediante esta integración y se establecerá una relación entre el riesgo hidrológico de la presa de Amadorio y el riesgo de inundación en la población de Villajoyosa para poder evaluar de forma conjunta las medidas a aplicar y su orden de prioridad.

2. ESTADO DEL ARTE

La metodología para la evaluación del riesgo hidrológico y el de inundación presenta similitudes, e incluso las herramientas para el cálculo de alguna de sus componentes pueden ser utilizadas en la obtención de ambos riesgos. No obstante, más adelante, vamos a distinguir entre los estudios realizados en uno y otro campo.

En general, estas herramientas pueden dividirse en completas o parciales, según caractericen una o las dos componentes del riesgo. También pueden clasificarse como cuantitativas o cualitativas, según si obtienen o no un valor numérico para el riesgo.

Las herramientas parciales y cualitativas se basan en el conocimiento de la realidad y los eventos históricos de inundaciones. Sirven como herramienta para estimar pérdidas medio ambientales o de patrimonio cultural.

Las herramientas completas y cualitativas estiman ambos componentes del riesgo mediante la combinación de métodos cualitativos. Un ejemplo, es la obtención de mapas de riesgo. Estas herramientas sirven para la identificación de áreas prioritarias para la aplicación de medidas de reducción del riesgo, además de ser muy útiles para el planeamiento y la gestión urbanística.

Las herramientas parciales y cualitativas cuantifican numéricamente una de las componentes del riesgo: probabilidad de ocurrencia (mapas de inundaciones, que muestran el área inundada para diferentes eventos asociados a ciertas probabilidades anuales de ocurrencia) o consecuencias. Las herramientas que contabilizan solamente las consecuencias de la inundación se deben usar exclusivamente como una primera aproximación de las consecuencias. Sin embargo, en este campo se están realizando sofisticadas metodologías que incluyen medidas de protección, procedimientos de sistemas de aviso a la población y protocolos de evacuación (LIFESim model [4]. ANCOLD, 2003)

Las herramientas completas y cuantitativas se basan en la combinación de mapas de peligrosidad y la estimación de las consecuencias de inundación. El riesgo de inundación debe definirse para un área que depende del nivel de detalle del estudio. En cada área, se obtiene la probabilidad de inundación dado un determinado calado y se estiman las consecuencias asociadas a dicha profundidad del agua. La suma de los productos resultantes de probabilidad y consecuencias para cada evento da lugar al riesgo total en el área de estudio.

Existe otro tipo de herramientas cuantitativas y completas que se basan en la representación gráfica de ambas componentes del riesgo. Las curvas F-N representan la probabilidad anual acumulada de excedencia de cada nivel de consecuencias, en términos de pérdida de vidas o bien costes económicos. En caso de representar el número potencial de víctimas por inundación, el área encerrada bajo la curva se corresponde con el riesgo social total en el área estudiada. Su principal inconveniente es que no permite un análisis directo de la distribución espacial del riesgo de inundación, como ocurre en los mapas de riesgo. Sin embargo, facilita la comparación con recomendaciones de tolerabilidad o entre diferentes medidas correctoras del riesgo a implantar.

En la UPV se puede mencionar el proyecto SUFRI, “WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis” [3], el cual aporta una herramienta para la caracterización del riesgo residual de inundación en zonas urbanas y la cuantificación del efecto de medidas de reducción del riesgo mediante la obtención de las curvas F-N.

A continuación, se detallan los métodos principales para la estimación de las consecuencias, una de las componentes del cálculo del riesgo. Las consecuencias que conlleva una inundación se puede dividir en pérdida de vidas y coste económico. Las investigaciones realizadas para la estimación de las mismas son de aplicación al cálculo tanto del riesgo hidrológico de la presa como al riesgo de inundación por desbordamiento fluvial.

La mayoría de las metodologías para la estimación de pérdidas económicas por inundación se basan en los trabajos originales de Kates [5]. Estas metodologías usan la profundidad del agua como parámetro de referencia y utilizan curvas calado-daños para estimar las pérdidas económicas en función del valor del uso del suelo.

A nivel español existe el Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial del Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana, PATRICOVA en 2002 [6] que se basa en el establecimiento de curvas calado-daños que asignan un nivel de daños (en porcentaje) en función del nivel del agua alcanzado por la inundación y también, el Plan Especial de Emergencias por Inundación, INUNCAT en 2009 [7]. A nivel internacional, como ejemplo, se cita el Economic Guidance Memorandum (EGM) elaborado por USACE (Dawson, 2003 [8]).

Además, en las consecuencias económicas, hay que considerar que el fallo de la estructura puede dar lugar a la rotura de la presa. Diversos autores han estudiado el coste de reconstrucción de la presa: Ekstrand (2000, [9]), que estima este coste económico a partir del volumen del embalse y Serrano et al. [10] que incluyen también la variable de la altura de la presa.

Existen diversos métodos de estimación de pérdida de vidas por inundación fluvial basados en registros históricos y fundamentos estadísticos. En general, se basan en tasas de mortalidad fijas según el tipo de inundación, el tiempo de aviso y la severidad de la inundación, ya que datos históricos de inundaciones revelan que estas tasas suelen

permanecer constantes para determinados rangos de dichas variables (Graham, 1999 [11] o Metodología Jonkman, 2007 [12]). Además, existen otros métodos que emplean información estadística junto con otros factores de impacto de la inundación, como el método RESCDAM (Reiter, 2001 [13]).

En los últimos años se han desarrollado métodos más sofisticados que combinan la simulación de la inundación, considerada generalmente como resultado de la rotura de presas, con modelos de simulación del movimiento de la población en riesgo, como son: el modelo LIFESim [4] desarrollado en SIG (Sistemas de Información Geográfica) por Utah State University (EE.UU.) o el método LSM desarrollado por BC Hydro de Vancouver (Canadá).

Por último, se describen los principales avances realizados en la evaluación del riesgo hidrológico por fallo de la presa. El inicio, se sitúa a partir de la rotura de la presa de Tetón en 1976. Tras esta fecha la aplicación del análisis de riesgos ha adquirido un destacable desarrollo en el ámbito de la seguridad de presas y embalses.

Desde entonces, distintos organismos y universidades han trabajado en el desarrollo de metodologías para la evaluación del riesgo como herramienta de apoyo a la toma de decisiones en seguridad de presas. Entre ellos, destacan en Estados Unidos el Bureau of Reclamation (USBR, 2003 [14]), U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 2008 [15]) y Federal Emergency Agency (FEMA), BC Hydro en Canadá, el Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD, 2003 [16]) y el Health and Safety Executive (HSE, 2001 [17]) en Reino Unido.

La UPV en colaboración con la Universidad de Castilla-La Mancha también ha desarrollado el proyecto de investigación “Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo”, (I. Escuder Bueno y J. González Pérez [2]).

Dentro del campo de la investigación, destacan las publicaciones de diversos autores: Dr. Bowles [18] (Utah State University), Dr. Baecher (University of Maryland), Dr. Wol (Michigan State University) y Dr. McCann (Stanford University) en Estados Unidos, junto con los doctores Vrijling y Jonkman [19] en Países Bajos.

Finalmente, destacar que los avances realizados en la estimación de las consecuencias por inundación fluvial son de aplicación para la obtención de la componente consecuencias del riesgo hidrológico por fallo de la presa.

3. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

El principal objetivo de la metodología propuesta es el aportar una visión global a la evaluación del riesgo generado por la presencia de una presa y el riesgo de inundación de los municipios situados aguas abajo. Por tanto, se pretende evaluar de forma conjunta las medidas a aplicar y su orden de prioridad a fin de mejorar la eficiencia con respecto a ambos riesgos.

La metodología se divide en los siguientes pasos:

- 1. Estudio de la información disponible. Determinación del alcance del estudio y del caso base considerado.*

En este punto se definirá el nivel de complejidad del modelo de estudio. Para ello se establecerá el ámbito de estudio que estará formado por la presa y el área considerada aguas abajo de la misma. Ésta área podrá limitarse al núcleo urbano principal, a todo el término municipal, o incluso a las diversas poblaciones existentes susceptibles de padecer los efectos del caudal vertido por la presa.

Por otro lado, la información disponible condiciona el grado de detalle de los cálculos o simulaciones que puedan realizarse.

En primer lugar, es necesario revisar la situación actual de la presa, en especial, la relativa a su seguridad. La información más relevante se encuentra en las Normas de Explotación, el Plan de Emergencia y la Revisión de Seguridad.

Terminada la fase de revisión de la información existente, se aconseja una evaluación preliminar de la seguridad de la presa respecto a los estándares comúnmente aceptados en España.

En segundo lugar, dentro del área de estudio considerada, se recomienda una revisión de las características y estado del cauce en el municipio, tipo de vegetación, existencia de infraestructuras que modifiquen el flujo, etc. También el sistema de drenaje existente y el planeamiento urbanístico.

En cuanto a la información, se requiere conocer la población y su variabilidad a lo largo del año, ya sea distinguiendo entre día y noche, día de la semana, mes o estación. Si la variabilidad es sustancial se recomienda el establecimiento de diferentes categorías de tiempo. De este modo, se puede establecer diferentes niveles de población en riesgo. La principal fuente de información para estos datos es el INE, el Ayuntamiento de la localidad y si es el caso, la oficina de turismo.

También pueden distinguirse distintas zonas dentro de la localidad en función del uso del suelo. Estas zonas se caracterizan por presentar diferentes actividades o usos, asociadas a diferentes valores de densidad de población o valor del suelo. De este modo se podrán estimar con mayor precisión las consecuencias tomadas como dato del modelo de riesgo a realizar.

En función de la información disponible y considerada, el modelo presentará una mayor o menor complejidad. Una posible clasificación se muestra en la Tabla 1.

Revisada la información disponible y determinado el alcance, se puede definir la situación de partida para el modelo de riesgo o “caso base”.

Hay que definir los modos de fallo que se van a considerar, los hidrogramas de entrada, el nivel previo del embalse, las normas de explotación consideradas en la laminación, los hidrogramas de rotura y datos para la obtención de las consecuencias.

Tabla 1. Tipificación de los componentes del modelo de riesgo. [2]

Componentes del modelo	Simplificado	Intermedio	Avanzado
Avenidas	Hidrogramas disponibles y extrapolación en su caso	Análisis de incertidumbre sobre la hidrología existente	Hidrología estacional incorporando análisis de incertidumbre
Nivel previo	Nivel Máximo Normal	Ajuste de niveles históricos	Simulación de aportaciones y demandas
Fiabilidad de las compuertas	Valores genéricos recomendados	Árboles de fallo sencillos	Arboles de fallo complejos
Laminación	Caudal desaguado igual al entrante hasta máxima apertura	Normas de Explotación o procedimientos contrastados de actuación	Incorporación del "sistema" de explotación
Modos de fallo	Sobrevvertido	Sobrevvertido Erosión interna en PMS Deslizamiento en PHG	Todos los resultantes de sesiones de juicio experto
Probabilidades de fallo	Curvas de referencia existentes	Juicio experto	Modelos numéricos y simulaciones Montecarlo
Hidrogramas de rotura	A partir de los supuestos del Plan de Emergencia	Juicio experto distinguiendo para cada modo de fallo	Modelos numéricos y simulaciones Montecarlo
Consecuencias	Métodos empíricos (daños)+ interpolación de PEP	Métodos empíricos (daños) + simulación hidráulica de la respuesta del cauce	Métodos simulación (daños) + simulación hidráulica de la respuesta del cauce

2. Análisis del riesgo hidrológico de la presa

En este punto se realiza la evaluación del riesgo hidrológico de la presa. Como metodología a aplicar se propone la desarrollada en el proyecto de investigación "Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo" [2].

La aplicación de esta metodología nos permite obtener resultados que se pueden comparar con recomendaciones de tolerabilidad internacionales. La primera utilizada es la propuesta por el USBR [14], que evalúa el riesgo individual, es decir, representa la pérdida de vidas promedio (obtenida al dividir el riesgo en vidas por la probabilidad de rotura) frente a la probabilidad de rotura.

También se han considerado recomendaciones de tolerabilidad que representan el riesgo social, el cual analiza con qué probabilidad anual se produciría un cierto número de víctimas. En este estudio se han empleado las recomendaciones propuestas por el USACE [15] y el ANCOLD [16].

Tras la evaluación con las recomendaciones antes mencionadas, se propone el estudio de diferentes medidas que reduzcan el riesgo obtenido para el caso base.

Para evaluar, en términos de eficiencia, la conveniencia o no de cada una de las medidas se utiliza el indicador ACSLS [18] o coste ajustado por vida estadística salvada, que representa el coste económico por cada vida estadística salvada por la medida implantada. En general, cuando se comparan diferentes alternativas se considera que aquella cuyo valor del ACSLS sea inferior resulta más adecuada. Sin embargo, en caso de querer utilizarse el indicador ACSLS no solo para comparar soluciones entre sí, sino como referencia de lo justificada o no que pueda estar una actuación, Bowles (2004, [18]) propuso los siguientes umbrales de referencia en dólares de manera orientativa: por debajo de 3 millones de dólares por vida estadística salvada la medida estaría muy altamente justificada y por encima de 140 millones de dólares muy poco justificada.

3. Análisis del riesgo de inundación en la población situada aguas abajo de la presa.

A continuación, considerando los resultados obtenidos en el apartado anterior del estudio, se aplicará la metodología descrita en “WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis” del proyecto SUFRI [3] para analizar el riesgo total de inundación en el área de estudio considerada.

En primer lugar, se analizará el riesgo de inundación del caso base. A continuación se calculará el efecto de la implantación de las medidas obtenidas

en el apartado anterior. Seguidamente, se realizará un estudio de las medidas más eficiente, según el indicador ACSLS, desde el punto de vista de riesgo de inundación.

4. Relación entre el riesgo incremental por rotura de la presa y el riesgo de inundación

Por último, se compararán los resultados obtenidos en los puntos previos y se establecerá una relación entre el riesgo hidrológico de la presa de Amadorio y el riesgo de inundación en la zona considerada para poder evaluar de forma conjunta las medidas a aplicar y su orden de prioridad. A la vista de la comparación realizada se establece una recomendación inicial de medidas a tomar para la reducción de ambos riesgos. Esta primera decisión se tendrá que validar mediante el análisis de sensibilidad posterior.

5. Análisis de sensibilidad

El análisis de sensibilidad permite estimar el rango de validez del análisis simplificado y de la decisión tomada inicialmente. Como criterio general, más allá de las diferencias en los valores numéricos de estimación de riesgo, se debe decidir si el nivel de incertidumbre es excesivo. Este se evalúa en función de si la dispersión de los valores obtenidos altera de forma sustancial las decisiones a tomar.

6. Recomendaciones de actuación.

Por último, considerando todos los resultados anteriores, se está en condiciones de poder establecer una serie de recomendaciones para reducir el riesgo incremental que causaría la rotura de la presa y a su vez, el riesgo de inundación de los municipios aguas abajo.

4. CASO DE ESTUDIO

4.1. ESTUDIO DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE. DETERMINACIÓN DEL ALCANCE DEL ESTUDIO Y DEL CASO BASE CONSIDERADO.

El estudio se realiza sobre la Presa de gravedad del embalse de Amadorio, situada en el T.M. de Villajoyosa (Alicante) y la población de Villajoyosa, situada a 5,1km aguas abajo.

El primer paso ha sido la recapitulación de toda la información disponible que fuera de relevancia para el conocimiento profundo del estado actual de la presa.

Este estudio ha sido precedido por los siguientes estudios técnicos referentes a la presa de Amadorio, nombrados por orden cronológico:

1. El proyecto de la presa fue elaborado por J. Aura Candela a fecha 27 de diciembre de 1941.
2. La construcción fue llevada a cabo por Osepsa. La fecha de entrada en servicio fue 1957.
3. “Dossier técnico de la presa de Amadorio”, realizado por un equipo de redacción de la Confederación Hidrográfica del Júcar en marzo de 1995 [20].
4. “Estudio de Clasificación de Presas en función del Riesgo Potencial, cuenca del Júcar, Presa de Amadorio”, realizado por la Dirección General de Obras Hidráulicas y calidad de las Aguas de fecha el 26 de marzo de 1999.

Es importante subrayar que en este estudio se determina como clasificación de la presa referenciada la Categoría A.

5. “Documento XYZT”, facilitado sólo en parte por la CHJ [21].
6. Normas de explotación, facilitado parcialmente por la CHJ [22].

7. Plan de Emergencia aprobado el 13 de febrero del 2008, facilitado parcialmente por la CHJ [23].

Una vez determinada la información previa existente, se revisa la información disponible sobre la presa relativa a su seguridad. En este caso, se dispone parcialmente de las Normas de Explotación, el Plan de Emergencia, sin embargo, se asume que se dispone de toda la información relevante para evaluar la situación actual de seguridad de la presa.

La información básica disponible de la presa de Amadorio para este estudio es la siguiente:

- La cubicación del embalse mediante tablas y curvas de embalse (ver Anejo 3).
- Descripción geométrica del estado actual de la presa (ver Anejo 3).
- Información geológica general y de la cerrada (ver Anejo 4).
- Clasificación en función del riesgo potencial.
- Hidrogramas de entrada para distintas hipótesis de lluvia y periodos de retorno (ver Anejo 5).
- Resguardos según los diferentes meses del año según la Norma de explotación.
- Caudal a partir del cual se producen afecciones a zona urbana en Villajoyosa: 50 m³/s
- Hidrogramas de rotura para los escenarios A1, H1 y H2 detallados en el Plan de Emergencias.

A continuación se ha realizado una revisión previa de la seguridad de la presa, analizando la capacidad de laminación de los órganos de desagüe y la estabilidad frente a deslizamiento según la Guía Técnica. En primer lugar, el estudio de laminación determina que los órganos de desagüe no son capaces de laminar la avenida extrema y se produce sobrevertido (ver Anejo 6). En segundo lugar, los coeficientes de seguridad son para algunas de las hipótesis inferiores a los recomendados por la Guía Técnica (ver Anejo 8).

Además, se ha realizado una visita a la presa con el fin de analizar su estado general y principales problemas. En esta visita, se ha prestado especial atención al funcionamiento y estado de los órganos de desagüe, así como a la caracterización geológica de la cerrada de la presa. También se ha seguido el curso de río Amadorio hasta su desembocadura y se ha visitado la población de Villajoyosa (ver Anejo 2).

Referente a la población de Villajoyosa se han obtenido del INE [24] datos referentes a su densidad de población, población vinculada, número de segundas viviendas, tipología de las viviendas. De las Normas de Explotación se ha obtenido el área inundada para diferentes caudales sin haberse producido la rotura de la presa.

Considerando la información disponible y el objetivo del estudio se analiza únicamente el riesgo debido a fallo por sobrevertido. No obstante, se tendrá en cuenta en el caso de proponer medidas, si estas influyen positivamente o negativamente en el riesgo por deslizamiento.

Además, dado que se trata de una metodología simplificada, se tomarán directamente las avenidas entrantes al embalse bajo la hipótesis A (tormenta centrada en la subcuenca del río Amadorio) facilitadas por la CHJ sin profundizar en la metodología empleada para su obtención.

Por último, aunque el proyecto de la presa sitúa el NMN a cota 127msnm, la presa se encuentra regulada mediante resguardos por lo que el análisis se realiza teniendo en cuenta este hecho. Así pues, en el caso base, se ha considerado el máximo resguardo estacional propuesto en las Normas de explotación como nivel previo del embalse. Este resguardo representa una medida de seguridad implantada ya en la presa y coincide con la época de mayor riesgo de avenidas. Hay que subrayar que la aplicación de resguardos es, en sí misma, una medida de seguridad ya aplicada a la presa.

No obstante, se realizará un análisis de sensibilidad del hidrograma de entrada y del nivel previo para evaluar la influencia que cada variable tiene sobre el riesgo resultante.

4.2. ANÁLISIS DEL RIESGO HIDROLÓGICO DE LA PRESA DEL EMBALSE DE AMADORIO, EN EL T.M. DE VILLAJYOYOSA (ALICANTE)

El presente apartado estudia el riesgo incremental que supondría la rotura de la presa de gravedad del embalse de Amadorio, situada en el T.M. de Villajoyosa (Alicante) debida a fallo por sobrevertido. Para su cálculo se ha aplicado la metodología desarrollada en la Memoria del documento “Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo” [2]. La metodología consta de las fases mostradas en la Figura 1.

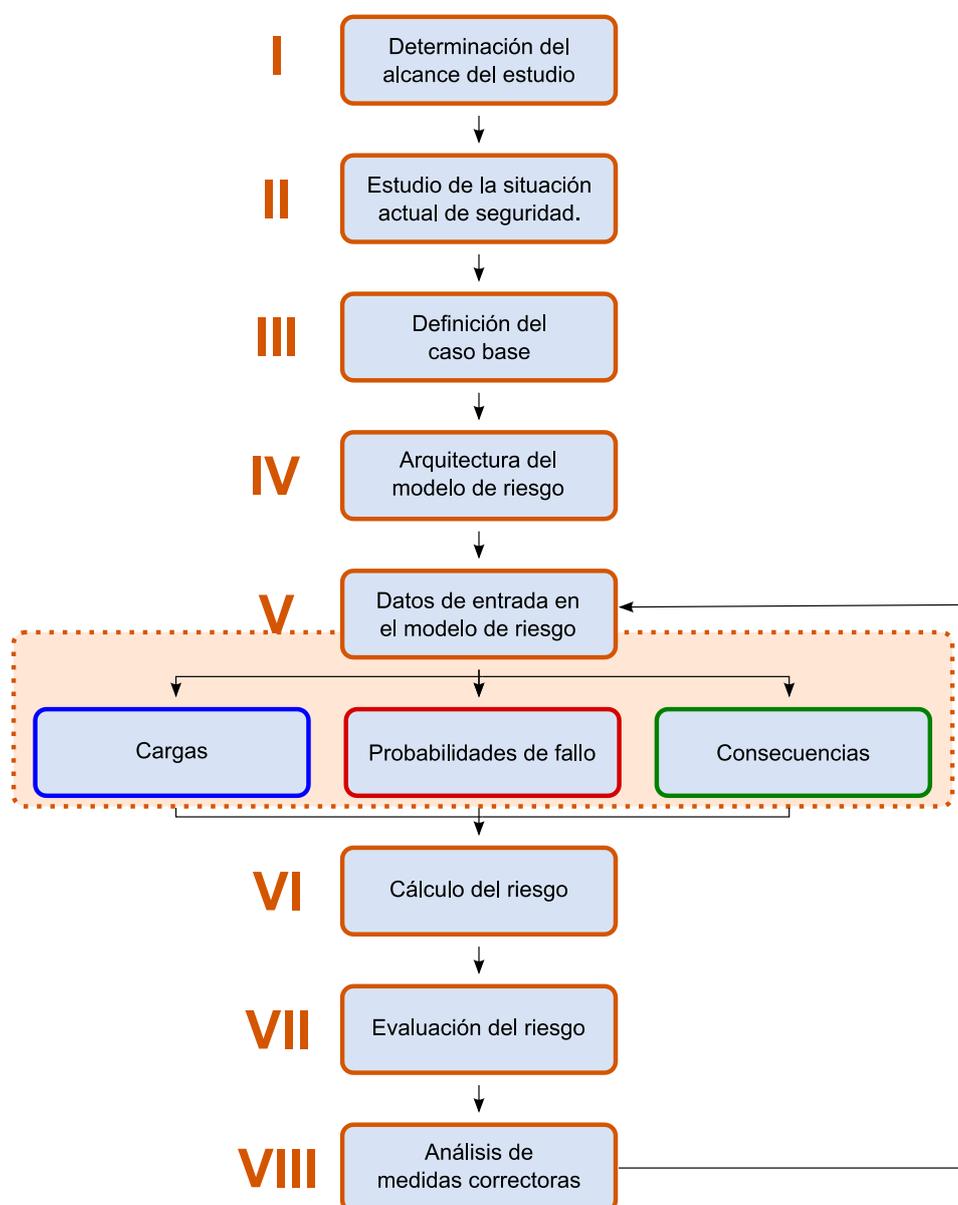


Figura 1. Fases de la metodología para la evaluación hidrológica de presas.

Para el cálculo del riesgo, se ha utilizado el software iPresas HidSimp [25], el cual se fundamenta en la utilización de un árbol de eventos y su diagrama de influencia.

La información necesaria a introducir en cada uno de sus nodos se ha considerado en el apartado anterior, así como el alcance del estudio y su definición del caso base. Por consiguiente, se inicia la metodología en su fase IV.

4.2.1. FASE IV. ARQUITECTURA DEL MODELO DE RIESGO

De acuerdo con la metodología, el modelo de riesgo considerado es el siguiente:

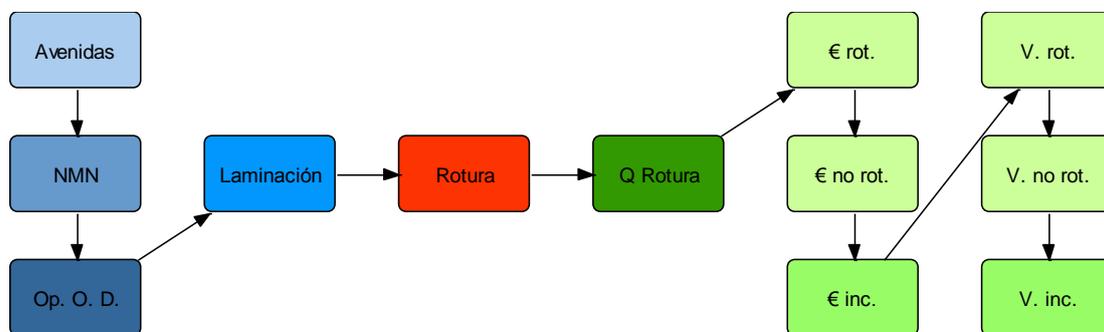


Figura 2. Arquitectura del modelo de riesgo para el cálculo del riesgo por sobvertido.

En esta arquitectura, los nodos marcados en azul incorporan las cargas que debe soportar la presa con una cierta probabilidad. El número de ramas del árbol de eventos será función de los datos introducidos en estos nodos. El nodo rojo representa a la respuesta del sistema, es decir, dadas las cargas de los nodos anteriores, define la probabilidad de que la presa falle. Por último, los nodos en verde introducen las consecuencias producidas por el fallo de la presa.

4.2.2. FASE V. DATOS DE ENTRADA AL MODELO DE RIESGO

Los datos a introducir, para poder realizar los cálculos, en cada uno de los nodos del modelo de riesgo se detallan en los siguientes puntos:

4.2.2.1. Avenidas

Las avenidas introducidas en el modelo se han obtenido en su mayor parte del Anejo 6, Estudio Hidrológico, de las Normas de explotación de la presa. Se cuenta con los hidrogramas de entrada en el embalse correspondientes a periodos de retorno de 10 a 1,000 años. Además, se amplía el rango de hidrogramas mediante el ajuste de la función Log-Pearson, con los hidrogramas para periodo de retorno 5,000 y 10,000 años. Los hidrogramas de entrada considerados se presentan en la Figura 3 siguiente:

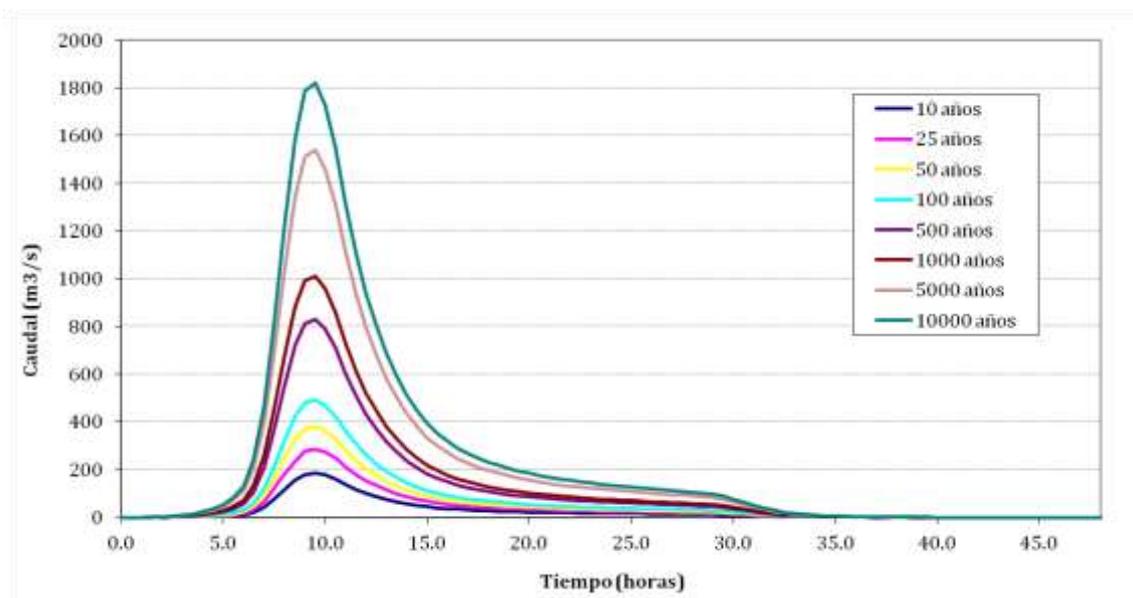


Figura 3. Hidrogramas de entrada al embalse con avenidas extrapoladas.

En la Figura 4 se muestran los datos introducidos en el comando del nodo correspondiente del modelo de *iPresas HidSimp*.

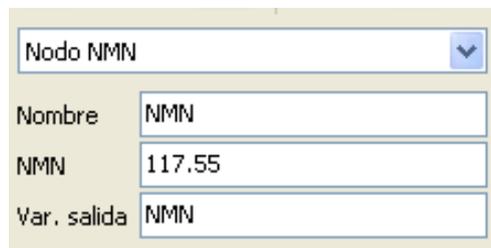
Figura 4. Datos introducidos para el nodo de Avenidas.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo. Por defecto, este nombre es Avenidas.
- *T mín*: valor del período de retorno mínimo que se va a considerar en los cálculos para estimar la probabilidad de rotura por sobrevertido (años).
- *T máx*: valor del período de retorno máximo que se va a considerar en los cálculos para estimar la probabilidad de rotura por sobrevertido (años).
- *Var. salida*: Nombre elegido para la variable de salida, que en este nodo es la probabilidad anual de excedencia de las avenidas. Por defecto, el nombre utilizado es PAE.

4.2.2.2. Nivel previo

En el caso base, se considera que la presa se encuentra al nivel de 117.55 msnm, nivel que considera la existencia de un resguardo. En la Figura 5 se muestran los datos introducidos en el comando del nodo correspondiente del modelo de *iPresas HidSimp*.



Nodo NMN	▼
Nombre	NMN
NMN	117.55
Var. salida	NMN

Figura 5. Datos introducidos para el nodo de NMN.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo. Por defecto, este nombre es NMN.
- *NMN*: valor del nivel previo al que se encuentra el embalse cuando llega la avenida (msnm).
- *Var. salida*: nombre elegido para la variable de salida, que en este nodo es el nivel previo al que se encuentra el embalse cuando llega la avenida. Por defecto, el nombre utilizado es NMN.

4.2.2.3. *Fiabilidad de compuertas*

La fiabilidad de compuertas ha sido considerada utilizando los valores propuestos en la metodología.

En primer lugar, existe un aliviadero superficial con una longitud de 33,5 metros, que se distribuye en dos vanos de 15 metros de anchura cerrados por sendas compuertas Taintor, separados por una pila de 3,50 metros de ancho. La fiabilidad considerada para cada uno de los vanos es del 75%, ya que el aliviadero se encuentra en buenas condiciones, pero se ha presentado algún problema en su operación. A partir de esta fiabilidad, se estima la probabilidad de funcionamiento de 0, 1 ó 2 compuertas mediante una distribución de Bernouilli, y se considera que ambas compuertas funcionan de forma independiente.

El desagüe de fondo, no se considera para la laminación de avenidas por indicación de la Norma de Explotación.

En la Figura 6 se muestran los datos introducidos en el comando del nodo correspondiente del modelo de *iPresas HidSimp*.

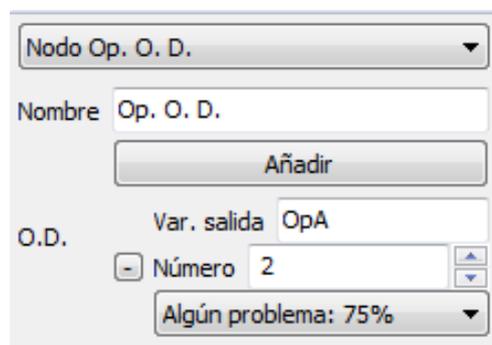


Figura 6. Datos introducidos en el modelo *iPresas HidSimp* para el nodo de Fiabilidad.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo. Por defecto, este nombre es Op.O.D.
- *Añadir*: con esta opción se añade un nuevo órgano de desagüe al modelo.
- *Var. salida*: es el nombre elegido para la variable de salida, que en este nodo es la operatividad de cada órgano de desagüe.
- *Número*: es el número de elementos de los que consta cada órgano de desagüe.

- *Menú fiabilidad*: se define la operatividad para cada órgano de desagüe en función de su estado.

4.2.2.4. Laminación

El siguiente paso es realizar con la ayuda de una hoja de cálculo la laminación de la presa. Para su determinación se han tenido en cuenta las siguientes premisas generales:

- El desagüe de fondo no se tendrá en cuenta para la laminación de avenidas, a tal efecto sólo se utilizará el aliviadero.
- El caudal a desaguar no podrá superar, en ningún caso, el caudal de entrada al embalse.

Este cálculo de laminación se ha realizado para cada avenida considerada y para cada combinación de funcionamiento de los órganos de desagüe. Para ello, se ha utilizado la curva característica del embalse y las curvas de gasto de cada uno de los órganos de desagüe. Los resultados detallados se muestran en el Anejo 6.

A continuación, se muestra un resumen de los resultados de laminación obtenidos, indicando en la Figura 7 el nivel máximo del embalse y en la Figura 8 la altura de sobrevertido resultante para diferentes combinaciones de funcionamiento de los órganos de desagüe en función del periodo de retorno. Como se puede observar, el sobrevertido se inicia para periodos de retorno próximos a 5000 años cuando los órganos de desagüe funcionan correctamente. Además, la influencia del aliviadero es muy destacable puesto que, en caso de no funcionar ninguna de las compuertas, se producen sobrevertidos para periodos de retorno bajos.

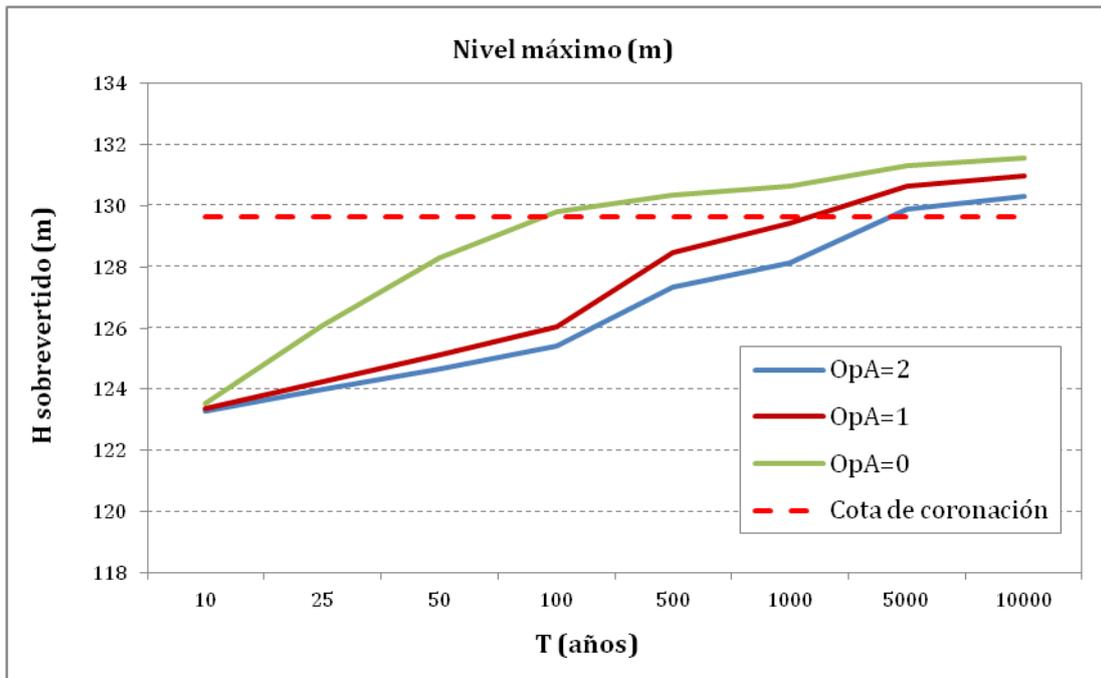


Figura 7. Nivel máximo del embalse en función del período de retorno de la avenida entrante para diferentes combinaciones de funcionamiento de las compuertas del aliviadero.

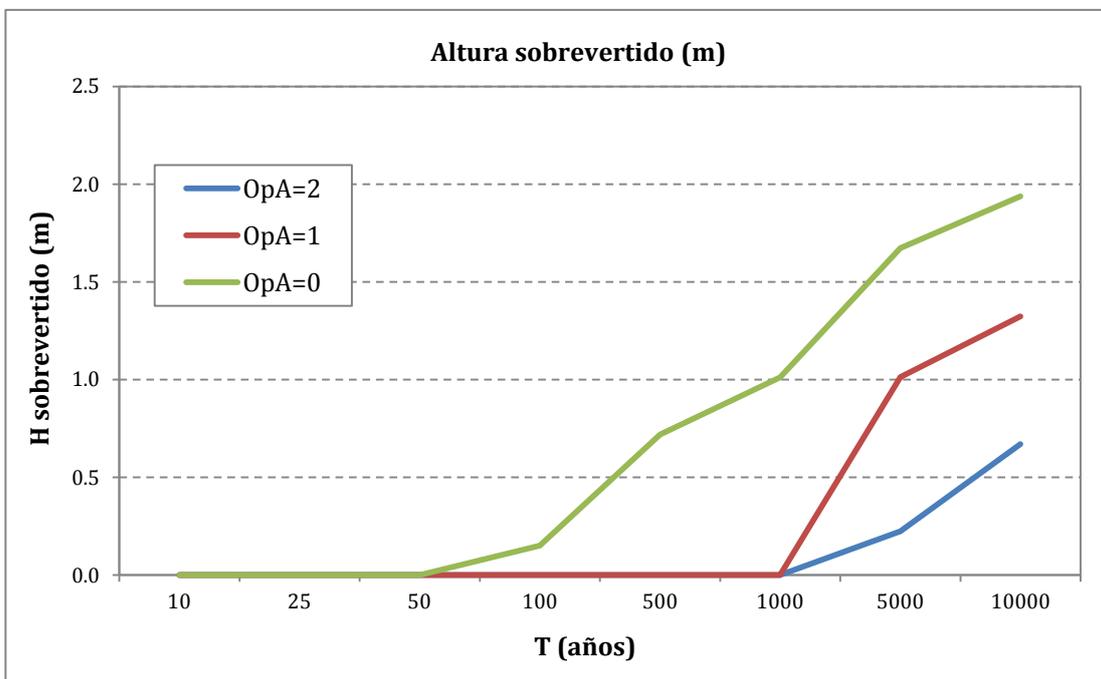


Figura 8. Altura de sobrevertido en función del período de retorno de la avenida entrante para diferentes combinaciones de funcionamiento de las compuertas del aliviadero.

La Figura 9 muestra los caudales pico vertidos por la presa para los diferentes periodos de retorno considerados. En caso de fallo de ambas compuertas, el vertido por coronación se produciría a partir de la avenida de T =100 años.

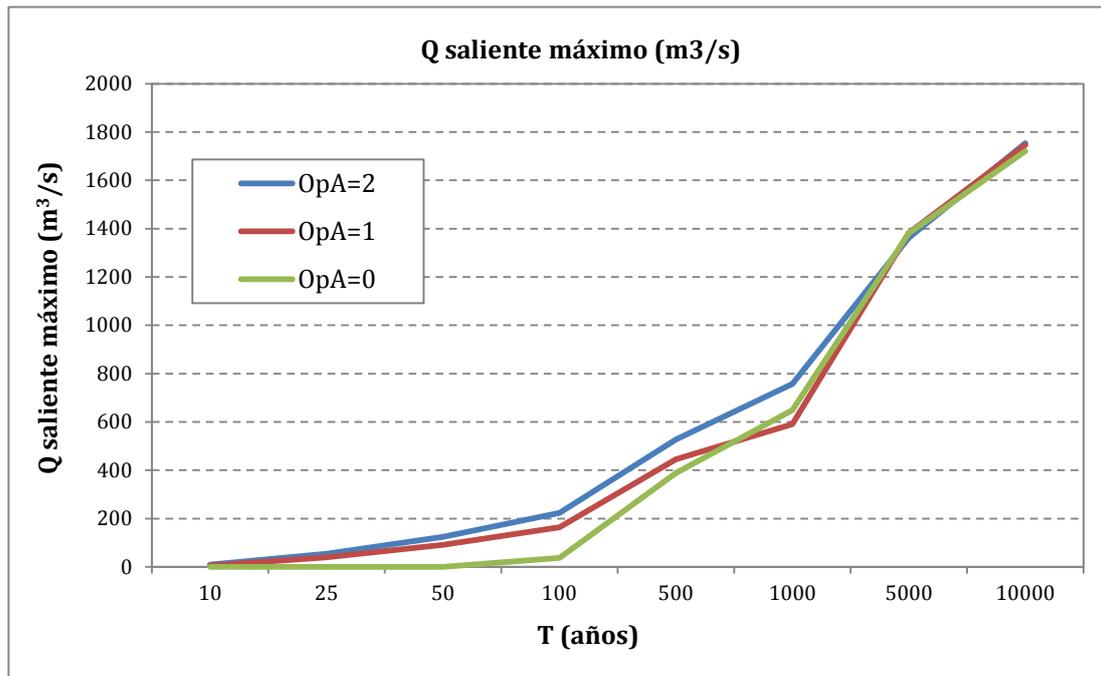


Figura 9. Caudal vertido en función del período de retorno de la avenida entrante para diferentes combinaciones de funcionamiento de las compuertas del aliviadero.

Los datos de laminación se introducen en el modelo mediante una hoja de cálculo donde cada línea representa uno de los cálculos de laminación. En la Tabla 2 se muestran los resultados de la laminación del embalse que se introducen en el nodo de Laminación del modelo realizado con *iPresas HidSimp*.

Tabla 2. Datos de laminación introducidos en el modelo *iPresas HidSimp* para el nodo de Laminación.

T	PAE	NMN	OpA	Nmax	Qlam
10000	0.0001	117.55	0	131.59	1720.25
10000	0.0001	117.55	1	130.97	1746.53
10000	0.0001	117.55	2	130.32	1753.97
5000	0.0002	117.55	0	131.32	1380.96
5000	0.0002	117.55	1	130.66	1382.34
5000	0.0002	117.55	2	129.87	1362.07
1000	0.001	117.55	0	130.66	648.83
1000	0.001	117.55	1	129.45	590.65
1000	0.001	117.55	2	128.12	757.85
500	0.002	117.55	0	130.37	388.64
500	0.002	117.55	1	128.45	444.99
500	0.002	117.55	2	127.36	527.27
100	0.01	117.55	0	129.80	37.06
100	0.01	117.55	1	126.06	163.61
100	0.01	117.55	2	125.41	223.75
50	0.02	117.55	0	128.31	0.00
50	0.02	117.55	1	125.12	90.90
50	0.02	117.55	2	124.68	124.84
25	0.04	117.55	0	126.08	0.00
25	0.04	117.55	1	124.25	39.53
25	0.04	117.55	2	123.98	53.61
10	0.1	117.55	0	123.53	0.00
10	0.1	117.55	1	123.37	6.02
10	0.1	117.55	2	123.30	8.94

Donde:

- *T*: periodo de retorno (años).
- *PAE*: probabilidad anual de excedencia (años⁻¹).
- *NMN*: nivel previo considerado (msnm).
- *OpA*: operatividad del aliviadero (adimensional).
- *Nmax*: nivel máximo alcanzado (msnm).
- *Qlam*: caudal de salida máximo total (m³/s).

En la Figura 10 se muestran los datos introducidos en el comando del nodo correspondiente del modelo de *iPresas HidSimp*.

The screenshot shows a configuration window for a 'Nodo Laminación'. The fields are as follows:

Field	Value
Nodo Laminación	Nodo Laminación
Nombre	Laminación
Archivo	E:\Amadorio
Hojas	Laminacion
Selectores	NMN, OpA
Var. entrada	PAE
Vars. salida	NMax, QLam

Figura 10. Datos introducidos para el nodo de Laminación.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo. Por defecto, este nombre es Laminación.
- *Archivo*: indica la ruta del archivo de Microsoft Excel con extensión .xls donde se encuentran los datos sobre la laminación (Tabla 2).
- *Hojas*: se especifica la hoja del archivo de Microsoft Excel donde se encuentran los datos de laminación.
- *Selectores*: se deben introducir las variables de entrada en la laminación diferentes al PAE, que en este caso son el nivel previo cuando llega la avenida (NMN) y las operatividades de los órganos de desagüe introducidos en el nodo Op.O.D (OpA).
- *Var. entrada*: nombre elegido para la variable principal de entrada en la laminación, es decir, la probabilidad anual de excedencia de la avenida considerada. Por defecto, el nombre utilizado previamente para esta variable es PAE.
- *Var. salida*: nombre elegido para las variables de salida, que en este nodo son el nivel máximo que alcanza el agua en el embalse (NMax) y el caudal máximo de salida (QLam).

4.2.2.5. Modos de fallo

En el presente modelo, se ha considerado únicamente el modo de fallo por sobrevertido. En un análisis más completo se incluiría el fallo por deslizamiento. No obstante, se ha calculado el factor de seguridad de la presa en la situación actual y se ha comparado con las recomendaciones de la Guía Técnica nº2 [26] (ver Anejo 8).

4.2.2.6. Probabilidades de fallo

Las probabilidades de fallo por sobrevertido son estimadas directamente a partir de la altura de sobrevertido, utilizando para ello las curvas de referencia de fallo por sobrevertido propuestas en la metodología. En este caso, al tratarse de una presa de gravedad, se utiliza la curva que se muestra en la Figura 11.

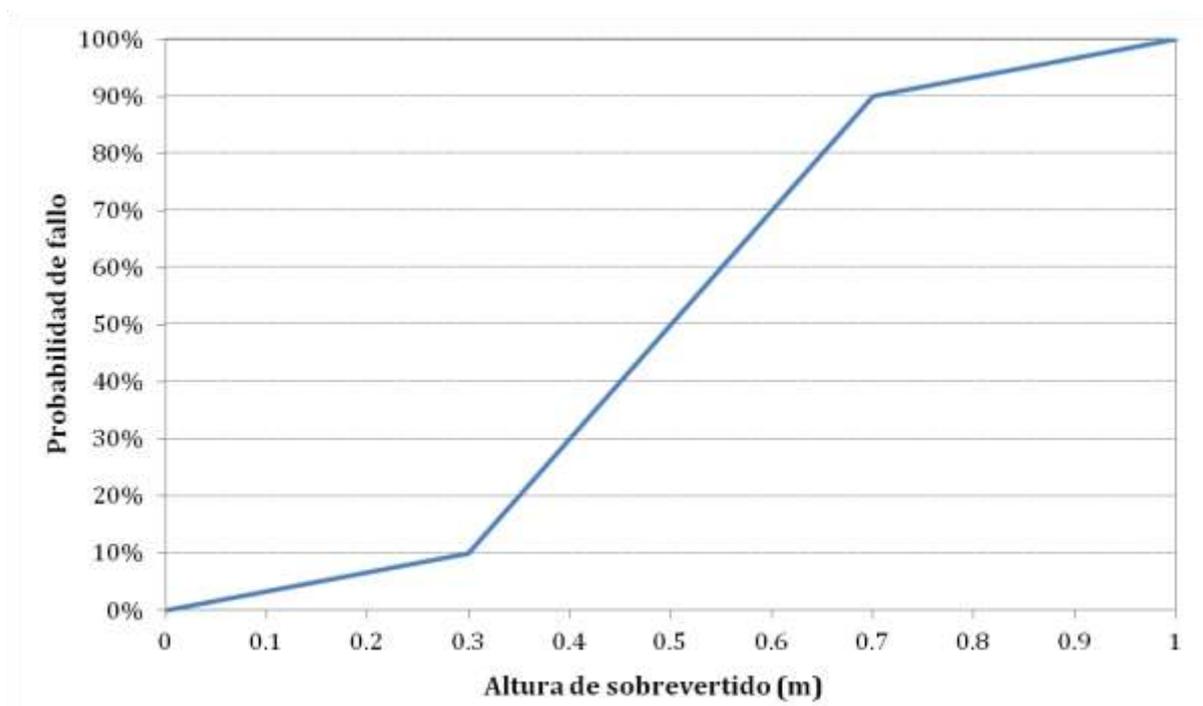


Figura 11. Probabilidad de fallo en presas de gravedad en función de la altura de sobrevertido.

En la Figura 12 se muestran los datos introducidos en el comando del nodo correspondiente del modelo de *iPresas HidSimp*.

The image shows a software configuration window for a 'Rotura' node. At the top, there is a dropdown menu labeled 'Nodo Rotura'. Below it, there are several input fields and a radio button group. The 'Nombre' field contains the text 'Rotura'. The 'N. coronación' field contains the numerical value '129.65'. The 'Tipo' section has three radio buttons: 'Materiales sueltos', 'Gravedad' (which is selected with a blue dot), and 'Arco/bóveda'. At the bottom, the 'Var. entrada' field contains the text 'NMax'.

Figura 12. Datos introducidos para el nodo de Rotura.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo. Por defecto, este nombre es Rotura.
- *N. coronación*: valor del nivel de coronación del embalse (msnm).
- *Tipo*: se especifica qué tipo de presa es, lo que determina qué tipo de curva de fallo por sobrevertido debe usarse.
- *Var. entrada*: nombre definido previamente para la variable de entrada, que en este nodo es el nivel máximo alcanzado en el embalse. Por defecto, el nombre utilizado es NMax.

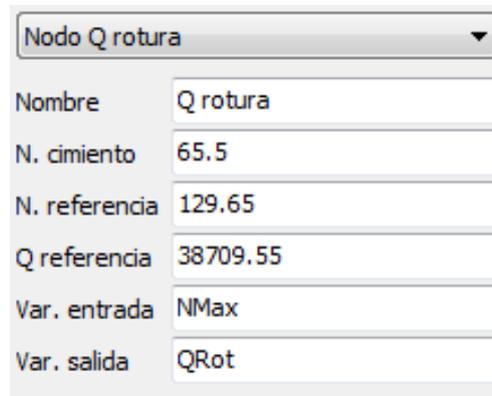
4.2.2.7. Hidrogramas de rotura

Para introducir la relación entre el nivel en el embalse y el caudal máximo de rotura se utiliza una adaptación de la fórmula propuesta por Froehlich et al. (1995) [27], que estima esta relación a partir de la altura de la brecha y el volumen del embalse.

$$Q_p = 0.607 \cdot V_w^{0.295} \cdot H_w^{1.24}$$

Para utilizar esta fórmula tan solo es necesario introducir en el programa una relación entre nivel de agua en el embalse y caudal pico de rotura ya conocida. En este caso, se han utilizado los datos que aparecen en el Plan de Emergencia, y que en el escenario H2, estima un caudal pico de rotura de 38709.55 m³/s para un nivel del embalse de 129.65

msnm (nivel de coronación), siendo el nivel del cimiento 65.5 msnm. En la Figura 13 se muestran los datos introducidos en el comando del nodo correspondiente.



Nodo Q rotura	
Nombre	Q rotura
N. cimiento	65.5
N. referencia	129.65
Q referencia	38709.55
Var. entrada	NMax
Var. salida	QRot

Figura 13. Datos introducidos para el nodo de Q rotura.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo. Por defecto, este nombre es Q Rotura.
- *N. cimiento*: nivel de la cimentación de la presa (msnm).
- *N. referencia*: nivel de agua en el embalse para el que se ha calculado el valor del caudal pico de rotura (msnm).
- *Q referencia*: caudal pico de rotura calculado cuando la presa rompe con el embalse en el nivel de referencia (m^3/s).
- *Var. entrada*: nombre definido previamente para la variable de entrada, que en este nodo es el nivel máximo alcanzado en el embalse NMax.
- *Var. salida*: nombre para la variable de salida, que en este nodo es el caudal pico de rotura QRot.

4.2.2.8. Consecuencias

Las consecuencias han sido estimadas de forma simplificada para los tres escenarios de rotura planteados en el Plan de Emergencia. Los escenarios estudiados son:

- H1: Escenario de rotura sin avenida. Embalse de Amadorio lleno hasta la cota 127,00 m. (N.M.N.).
- H2: Escenario de rotura en situación de avenida extrema. Embalse de Amadorio lleno hasta la cota de coronación 129,65 m., desaguando la avenida extrema.
- A1: Escenario de rotura de las compuertas del aliviadero, estando el embalse de Amadorio lleno hasta la cota 127,00 m. (N.M.N.).

La profundidad máxima del agua, el caudal máximo y el tiempo de llegada de la onda a la zona inundada para cada uno de los escenarios han servido como base para la estimación de consecuencias.

Con las consecuencias obtenidas para cada uno de los escenarios y su caudal máximo de rotura se puede obtener la relación entre consecuencias y caudales de rotura buscada para el modelo de riesgo. Estas curvas parten del caudal de daños, ya que con un caudal menor las consecuencias por inundación son nulas. En este caso, el caudal de daños es de 50 m³/s.

Consecuencias económicas

En primer lugar se ha obtenido el área inundada para cada uno de los escenarios del PEP. Se observa que la superficie anegada para la hipótesis H1 y H2 es prácticamente la misma. En cualquier caso, la superficie inundada es principalmente residencial.

Para estimar las consecuencias económicas se ha empleado la metodología del PATRICOVA [6]. El proceso se resume en la Figura 14:

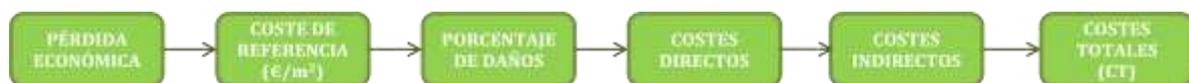


Figura 14. Proceso de obtención de las consecuencias económicas.

En primer lugar, se estima un valor de destrucción total para cada zona inundada. El valor del suelo se ha calculado siguiendo la indicación del PATRICOVA, según la cual el valor es de 82 euros/m² para el caso del uso residencial de muy alta densidad. Por lo que según la tabla del PATRICOVA, una alta densidad con magnitud media se corresponde

con un valor de 41 euros/m². Este valor se debe actualizar al año de cálculo, en el caso de estudio tenemos un valor de 52.09 euros/m².

En segundo lugar, para hallar los costes directos el valor estimado anteriormente de destrucción total para cada zona inundada se multiplica por un coeficiente de daños en función del calado que se alcance en la zona. Esta relación se denomina curva calado-daños, la curva general propuesta por el PATRICOVA se muestra en la Figura 15.

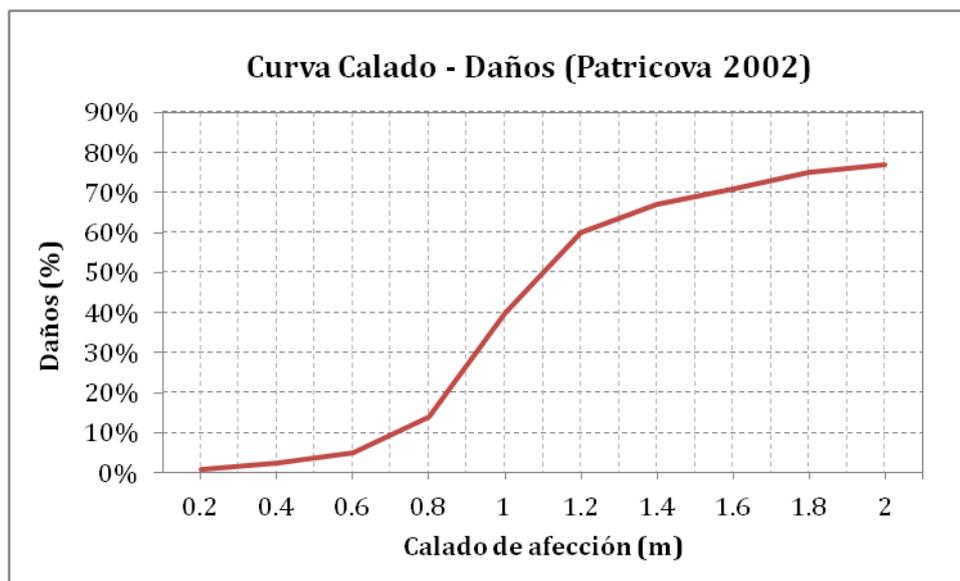


Figura 15. Curva de calado-daños propuesta por el PATRICOVA.

Además se han tenido en consideración los costes indirectos generados. De acuerdo con el criterio propuesto por el PATRICOVA, en la estimación del coeficiente -municipal- de daños indirectos intervienen los siguientes parámetros:

- Población total del término municipal.
- Porcentaje de superficie afectada por la inundación.
- Densidad de población.
- Número de entidades de población.
- Valor y composición del parque de viviendas (estimado a partir del número total de viviendas del municipio).
- Entidad de los sectores productivos localizados (a través del empleo total en el municipio).

- Porcentaje de población activa ligada a la agricultura.

El valor numérico, en cualquier caso, del coeficiente municipal de daños indirectos e intangibles se limita al rango final de (1 - 1,55).

Considerando lo anterior se distingue entre el caso A1 y el resto de escenarios dado que el área de afección difiere mucho de un caso al resto. Para la hipótesis A1 se considera un valor de 1.15, mientras que en el resto de los casos se supone un valor de 1.45.

También se ha estimado el coste de reconstrucción de la presa. Ekstrand, E.R. (2000, [9]) propuso una ecuación en función del volumen embalsado. En este estudio, se ha utilizado una ecuación desarrollada con datos del coste de construcción de presas similares en España y que estima este coste a partir del volumen del embalse y la altura de la presa [10].

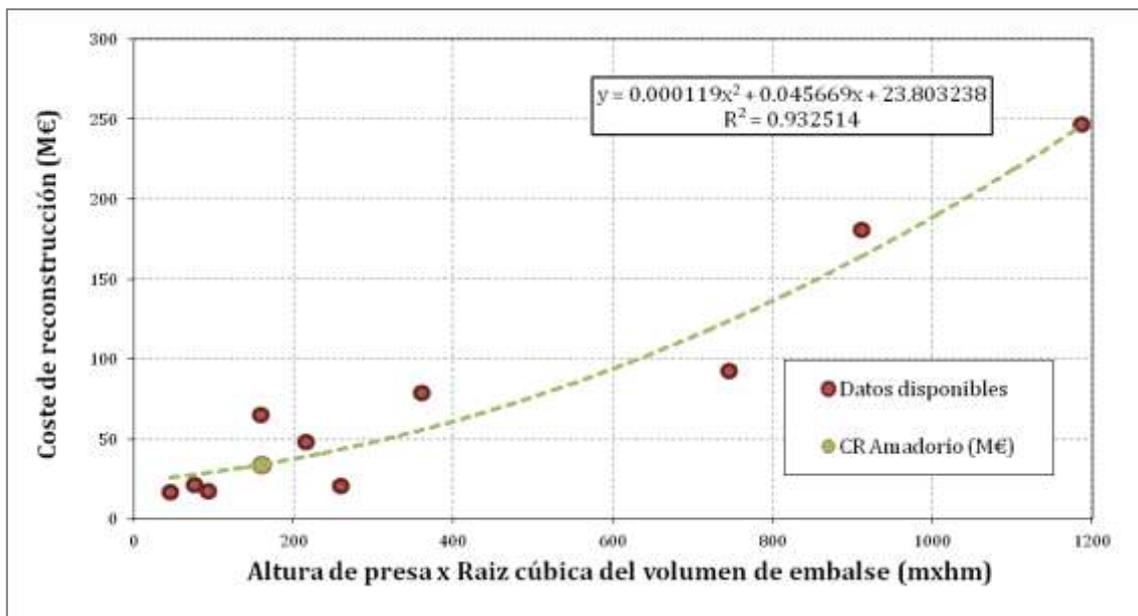


Figura 16. Estimación del coste de reconstrucción de una presa.

El coste de reconstrucción de la presa aplicando la ecuación anterior es de 34.25 M€. Este coste diferencia la curva que relaciona el caudal con los costes económicos para los casos de rotura y de no rotura. Además, la curva caudal - costes económicos se ha extendido mediante extrapolación lineal para poder recoger todo el rango de caudales máximos considerados.

Con todos estos datos, las dos curvas de pérdidas económicas obtenidas son las siguientes:

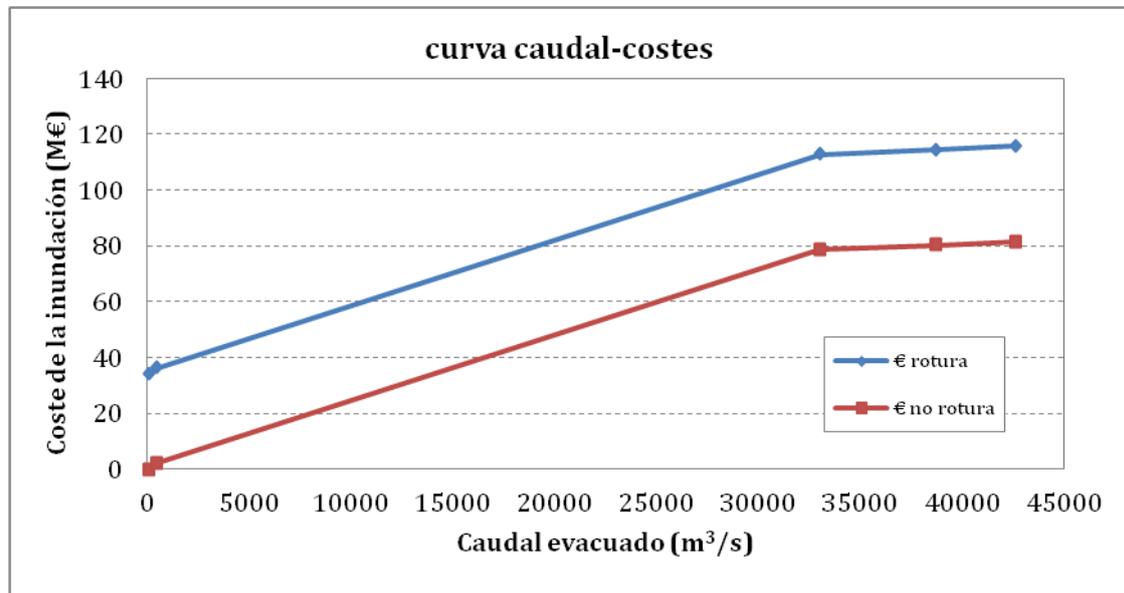


Figura 17. Consecuencias económicas obtenidas en función del caudal pico de rotura.

En la Tabla 3 y la Tabla 4 se presentan los datos introducidos en los nodos de € de rotura y € de no rotura respectivamente en el modelo realizado con *iPresas HidSimp*.

Tabla 3. Datos de consecuencias económicas introducidos para el nodo de € rotura.

QRot	eur_si
50	34.25
430	36.42
32989	112.94
38710	114.68
42589	115.86

Tabla 4. Datos de consecuencias económicas introducidos para el nodo de € no rotura.

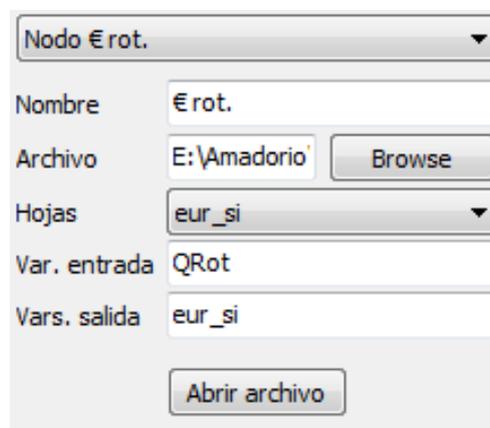
Qlam	eur_no
50	0.00
430	2.17
32989	78.69
38710	80.43
42589	81.62

Donde:

- *QRot*: valores de caudal pico de rotura para los que se han obtenido las consecuencias económicas por inundación (m³/s).

- *Qlam*: valores de caudal pico laminado para los que se han obtenido las consecuencias económicas por inundación (m³/s).
- *eur_si*: consecuencias económicas asociadas a los diferentes caudales picos de rotura (M€).
- *eur_no*: consecuencias económicas asociadas a los diferentes caudales máximos laminados (M€).

En la Figura 18 y la Figura 19 se muestran los datos introducidos en el comando de los nodos correspondientes del modelo de *iPresas HidSimp*.



Nodo € rot.

Nombre: € rot.

Archivo: E:\Amadorio [Browse]

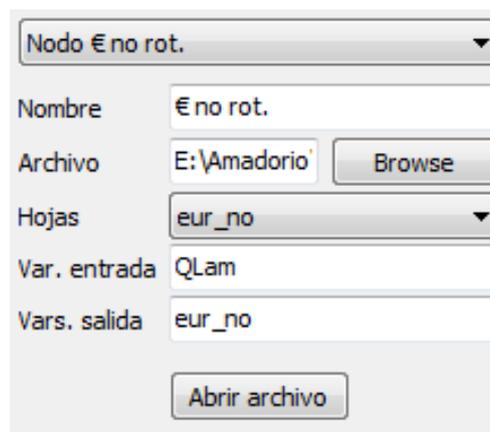
Hojas: eur_si

Var. entrada: QRot

Vars. salida: eur_si

[Abrir archivo]

Figura 18. Datos introducidos para el nodo de € rotura.



Nodo € no rot.

Nombre: € no rot.

Archivo: E:\Amadorio [Browse]

Hojas: eur_no

Var. entrada: QLam

Vars. salida: eur_no

[Abrir archivo]

Figura 19. Datos introducidos para el nodo de € no rotura.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo.

- *Archivo*: indica la ruta del archivo de Microsoft Excel con extensión .xls donde se encuentran los datos sobre las consecuencias económicas de rotura/no rotura.
- *Hojas*: se especifica la hoja del archivo de Microsoft Excel donde se encuentran los datos de consecuencias económicas.
- *Var. entrada*: debe introducirse el nombre de la variable de entrada en este nodo, que es el caudal pico de rotura Q_{Rot} (en caso del nodo de € rotura) o el caudal máximo de salida Q_{Lam} (en el caso del nodo de € no rotura).
- *Var. salida*: nombre elegido para la variable de salida, que en este nodo son las consecuencias económicas por rotura de la presa.

Pérdida de vidas

El siguiente paso de la metodología es estimar la pérdida de vidas. Para ello se ha empleado el método de Graham (1999), en el que se estima la población en riesgo y después se multiplica por un coeficiente de mortalidad que depende del tiempo de aviso, el entendimiento de la severidad de la inundación por parte de la población y la severidad de la inundación. El proceso a seguir se resume en la Figura 20:

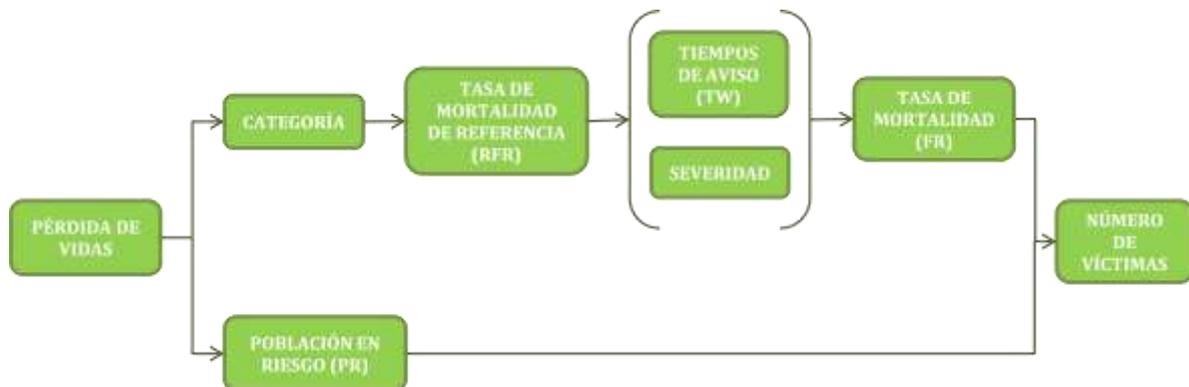


Figura 20. Proceso para la estimación de pérdida de vidas.

Dentro del proyecto europeo SUFRI, las tasas de este método se han adaptado para poder observar diferentes grados de entendimiento de la severidad de la inundación en función de los sistemas de aviso, la existencia o no de un Plan de Emergencia y la coordinación entre los servicios de emergencia y autoridades y la formación de la población. Para ello, las tasas de mortalidad se han dividido en diez categorías. En el

caso considerado se ha elegido la categoría 3, ya que no está implantado el Plan de Emergencia de Presa pero sí que está redactado.

Tabla 5. Tasa de mortalidad considerada en el caso base. Fuente: metodología SUFRI.

Categoría (C)		t aviso TW (h)	Severidad (Sv)		
			Alta (3)	Media (2)	Baja (1)
C3	No existe formación a la población. Existe PEP, pero no se ha implantado. Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades (no existen protocolos). No existen medios de comunicación a la población.	0	0.9	0.3	0.02
		0.25	0.85	0.2	0.015
		0.625	0.6	0.07	0.012
		1	-	0.05	0.0005
		1.5	-	0.0002	0.0002
		24	-	0.0002	0.0001

El tiempo de aviso se refiere al tiempo entre el momento que se empieza a realizar el preaviso a la población y el momento en el que llega la onda de inundación, por lo tanto, es el tiempo disponible para la evacuación y protección de la población. En este caso se ha estimado siguiendo el criterio descrito en Risk Based Profiling System [28] que lo define para el caso de No Rotura como la diferencia de tiempo entre el alcance del caudal de alerta y del caudal de afección, denominado TD. En caso de no disponer de Plan de Emergencia debe restarse un factor FPE =30min.

En caso de rotura el tiempo de aviso viene dado por la siguiente expresión:

$$TA = \text{Tiempo Onda (TO)} + \text{Tiempo Formación Brecha (TBR)} - \text{Factor Modo Fallo (FMF)} - \text{Factor Plan de Emergencia (FPE)}$$

El TO se obtiene en el Plan de Emergencia para la afección de Villajoyosa. Para cada escenario tenemos:

Tabla 6. Tiempo de onda para la población de Villajoyosa.

	TO
A1	0:28:29
H1	0:14:29
H2	0:15:00

El tiempo de formación de brecha según el criterio de USBR viene dado en función de la velocidad de formación de la brecha. En el caso de estudio se considera una formación rápida:

Tabla 7. Tiempo de formación de la brecha. Fuente: USBR, 2001.

Tiempo Formación Brecha (TBR)		
Formación Brecha	TBR (h)	TBR(min)
Rápida	0.25	15
Media	0.75	45
Lenta	1.25	75

El factor del modo de fallo puede tomar los siguientes valores medios:

Tabla 8. Factor modo de fallo. Fuente: USBR, 2001.

Modo de Fallo	Valor medio	
	FMF (h)	FMF (min)
Sísmico	0.375	15-30
Erosión interna	0.375	15-30
Hidrológico	0.125	0-30

Dado que se consideran dos categorías de tiempo, se toman valores distintos según sea de día o noche.

Finalmente, los tiempos de aviso considerados en cada caso son:

Tabla 9. Tiempos de aviso considerados.

	TO (h)	TBR (h)	FMF (h) día	FMF (h) noche	FPE (h)	TA (h) día	TA (h) noche
A1	0.48	0.25	0	0.25	0.25	0.48	0.23
H1	0.24	0.25	0	0.25	0.25	0.24	0.00
H2	0.25	0.25	0	0.25	0.25	0.25	0.00

La severidad de la inundación se ha estimado a partir del calado del agua, según el criterio propuesto por el USACE, 2008 [15]. En el caso de estudio se considera severidad media.

Tabla 10. Categoría de la severidad. Fuente: USACE, 2008.

		DV	H
Categoría de severidad (Sv)	Baja (1)	< 4.6 m ³ /s	< 3.3 m
	Media (2)	> 4.6 m ³ /s	> 3.3 m
	Alta (3)	Áreas cercanas a la presa	

Esta tasa debe aplicarse a la población en riesgo dentro del área inundada. En este caso se corresponde con la población de Villajoyosa. El dato correspondiente a la población se ha obtenido del Instituto Nacional de Estadística. Además considerando el carácter turístico de la población se ha tenido en consideración las diferencias en su número de residentes de invierno a verano. A su vez se distingue entre el día y la noche, diferenciando las horas correspondientes a cada caso según sea verano o invierno. Los valores considerados son que el verano se corresponde con julio, agosto y medio septiembre, siendo de 15 horas el valor correspondiente a día. El resto de meses corresponde al invierno donde se consideran 10 horas de día. Considerando lo anterior la población de Villajoyosa es la siguiente:

Tabla 11. Población de Villajoyosa.

	verano	invierno
día	36,964	34,211
noche	35,486	32,733

También se ha aplicado una reducción de la densidad dado que la altura promedio de Villajoyosa es de 4.95 pisos (Fuente: INE [24]).

El área inundada en la población de Villajoyosa se ha obtenido a partir de los mapas de inundación disponibles en el Plan de Emergencia para cada escenario de rotura. En

éstos se observa que el área de afección del núcleo urbano de Villajoyosa es similar en la hipótesis H1 y H2.

Los resultados obtenidos para cada división temporal se muestran en la Figura 21.

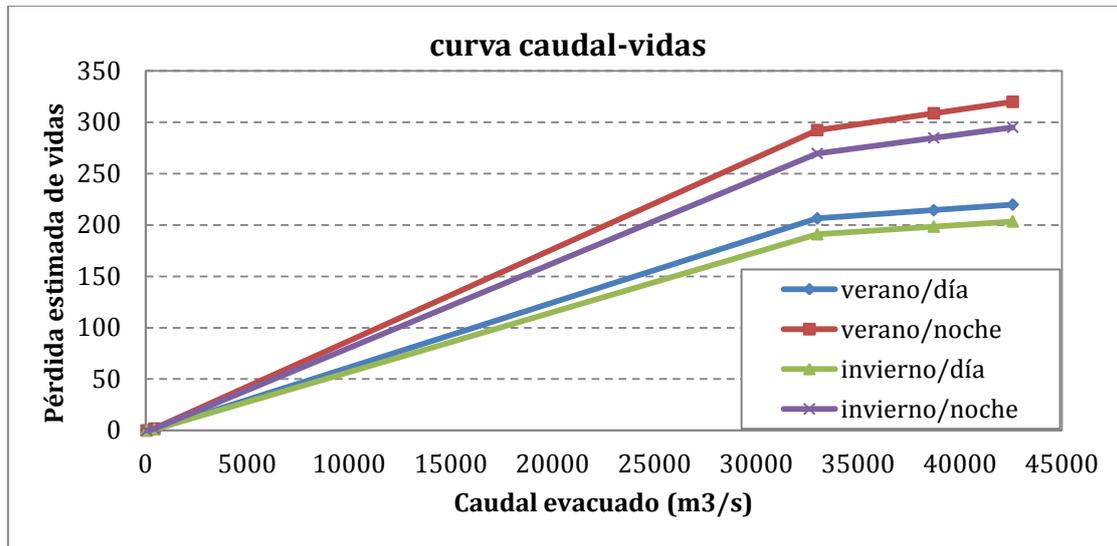


Figura 21. Pérdida de vidas obtenida en función del caudal pico de rotura para las distintas estación/momento.

Teniendo en cuenta que el software utilizado no permite introducir las cuatro curvas, se obtiene la correspondiente media considerando los porcentajes correspondientes en cada caso. Además como simplificación se ha utilizado la misma curva que relaciona la pérdida de vidas y el caudal para los casos de rotura y de no rotura.

En la Tabla 12 y la Tabla 13 se presentan los datos introducidos en los nodos de pérdida de vidas, para el caso de rotura y de no rotura, en el modelo realizado con *iPresas HidSimp*.

Tabla 12. Datos de pérdida de vidas introducidos para el nodo de vidas de rotura.

QRot	vidas_si
50	0
430	1
32989	237
38710	249
42589	257

Tabla 13. Datos de pérdida de vidas introducidos para el nodo de vidas de no rotura.

Qlam	vidas_no
50	0
430	1
32989	237
38710	249
42589	257

Donde:

- *QRot*: valores de caudal pico de rotura para los que se han obtenido la pérdida de vidas por inundación (m^3/s).
- *QLam*: valores de caudal pico laminado para los que se han obtenido la pérdida de vidas por inundación (m^3/s).
- *vidas_si*: pérdida de vidas asociada a los diferentes caudales picos de rotura.
- *vidas_no*: pérdida de vidas asociada a los diferentes caudales máximos laminados.

En la Figura 22 y la Figura 23 se muestran los datos introducidos en el comando de los nodos correspondientes del modelo de *iPresas HidSimp*.

Nodo V. rot.

Nombre: V. rot.

Archivo: E:\Amadorio [Browse]

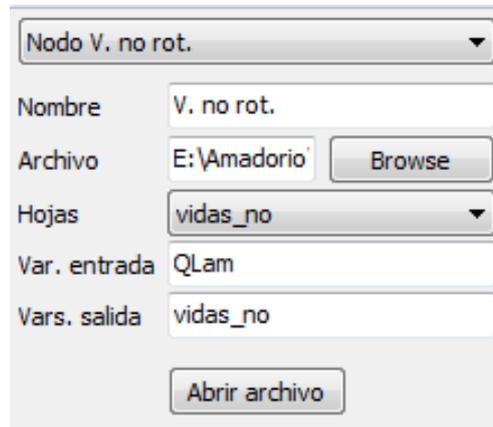
Hojas: vidas_si

Var. entrada: QRot

Vars. salida: vidas_si

[Abrir archivo]

Figura 22. Datos introducidos para el nodo de € rotura.



Nodo V. no rot.

Nombre V. no rot.

Archivo E:\Amadorio Browse

Hojas vidas_no

Var. entrada QLam

Vars. salida vidas_no

Abrir archivo

Figura 23. Datos introducidos para el nodo de € no rotura.

Donde:

- *Nombre*: nombre del nodo que aparecerá en el esquema del modelo de riesgo.
- *Archivo*: indica la ruta del archivo de Microsoft Excel con extensión .xls donde se encuentran los datos sobre la pérdida de vidas.
- *Hojas*: se especifica la hoja del archivo de Microsoft Excel donde se encuentran los datos de pérdida de vidas.
- *Var. entrada*: debe introducirse el nombre de la variable de entrada en este nodo, que es el caudal pico de rotura QRot (en caso del nodo de *vidas de rotura*) o el caudal máximo de salida QLam (en el caso del nodo de *vidas de no rotura*).
- *Var. salida*: nombre elegido para la variable de salida, que en este nodo es la pérdida de vidas.

4.2.3. FASE VI. CÁLCULO DEL RIESGO

Considerando la estructura del modelo de riesgo antes definida y los datos expuestos en los apartados anteriores se puede ejecutar el programa para obtener los resultados.

A continuación se muestran los resultados obtenidos de probabilidad de fallo y riesgo para la situación actual de la presa:

Tabla 14. Resultados de riesgo de la presa en la situación actual.

Situación actual	Prob rotura	5.82E-04
	Riesgo M€	6.51E-02
	Riesgo vidas	1.43E-01

La tabla anterior muestra una probabilidad de rotura de $5.82 \cdot 10^{-4}$ años⁻¹. Este valor se puede considerar alto teniendo en cuenta las consecuencias predecibles de su rotura. No obstante, para poder evaluar mejor los resultados obtenidos se realiza su comparación con recomendaciones de tolerabilidad internacionales.

4.2.4. FASE VII. EVALUACIÓN DEL RIESGO

El riesgo obtenido es el riesgo incremental que supone la rotura de la presa, es decir, la diferencia entre los daños causados por la rotura de la presa y los que se habrían producido sin que se produjese.

El riesgo obtenido se va a comparar con recomendaciones de tolerabilidad existentes. En general, se pueden definir tres rangos generales de tolerabilidad (HSE, 2001). La primera región es la región de no aceptación, donde el riesgo existente solo puede ser justificado en circunstancias extraordinarias. La segunda región es el rango de tolerabilidad, donde el riesgo se encuentra bajo el límite de tolerabilidad. En esta región el riesgo debe ser analizado ya que solo es aceptado por la sociedad si cumple el principio ALARP (tan bajo como sea razonablemente practicable). Por lo tanto, el riesgo solo es tolerable si su reducción es impracticable o si los costes de su reducción son desproporcionados. Por último, la región de amplia aceptación comprende el riesgo que puede ser considerado insignificante, ya que puede ser controlado adecuadamente.

Se diferencia entre criterios que evalúan el riesgo individual, que es equivalente a la probabilidad anual de fallo; y riesgo social, que analiza con qué probabilidad anual se produciría un cierto número de víctimas.

En primer lugar, se ha empleado la recomendación propuesta por el USBR [14], que evalúa el riesgo individual, es decir, representa la pérdida de vidas promedio (obtenida al

dividir el riesgo en vidas por la probabilidad de rotura) frente a la probabilidad de rotura.

La representación de la situación actual de la presa muestra que se sitúa en una zona de riesgo no tolerable y por tanto se recomienda establecer medidas en la presa para reducir el riesgo existente.

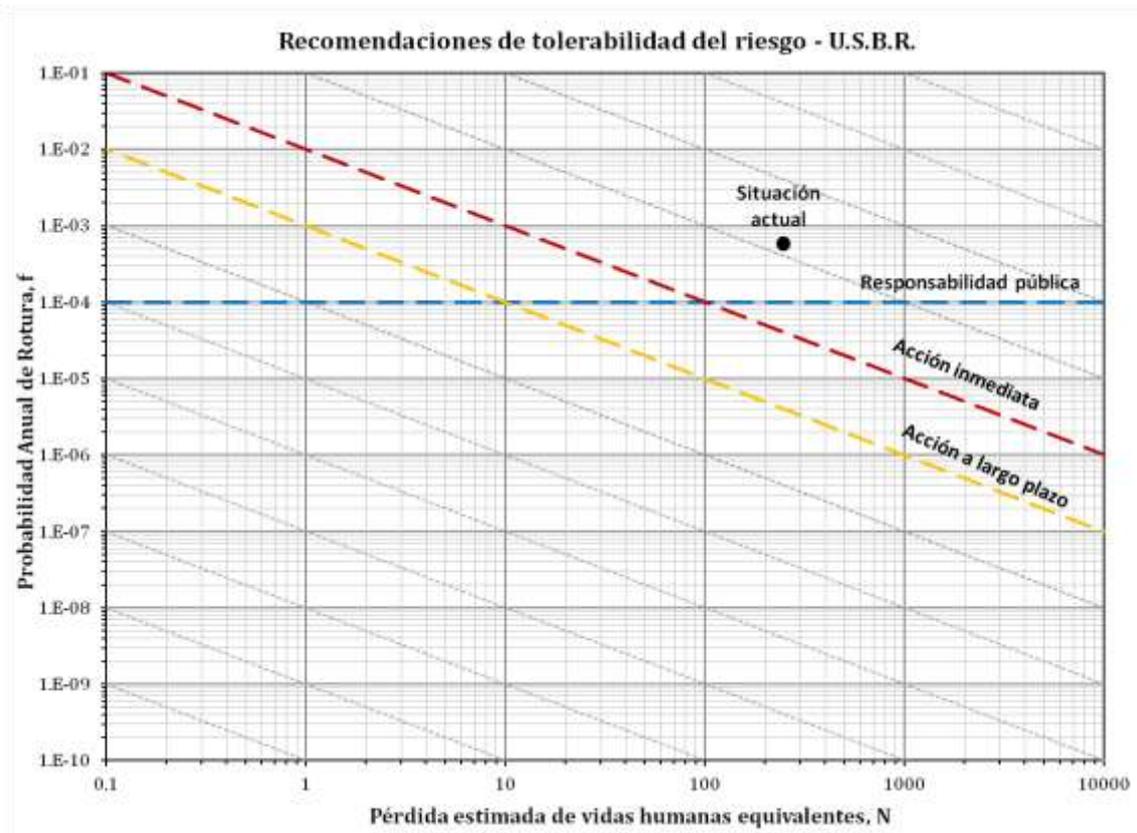


Figura 24. Resultados de riesgo en el gráfico de recomendaciones de tolerabilidad propuesto por el USBR.

Las siguientes recomendaciones de tolerabilidad consideradas representan el riesgo social, que analiza con qué probabilidad anual se produciría un cierto número de víctimas. En esta línea tenemos las propuestas por el USACE [15] y el ANCOLD [16]. En la siguiente figura se muestran ambas, junto con la situación actual de la presa, mediante la línea F-N, que representa la probabilidad anual de excedencia de un número incremental de pérdida de vidas.

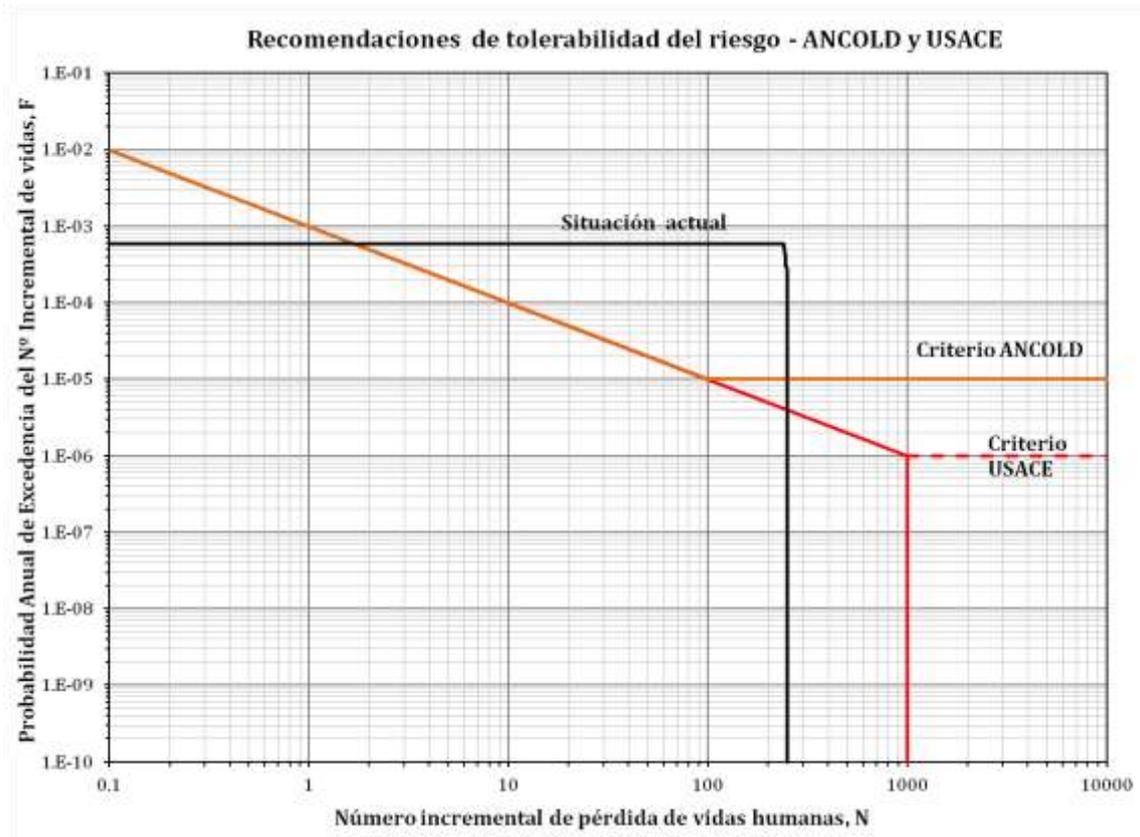


Figura 25. Resultados de riesgo en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el ANCOLD y el USACE.

Como se puede observar la presa supera los límites de tolerabilidad de riesgo social recomendados por ambas instituciones. Por tanto, se recomienda el estudio de posibles medidas correctoras a implantar para reducir el riesgo hidrológico en la presa.

4.2.5. FASE VIII. INCORPORACIÓN Y ANÁLISIS DE MEDIDAS CORRECTORAS

El análisis de la situación actual de la presa frente al riesgo hidrológico pone de manifiesto la necesidad de evaluación de soluciones a implantar en la presa para mejorar la situación acorde con las recomendaciones de tolerabilidad de riesgo de los organismos USBR, ANCOLD y USACE. Además del objetivo de reducir el riesgo, se desea evaluar, en términos de eficiencia, la conveniencia o no de cada una de las medidas. Para ello se utiliza el indicador ACSLS [18] o coste ajustado por vida estadística salvada, que representa el coste económico por cada vida estadística salvada por la medida implantada. En general, cuando se comparan diferentes alternativas se considera que

aquella cuyo valor del ACSLS sea inferior resulta más adecuada. Sin embargo, en caso de querer utilizarse el indicador ACSLS no solo para comparar soluciones entre sí sino como referencia de lo justificada o no que pueda estar una actuación, Bowles (2004) propuso los siguientes umbrales de referencia en dólares de manera orientativa: por debajo de 3 millones de dólares por vida estadística salvada la medida estaría muy altamente justificada y por encima de 140 millones de dólares muy poco justificada.

La obtención del ACSLS viene dada por la siguiente expresión:

$$ACSLS = \frac{C_A - (E[R_E] - E[R_R]) - (O[R_E] - O[R_R])}{(E[N_E] - E[N_R])}$$

Siendo:

- C_A es el coste anualizado de la medida en euros/año,
- $E[R_E]$ es el valor esperado para el riesgo existente en euros/año,
- $E[R_R]$ es el valor esperado para el riesgo tras la implantación de la medida en euros/año,
- $O[R_E]$ es el valor esperado para el coste de explotación existente,
- $O[R_R]$ es el valor esperado para el coste de explotación tras la medida,
- $E[N_E]$ es el valor esperado para el riesgo existente en vidas/año y
- $E[N_R]$ es el valor esperado para el riesgo tras la implantación de la medida en vidas/año.

Como simplificación se asume que ninguna medida cambia el coste de explotación de la presa de forma significativa, por lo que el término $O[R_E] - O[R_R]$ se anula.

Para el cálculo del coste anualizado de las medidas se supone que se construyen o se implantan en un año, su vida útil es de 75 años y utilizando un tipo de interés del 5%.

Por último, destacar que en caso de evaluar la implantación de diferentes medidas correctoras de modo progresivo, se debe recalcular el valor de ACSLS considerando que en cada paso el caso base incorpora todas las medidas anteriores implantadas en dicha secuencia de actuación y el efecto que las sucesivas medidas tienen sobre el nuevo caso base.

Las medidas estudiadas se detallan de manera independiente en los siguientes apartados.

4.2.5.1. Implantación del Plan de Emergencia

En primer lugar, se analiza la implantación del PEP pues se trata de una medida no estructural de más rápida ejecución y que genera menor alarma social que la actuación en la presa. Esta medida reduce las consecuencias sociales, pero no afecta a la probabilidad de rotura de la presa ni al daño económico que esta supondría.

La implantación del Plan de Emergencias supone una mejora en los procedimientos de actuación ante emergencias y también mayor coordinación entre los servicios de emergencias y las autoridades. Además, en función del grado de implantación, puede incluir la comunicación del peligro a la población a través de sistemas de aviso, y la formación a la población. Por tanto, la implantación de esta medida de carácter no-estructural supondría una reducción en la pérdida de vidas de mayor magnitud en cuanto mayor sea el grado de implantación.

En el caso de estudio se plantean tres posibles niveles de implantación del PEP. Las características de cada uno son:

- **Implantación básica:** se establecen protocolos de coordinación entre los diferentes organismos responsables. Se implanta un sistema de aviso a la población de Villajoyosa en tres localizaciones.
- **Implantación intermedia:** este nivel incluye todas las medidas anteriores pero incorpora la formación a la población formación a la población y el mantenimiento y comprobación del correcto funcionamiento de los mecanismos de aviso a la población.
- **Implantación avanzada:** en este nivel se suma a todo lo anterior la realización anual de un simulacro de emergencia.

A continuación, se muestran las tasas de mortalidad para distintos grados de implantación del PEP.

Tabla 15. Tasas de mortalidad obtenidas en la metodología SUFRI.

Categoría (C)		t aviso TW (h)	Severidad (Sv)		
			Alta (3)	Media (2)	Baja (1)
C5	No existe formación a la población. PEP implantado con sistemas de aviso. Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. Medios de comunicación a la población (sin comprobar).	0	0.9	0.3	0.02
		0.25	0.75	0.15	0.01
		0.625	0.5	0.0375	0.0065
		1	-	0.0275	0.000275
		1.5	-	0.0002	0.0002
		24	-	0.0002	0.0001
C7	Formación a la población. PEP implantado con sistemas de aviso. Existe coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
		0.25	0.65	0.1	0.0075
		0.625	0.4	0.02	0.002
		1	-	0.01	0.0002
		1.5	-	0.0002	0.0002
		24	-	0.0002	0.0001
C9	Formación a la población. PEP implantado. Simulacros o PEP empleado previamente. Alta coordinación entre servicios de emergencia y autoridades. Medios de comunicación a la población implantados.	0	0.9	0.3	0.02
		0.25	0.55	0.06	0.006
		0.625	0.35	0.008	0.0015
		1	-	0.004	0.00125
		1.5	-	0.0002	0.0001
		24	-	0.0002	0.0001

Para realizar la estimación del efecto que tendría la implantación del PEP se ha vuelto a calcular la pérdida de vidas considerando las tres categorías anteriores.

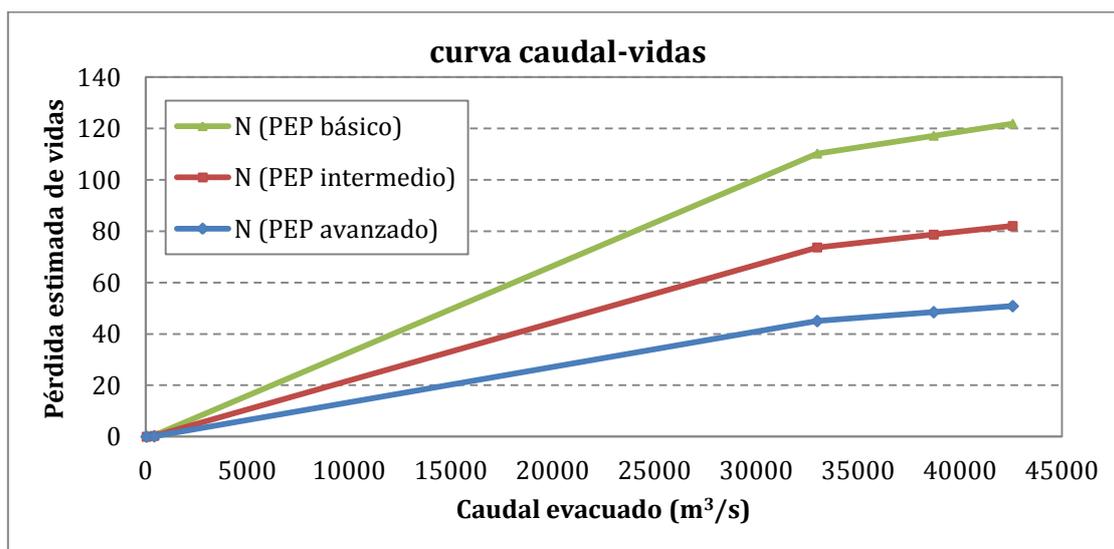


Figura 26. Curva caudal-vidas tras la implantación del PEP.

Los resultados de pérdida de vidas obtenidos han sido introducidos en los nodos de consecuencias correspondientes del modelo de riesgo.

La siguiente figura muestra los resultados obtenidos para los distintos casos de estudio, como cabía esperar la mayor reducción en pérdida estimada de vidas se produce en el caso de implantación a nivel avanzado.

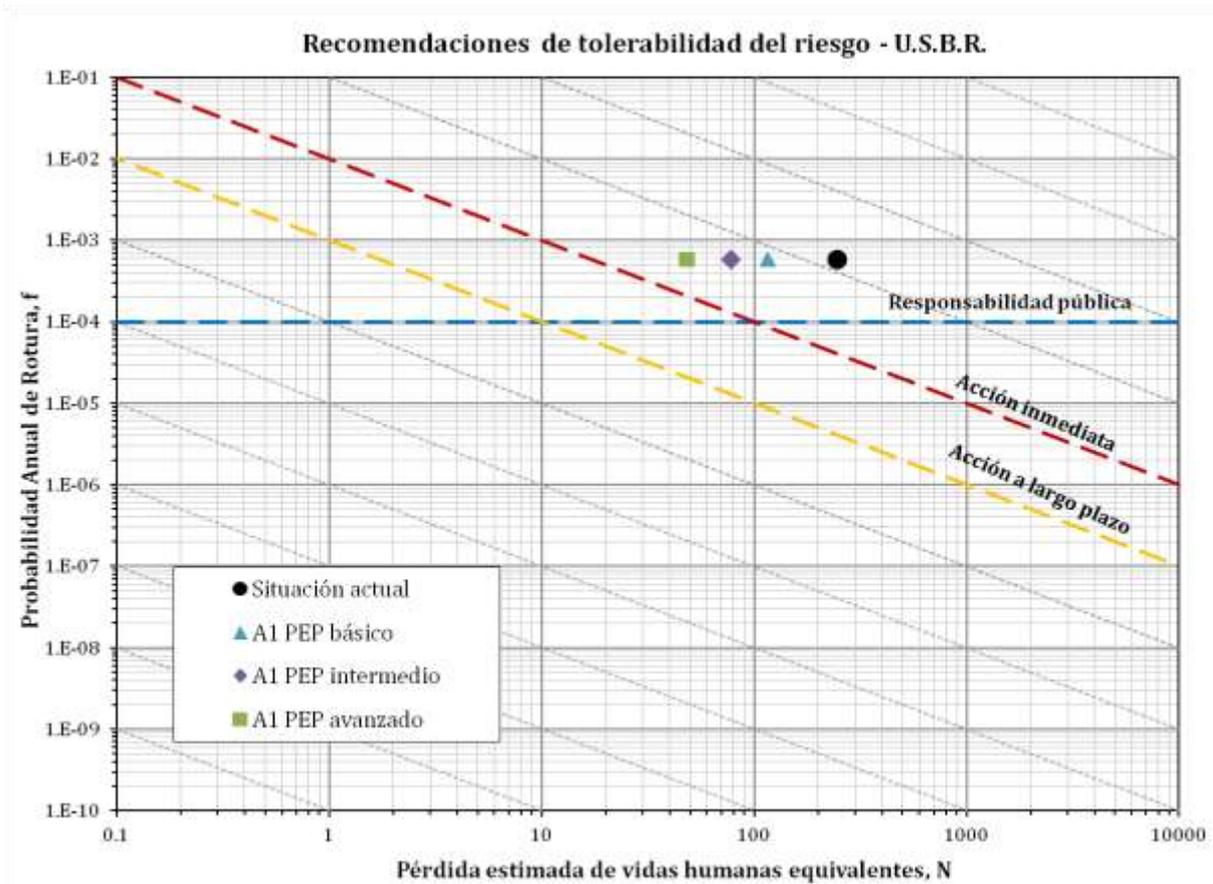


Figura 27. Resultados de riesgo, tras la implantación del PEP, en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

La implantación de esta medida tiene un coste estimado que varía en función del nivel de implantación desde 300,000 hasta 315,000 € y el coste de mantenimiento estimado también es función de la categoría alcanzada yendo desde 5,000 hasta 15,000 €/año.

4.2.5.2. Implantación de resguardos

Dado que la presa no es capaz de laminar la avenida de $T=5000$ años y se produce sobrevertido, se analiza el efecto que tendría el aumento del resguardo ya considerado

en la presa. De este modo, se busca mejorar la situación sin tener que realizar ningún tipo de obra. Además, su principal ventaja es que no crea ningún tipo de alarma en la población ni de recelo a la presencia de la presa. Al contrario, su principal inconveniente es la reducción en la capacidad de abastecimiento. Hay que recordar que una parte importante se utiliza para abastecimiento a la población y el resto para regadío. La mayor dificultad para el incremento del resguardo tendría lugar en verano, época en la que la necesidad de abastecimiento a la población es mayor por las demandas de Benidorm. Las demandas de regadío se han reducido en los últimos años gracias al uso de aguas procedentes de la depuración, reduciéndose a un consumo de aproximadamente 2 Hm³/año.

Para la evaluación de la medida se sitúa el nivel máximo a cota 116.5msnm. La laminación de las avenidas mejora aunque sigue produciéndose sobrevertido para T=5000años. Los valores se muestran a continuación:

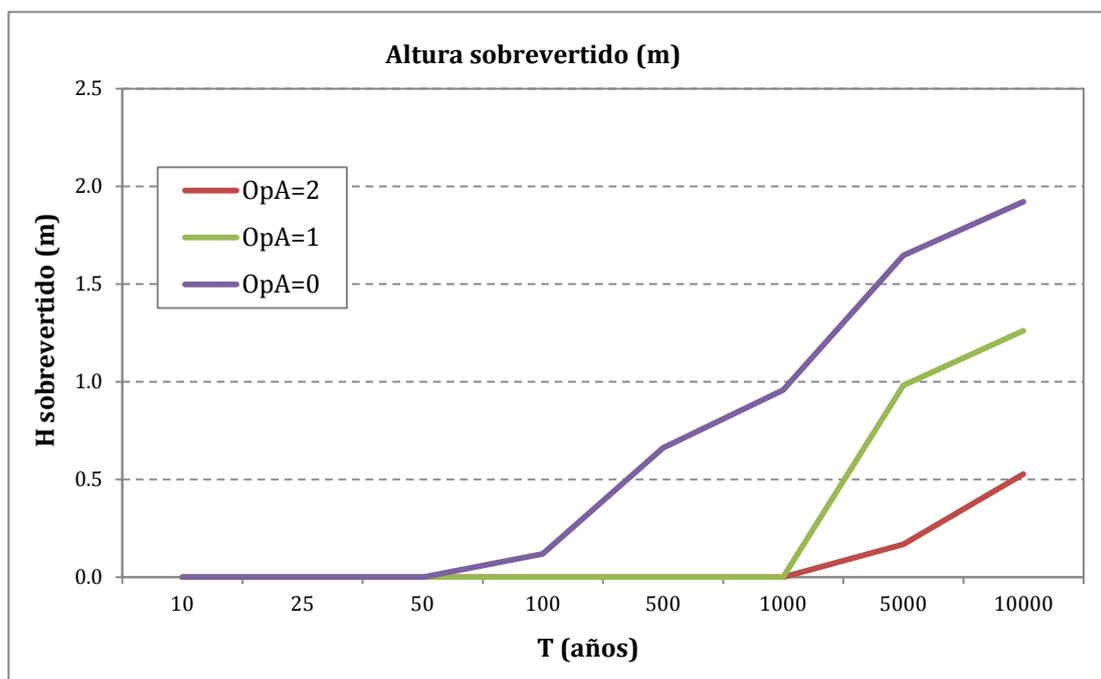


Figura 28 Altura de sobrevertido para nivel previo 116.5msnm.

Esta medida modifica el nodo de NMN que pasa a un valor de 116.5 y el de laminación con los datos que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 16. Datos a introducir en el nodo laminación.

T	PAE	NMN	OpA	Nmax	Qlam
10000	0.0001	116.50	0	131.57	1698.54
10000	0.0001	116.50	1	130.91	1672.35
10000	0.0001	116.50	2	130.18	1614.14
5000	0.0002	116.50	0	131.30	1348.76
5000	0.0002	116.50	1	130.63	1358.02
5000	0.0002	116.50	2	129.82	1324.28
1000	0.001	116.50	0	130.61	597.82
1000	0.001	116.50	1	129.29	565.38
1000	0.001	116.50	2	128.00	745.48
500	0.002	116.50	0	130.31	344.03
500	0.002	116.50	1	128.26	412.05
500	0.002	116.50	2	127.11	504.75
100	0.01	116.50	0	129.77	26.17
100	0.01	116.50	1	125.80	141.68
100	0.01	116.50	2	125.21	194.50
50	0.02	116.50	0	127.67	0.00
50	0.02	116.50	1	124.84	72.71
50	0.02	116.50	2	124.45	99.71
25	0.04	116.50	0	125.41	0.00
25	0.04	116.50	1	124.02	28.42
25	0.04	116.50	2	123.77	36.75
10	0.1	116.50	0	122.78	0.00
10	0.1	116.50	1	122.78	0.00
10	0.1	116.50	2	122.78	0.00

El efecto de la aplicación de esta medida se muestra en la Figura 29, donde se puede apreciar que la reducción del riesgo es poco significativa.

La implantación de esta medida no tiene un coste, pero produce un efecto sobre el sistema de gestión de recursos hídricos por las demandas no satisfechas debido a este resguardo.

Por tanto, en este caso de estudio, el volumen máximo a embalsar descende con respecto al caso base considerado en $0,62\text{Hm}^3$. El volumen implantando este resguardo es de $7,3\text{Hm}^3$.

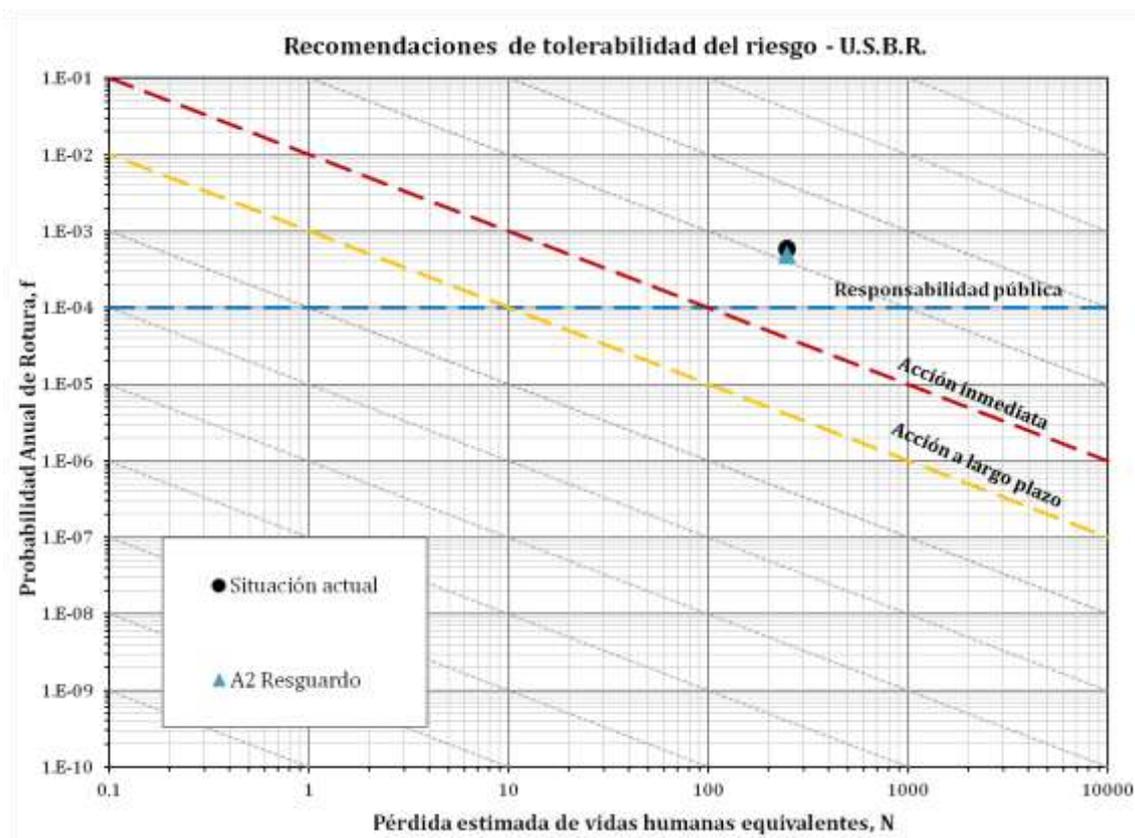


Figura 29. Resultados de riesgo, tras la ampliación del resguardo, en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

Para la obtención del coste que supondría esta medida por las demandas no satisfechas, en primer lugar se realizaría un modelo del sistema de recursos hídricos disponible en la zona. En segundo lugar, se calcularía el coste económico de no satisfacer las demandas de agua completamente debido al resguardo implantado. La metodología para el cálculo se encuentra en Cost estimation of freeboard requirements in water resources management [29].

Dado que no se dispone de la información requerida para el diseño del modelo de recursos hídricos existente, ni su calibración, se ha estimado el coste, asumiendo que la pérdida de volumen conlleva en un 70% demandas insatisfechas. El coste del agua no abastecida se ha estimado en 0.57€/m³. Finalmente, se ha valorado en 250,000 €/año la implantación del aumento del resguardo. Esta cifra se considera que sería el gasto adicional de utilización para regadío de agua proveniente de depuradora en lugar del embalse junto con el coste de no satisfacer las demandas del regadío en su totalidad. De este modo el embalse se utilizaría, exclusivamente, para abastecimiento de la población.

A la vista del efecto que produce la medida y del coste económico que supone, se evalúa el ACSLS para valorar si estaría justificada.

Tabla 17. Valor del ACSLS para la medida de ampliación del resguardo.

	A2 Resguardo
Reducción de la probabilidad de rotura	9.21E-05
Reducción del riesgo econ [M€/año]	1.02E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	2.25E-02
Coste de implantación (€/año)	0 €
Coste de mantenimiento [€/año]	250,000 €
Coste anualizado total [€/año]	250,000 €
Coste económico total [€/año]	239,778 €
ACSLs [€]	10,669,118 €

Considerando el valor obtenido del ACSLS y según las recomendaciones de Bowles [18] la implantación de la medida no estaría muy justificada por lo que solo se considera una opción temporal pues por ella misma no disminuye de manera significativa el riesgo y además, se desea evitar reducir el volumen a almacenar. Por esta última razón mayores resguardos no se contemplan.

4.2.5.3. Aumento de la capacidad del aliviadero.

Esta medida también busca mejorar la laminación, pero en este caso supone la realización de una obra de gran envergadura. Para implantar esta medida se plantean 2 alternativas diferentes:

- a) Descenso de la cota umbral del aliviadero a 120msnm.
- b) Ampliación de la longitud de aliviadero con dos nuevos vanos de 15x4.

La primera mejora propuesta supone la ampliación de la capacidad del aliviadero realizando un rebaje de la cota del labio de 3 m. Esta medida conlleva que el aliviadero esté formado por 2 vanos de 15x7, lo cual casi duplica la capacidad anterior. Esta obra también supondría la renovación de las compuertas existentes. Además implicaría una remodelación del perfil de la presa y del cuenco amortiguador para adaptarlo a los nuevos caudales. La implantación de la medida requeriría un estudio previo de la estabilidad de la estructura y ensayos en modelo reducido en laboratorio.

La introducción de esta medida modifica los nodos de operatividad de órganos de desagüe y el de la laminación con los siguientes datos:

Figura 30. Datos a introducir en el nodo operatividad de los órganos de desagüe.

Tabla 18. Datos a introducir en el nodo laminación.

T	PAE	NMN	OpA	Nmax	Qlam
10000	0.0001	117.55	0	131.59	1720.25
10000	0.0001	117.55	1	130.87	1666.84
10000	0.0001	117.55	2	129.56	1435.72
5000	0.0002	117.55	0	131.32	1380.96
5000	0.0002	117.55	1	130.48	1268.21
5000	0.0002	117.55	2	128.22	1223.27
1000	0.001	117.55	0	130.66	648.83
1000	0.001	117.55	1	128.02	597.54
1000	0.001	117.55	2	125.74	858.78
500	0.002	117.55	0	130.37	388.64
500	0.002	117.55	1	126.56	527.27
500	0.002	117.55	2	124.98	679.59
100	0.01	117.55	0	129.80	37.06
100	0.01	117.55	1	124.25	264.61
100	0.01	117.55	2	123.30	351.18
50	0.02	117.55	0	128.31	0.00
50	0.02	117.55	1	123.35	180.84
50	0.02	117.55	2	122.62	244.63
25	0.04	117.55	0	126.08	0.00
25	0.04	117.55	1	122.50	113.32
25	0.04	117.55	2	121.97	155.91
10	0.1	117.55	0	123.53	0.00
10	0.1	117.55	1	121.47	49.12
10	0.1	117.55	2	121.17	67.95

La segunda medida comprende fundamentalmente la ejecución de 2 nuevos vanos en el cuerpo de presa existente, por tanto la demolición de gran cantidad de hormigón. Las pilas existentes deberían ser adaptadas y se ejecutarían dos nuevas pilas en los extremos externos de los nuevos vanos. También supone instalar 2 nuevas compuertas Taintor, iguales a las ya existentes.

La rápida también tendría que ser modificada con la construcción de cajeros convergentes debido a la restricción de anchura en el pie de la presa. Estos cajeros delimitan desde la embocadura, de anchura la longitud de vertido, hasta la obra de disipación de energía, de menor ancho. El diseño de este tipo de rápidas resulta muy complejo debido a que el funcionamiento hidráulico es difícilmente predecible. En éstas rápidas se producen ondas de choque contra los cajeros extremos cuyos frentes se van reflejando dando lugar a interferencias entre ellos que pueden causar sobreelevaciones de la lámina importantes.

Por último se tendría que analizar el cuenco amortiguador más conveniente. Esta medida tendría que ser estudiada a escala reducida en laboratorio.

La introducción de esta medida modifica los nodos de operatividad de órganos de desagüe, aumentando el número en 4 y el de la laminación con los siguientes datos:

Tabla 19. Datos a introducir en el nodo laminación.

T	PAE	NMN	OpA	Nmax	Qlam
10000	0.0001	117.55	0	131.59	1720.25
10000	0.0001	117.55	1	130.93	1695.50
10000	0.0001	117.55	2	130.21	1641.75
10000	0.0001	117.55	3	129.15	1647.50
10000	0.0001	117.55	4	128.36	1720.55
5000	0.0002	117.55	0	131.32	1380.96
5000	0.0002	117.55	1	130.61	1334.98
5000	0.0002	117.55	2	129.66	1240.88
5000	0.0002	117.55	3	128.53	1371.20
5000	0.0002	117.55	4	127.91	1426.85
1000	0.001	117.55	0	130.66	648.83
1000	0.001	117.55	1	129.28	567.41
1000	0.001	117.55	2	127.93	723.13
1000	0.001	117.55	3	127.13	1371.20
1000	0.001	117.55	4	126.55	1426.85
500	0.002	117.55	0	130.37	388.64
500	0.002	117.55	1	128.31	422.52
500	0.002	117.55	2	127.14	504.33
500	0.002	117.55	3	126.44	595.18
500	0.002	117.55	4	126.02	641.97
100	0.01	117.55	0	129.80	37.06
100	0.01	117.55	1	126.00	158.46
100	0.01	117.55	2	125.34	212.90
100	0.01	117.55	3	124.99	246.74
100	0.01	117.55	4	124.76	270.25
50	0.02	117.55	0	128.31	0.00
50	0.02	117.55	1	125.08	88.48
50	0.02	117.55	2	124.63	120.05
50	0.02	117.55	3	124.39	139.95
50	0.02	117.55	4	124.23	154.53
25	0.04	117.55	0	126.08	0.00
25	0.04	117.55	1	124.24	38.85
25	0.04	117.55	2	123.96	52.11
25	0.04	117.55	3	123.82	60.69
25	0.04	117.55	4	123.72	67.26
10	0.1	117.55	0	123.53	0.00
10	0.1	117.55	1	123.37	5.95
10	0.1	117.55	2	123.30	8.79
10	0.1	117.55	3	123.25	10.31
10	0.1	117.55	4	123.22	11.11

A continuación, se muestra el efecto que tiene la implantación de cada una de las medidas sobre el riesgo:

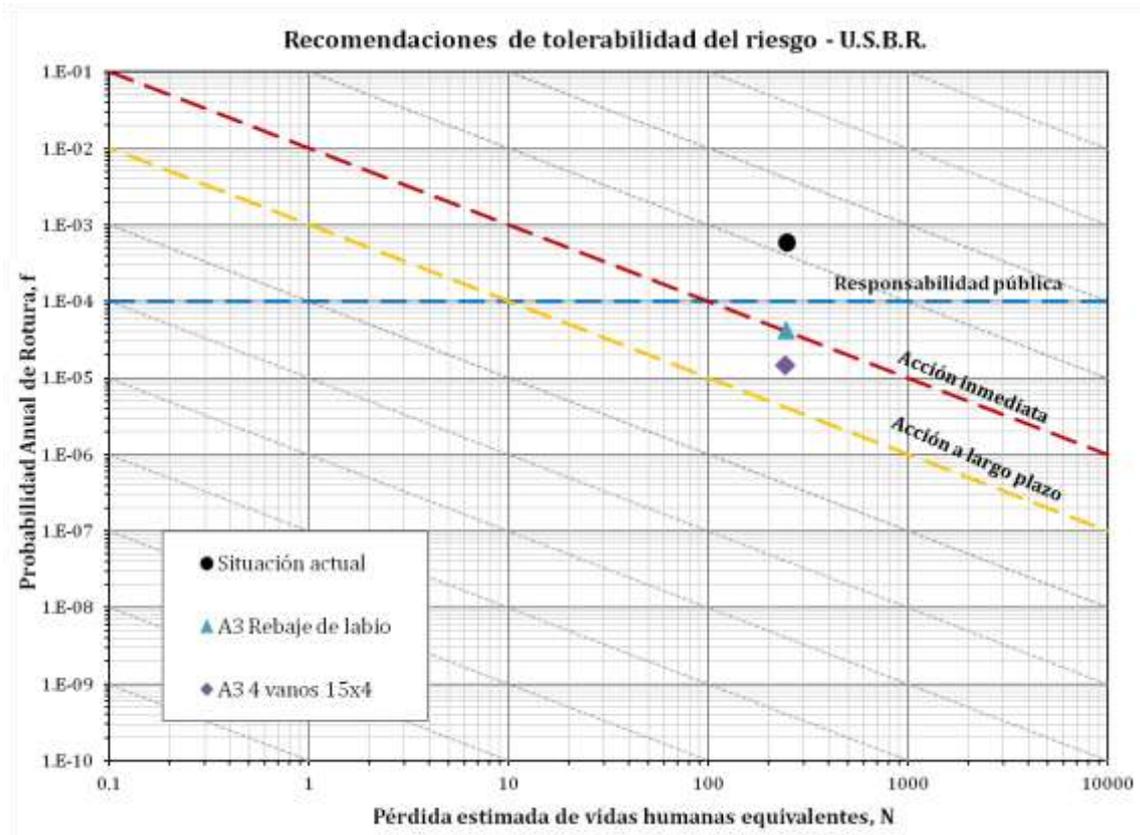


Figura 31. Resultados de riesgo, tras la ampliación del resguardo, en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

El coste estimado de la medida de rebaje de labio es de 4.649.107,43€ mientras que la ampliación a 4 vanos es de 6.307.080,87 € (ver Anejo 7). Desde el punto de vista económico, la primera solución resulta considerablemente más barata que la segunda pero se utilizará el indicador ACSLS para determinar cuál es más idónea.

4.2.5.4. Mejora del pretil

Esta solución supone mejorar el pretil situado en la coronación de la presa con el fin de que tenga suficiente resistencia al empuje del agua y, por lo tanto, no permita que se produzca sobrevertido hasta que el agua pase por encima de él. Esta mejora permite aumentar la cota de coronación en 0.80 m de altura. Por tanto, el volumen a embalsar aumentaría por lo que sería precisa una evaluación del impacto ambiental.

La implantación de esta medida modificaría la laminación, al variar la cota a partir de la cual se produce el sobrevertido y también cambiaría el nodo de rotura pues el nivel de coronación de la presa ha aumentado a 130.45msnm. Los datos a modificar se muestran a continuación:

Tabla 20. Datos a introducir en el nodo laminación.

T	PAE	NMN	OpA	Nmax	Qlam
10000	0.0001	117.55	0	132.36	1681.72
10000	0.0001	117.55	1	131.60	1627.18
10000	0.0001	117.55	2	130.59	1498.88
5000	0.0002	117.55	0	132.08	1329.03
5000	0.0002	117.55	1	131.23	1240.63
5000	0.0002	117.55	2	129.66	1239.92
1000	0.001	117.55	0	131.38	573.69
1000	0.001	117.55	1	129.28	567.41
1000	0.001	117.55	2	127.93	723.13
500	0.002	117.55	0	131.09	324.25
500	0.002	117.55	1	128.31	422.52
500	0.002	117.55	2	127.14	504.33
100	0.01	117.55	0	130.53	13.42
100	0.01	117.55	1	126.00	158.46
100	0.01	117.55	2	125.34	212.90
50	0.02	117.55	0	128.31	0.00
50	0.02	117.55	1	125.08	88.48
50	0.02	117.55	2	124.63	120.05
25	0.04	117.55	0	126.08	0.00
25	0.04	117.55	1	124.24	38.85
25	0.04	117.55	2	123.96	52.11
10	0.1	117.55	0	123.53	0.00
10	0.1	117.55	1	123.37	5.95
10	0.1	117.55	2	123.30	8.79

Nodo Rotura

Nombre Rotura

N. coronación 130.45

Tipo

Materiales sueltos

Gravedad

Arco/bóveda

Var. entrada Nmax

Figura 32. Datos a introducir en el nodo rotura.

El efecto que supondría sobre el riesgo esta medida se muestra a continuación:

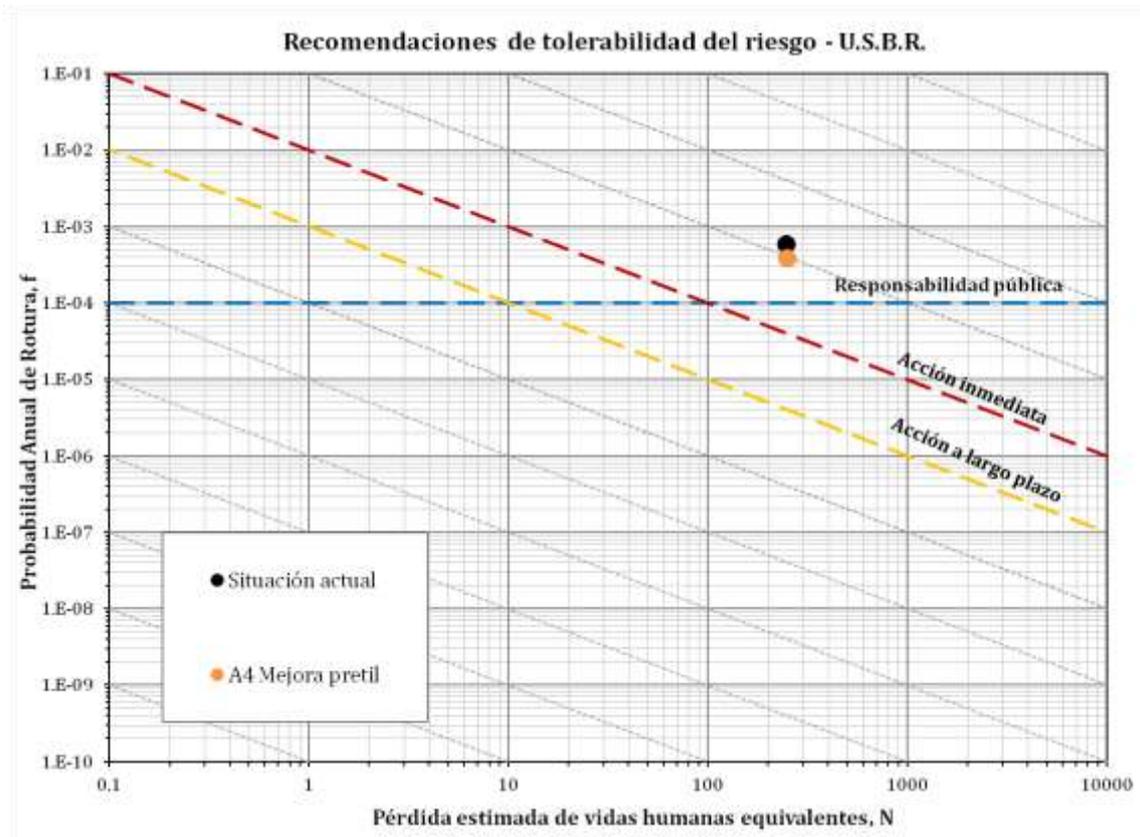


Figura 33. Resultados de riesgo, tras la mejora del pretil, en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

Esta medida es de tipo estructural, pero su envergadura es pequeña y el coste de implantación se ha estimado en 155.383,41€ (ver Anejo 7). Sin embargo, el efecto de su aplicación no resulta significativo.

4.2.5.5. Recrecido de la presa

La última alternativa estudiada supone el recrecido de la presa. Se ha considerado el aumento de la cota de coronación hasta 132 msnm lo que supone un aumento del volumen de laminación en 2. 77Hm³. Con esto se obtiene un 35% de volumen de embalse para laminación. El aumento de cota da lugar a una mayor carga hidráulica con lo que se logra una mayor capacidad de desagüe. A su vez, al mantener el mismo volumen de embalse se logra un mayor resguardo.

Los inconvenientes son la posible alarma social que esta solución puede originar, la afección a la carretera de coronación y servidumbres de suministros y, en especial, el efecto medio ambiental.

La implantación de esta solución modifica la laminación de las avenidas así como el nodo de rotura debido a que la cota de coronación se ha incrementado. El efecto de estos cambios se muestra en el siguiente gráfico:

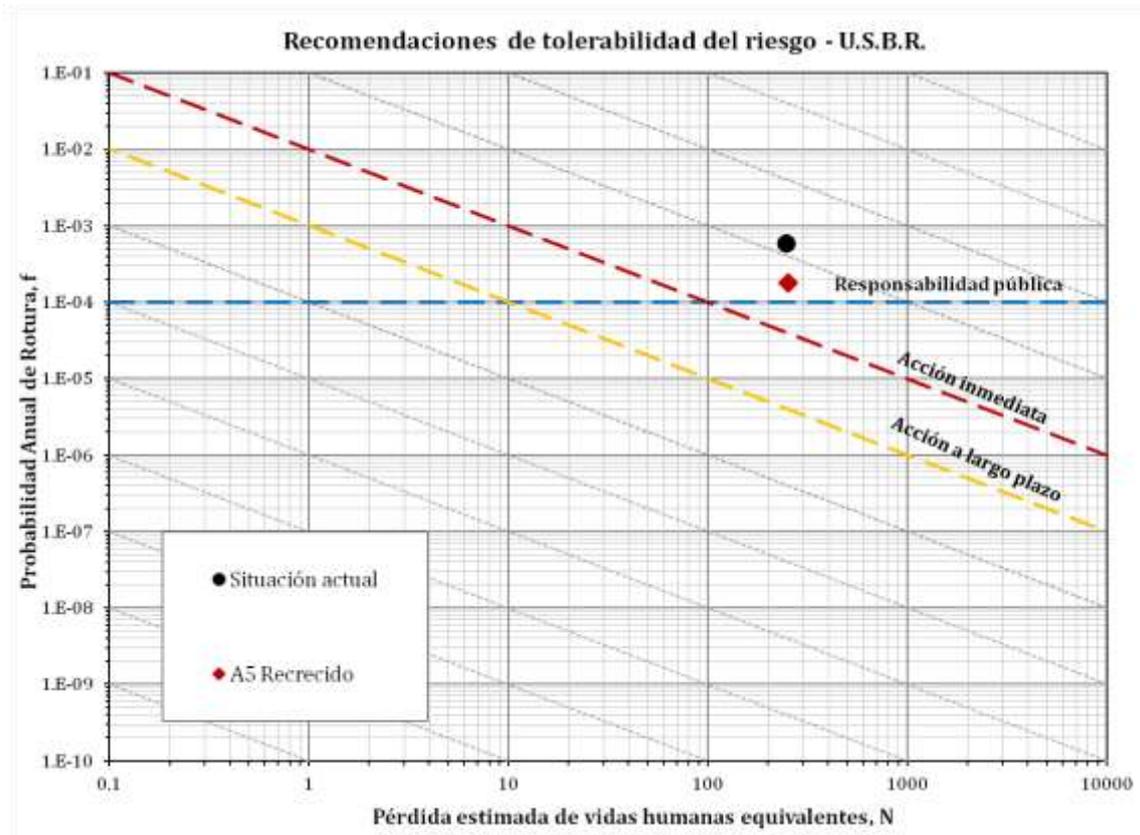


Figura 34. Resultados de riesgo, tras el recrecido de la presa, en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

La implantación de esta medida no supone una solución por sí misma, pero incrementa el volumen para laminación de avenidas

El coste estimado de esta alternativa es de 3.100.571,24 € (ver Anejo 7).

4.2.6. Resumen de las soluciones.

La probabilidad de fallo y el riesgo obtenidos al analizar todas estas medidas independientemente se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 21. Resultados de riesgo de las diferentes alternativas planteadas.

		TOTAL	Porcentaje respecto del caso base
Situación actual	Prob rotura	5.82E-04	100%
	Riesgo M€	6.51E-02	100%
	Riesgo vidas	1.43E-01	100%
A1 PEP básico	Prob rotura	5.82E-04	100%
	Riesgo M€	6.51E-02	100%
	Riesgo vidas	6.76E-02	47%
A1 PEP intermedio	Prob rotura	5.82E-04	100%
	Riesgo M€	6.51E-02	100%
	Riesgo vidas	4.54E-02	32%
A1 PEP avanzado	Prob rotura	5.82E-04	100%
	Riesgo M€	6.51E-02	100%
	Riesgo vidas	2.81E-02	20%
A2 Resguardo	Prob rotura	4.90E-04	84%
	Riesgo M€	5.49E-02	84%
	Riesgo vidas	1.21E-01	84%
A3 Rebaje de labio	Prob rotura	4.21E-05	7%
	Riesgo M€	4.68E-03	7%
	Riesgo vidas	2.02E-03	7%
A3 4 vanos 15x4	Prob rotura	1.44E-05	2%
	Riesgo M€	1.59E-03	2%
	Riesgo vidas	3.48E-03	2%
A4 Mejora pretil	Prob rotura	3.80E-04	65%
	Riesgo M€	4.27E-02	66%
	Riesgo vidas	9.44E-02	66%
A5 Recrecido	Prob rotura	1.76E-04	30%
	Riesgo M€	1.98E-02	30%
	Riesgo vidas	4.42E-02	31%

Como se puede observar en la tabla anterior, las medidas que más reducen la probabilidad de fallo por sobrevvertido son las correspondientes al aumento de la capacidad del aliviadero. Por otro lado, la implantación del Plan de Emergencia supone un importante descenso del riesgo en vidas, aunque no influye a la probabilidad de fallo ni al riesgo económico, tiene la ventaja de tratarse de una medida no estructural. Con el fin de evaluar el riesgo producido al implantar cada una de las medidas se han representado los resultados obtenidos en los gráficos de tolerabilidad del USBR (Figura 35) y del ANCOLD y USACE (Figura 36).

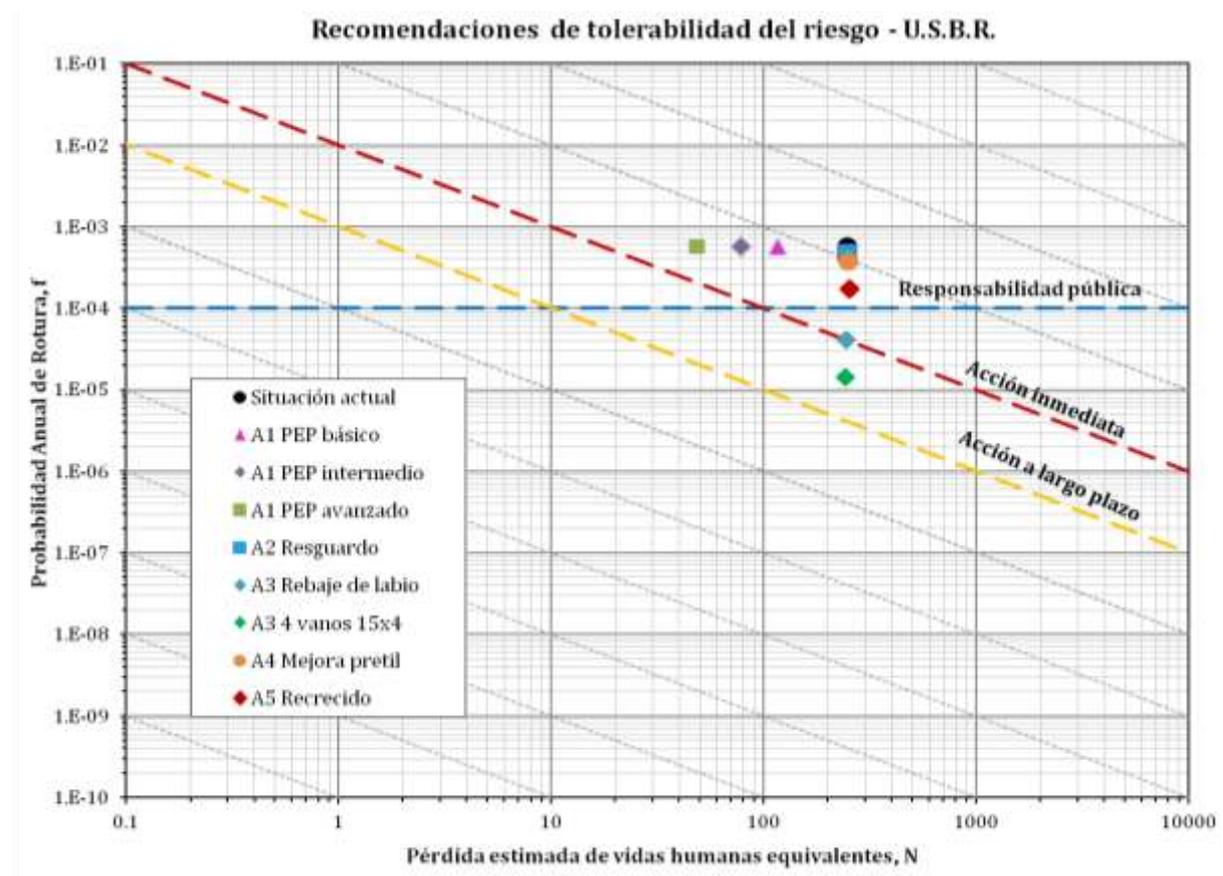


Figura 35. Riesgo de las medidas analizadas en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

Se observa como únicamente las medidas correspondientes a la implantación del PEP desplazan el punto hacia la izquierda, ya que éstas medidas afectan a las consecuencias en pérdida de vida pero no a la probabilidad de rotura de la presa. El resto de medidas reducen la probabilidad de fallo de la presa por lo que su implantación desplaza el punto hacia abajo.

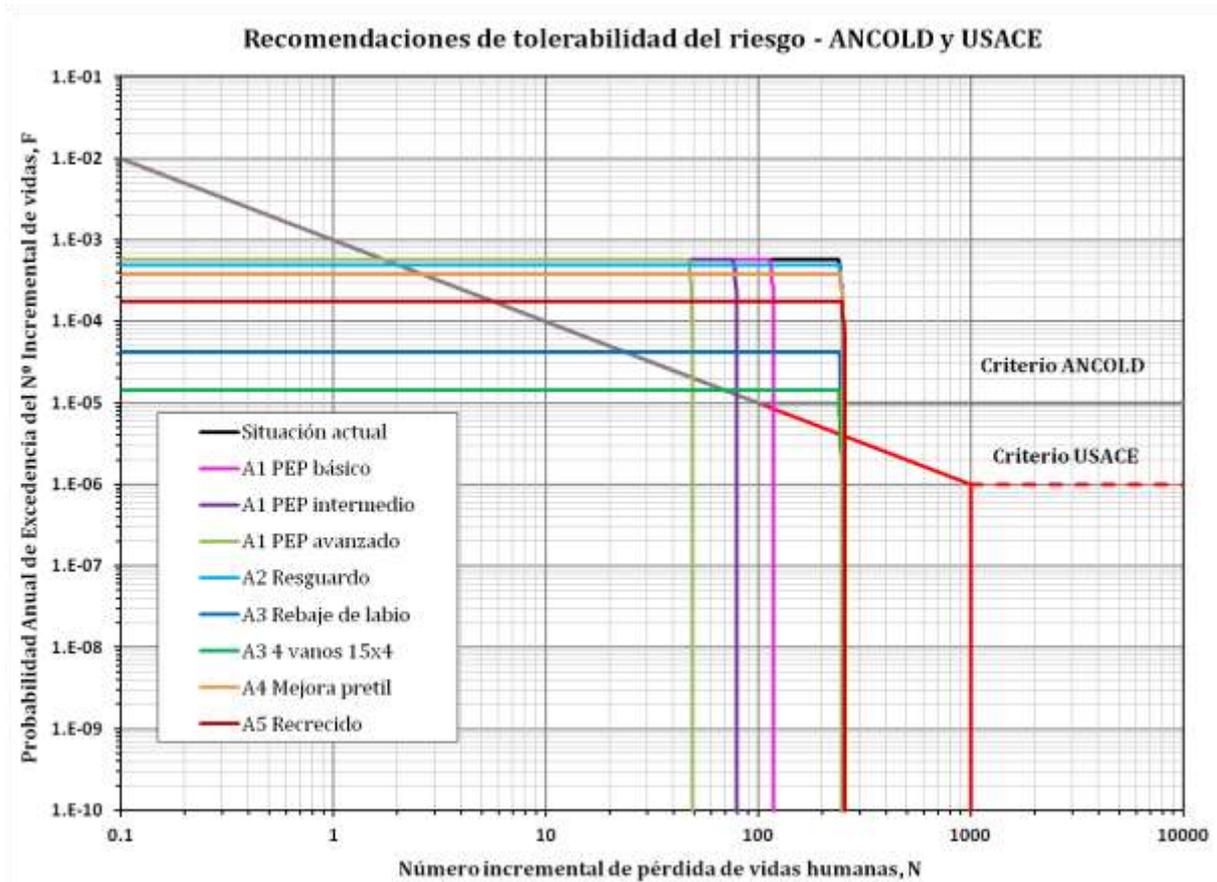


Figura 36. Riesgo de las medidas analizadas en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el ANCOLD y el USACE.

Como se observa el desplazamiento de las curvas F-N se muestra similar al movimiento del punto en el gráfico anterior.

En resumen, ninguna de las medidas planteadas cumple por sí sola los criterios de tolerabilidad. La mejor alternativa es la correspondiente al aumento en 2 vanos del aliviadero, sin embargo no resuelve la situación a largo plazo y compromete la seguridad frente a deslizamiento.

4.2.7. Justificación de la solución adoptada

A la vista de los resultados obtenidos la solución para ubicar la presa en un nivel de riesgo tolerable se deben implantar un mínimo de dos medidas, por lo que se va a utilizar el índice ACSLS para priorizar entre las posibles alternativas.

Tabla 22. Resultados de ACSLS para las medidas propuestas.

	A1 PEP básico	A1 PEP intermedio	A1 PEP avanzado	A2 Resguardo
Reducción de la probabilidad de rotura	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	9.21E-05
Reducción del riesgo econ [M€/año]	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.02E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	7.54E-02	9.76E-02	1.15E-01	2.25E-02
Coste de implantación (€/año)	300,000 €	300,000 €	315,000 €	0 €
Coste de mantenimiento [€/año]	5,000 €	15,000 €	30,000 €	250,000 €
Coste anualizado total [€/año]	19,663 €	29,663 €	45,396 €	250,000 €
Coste económico total [€/año]	19,663 €	29,663 €	45,396 €	239,778 €
ACSLs [€]	260,623 €	303,930 €	394,810 €	10,669,118 €

	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4	A4 Mejora pretil	A5 Recreido
Reducción de la probabilidad de rotura	5.40E-04	5.68E-04	2.03E-04	4.07E-04
Reducción del riesgo econ [M€/año]	6.04E-02	6.35E-02	2.24E-02	4.53E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	1.33E-01	1.40E-01	4.86E-02	9.88E-02
Coste de implantación (€/año)	4,649,107 €	6,307,080 €	155,383 €	3,100,571 €
Coste de mantenimiento [€/año]	0 €	0 €	0 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	227,238 €	308,276 €	7,595 €	151,549 €
Coste económico total [€/año]	166,788 €	244,735 €	-14,788 €	106,229 €
ACSLs [€]	1,256,232 €	1,753,612 €	-719 €	1,075,009 €

Tras el cálculo del ACSLS de todas las medidas se obtiene el menor valor para la mejora del petril, seguida por la implantación del PEP en sus diferentes grados. Sin embargo dado que la mejora del petril se trata de una medida estructural que no resuelve definitivamente y es predecible la necesidad de implantación del PEP a corto plazo, se determina ésta medida como la primera a implantar.

La implantación del PEP se hará con las características correspondientes a la categoría 9 pues el ACSLS es muy inferior a 3M\$, valor por debajo del cual se considera muy justificada la implantación de la medida.

El siguiente paso es obtener como varía el riesgo en la presa para las distintas alternativas planteadas considerando el PEP ya implantado. Una vez obtenido la probabilidad de rotura, el riesgo económico y el riesgo en vidas se vuelve a calcular el ACSLS para priorizar la siguiente medida a implantar. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

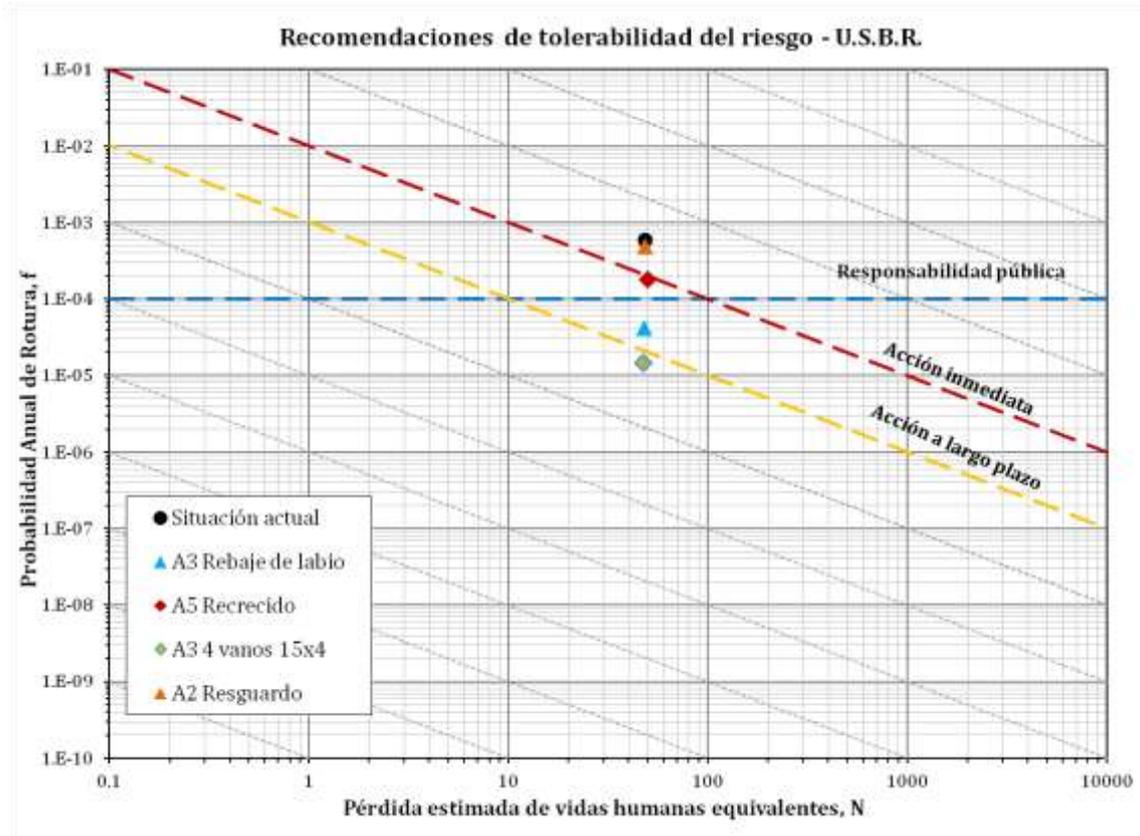


Figura 37. Efecto de las alternativas en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR tras la implantación del PEP a nivel avanzado.

Tabla 23. ACSLS de las alternativas tras la implantación del PEP.

	A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4	A5 Recrecido
Reducción de la probabilidad de rotura	9.21E-05	5.40E-04	5.68E-04	4.07E-04
Reducción del riesgo econ [M€/año]	1.02E-02	6.04E-02	6.35E-02	4.53E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	4.41E-03	2.60E-02	2.74E-02	1.93E-02
Coste de implantación (€/año)	0 €	4,649,107 €	6,307,080 €	3,100,571 €
Coste de mantenimiento [€/año]	250,000 €	0 €	0 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	250,000 €	227,238 €	308,276 €	151,549 €
Coste económico total [€/año]	239,778 €	166,788 €	244,735 €	106,229 €
ACSLs [€]	54,348,430 €	6,404,607 €	8,939,912 €	5,508,455 €

Los resultados obtenidos muestran que la única medida que traspasa el umbral de acción a largo plazo es la correspondiente a la apertura de 2 nuevos vanos en la presa. Sin embargo, analizando los ratios del ACSLS ninguna de las medidas está altamente justificada (el límite se sitúa en 3M\$). No obstante, siendo el objetivo realizar las medidas necesarias para reducir el riesgo de un modo eficiente se selecciona la medida de recrecido.

Una vez implantada la medida de aumento de la cota de coronación a 132msnm, se repite el proceso anterior con el nuevo caso base. Los resultados son:

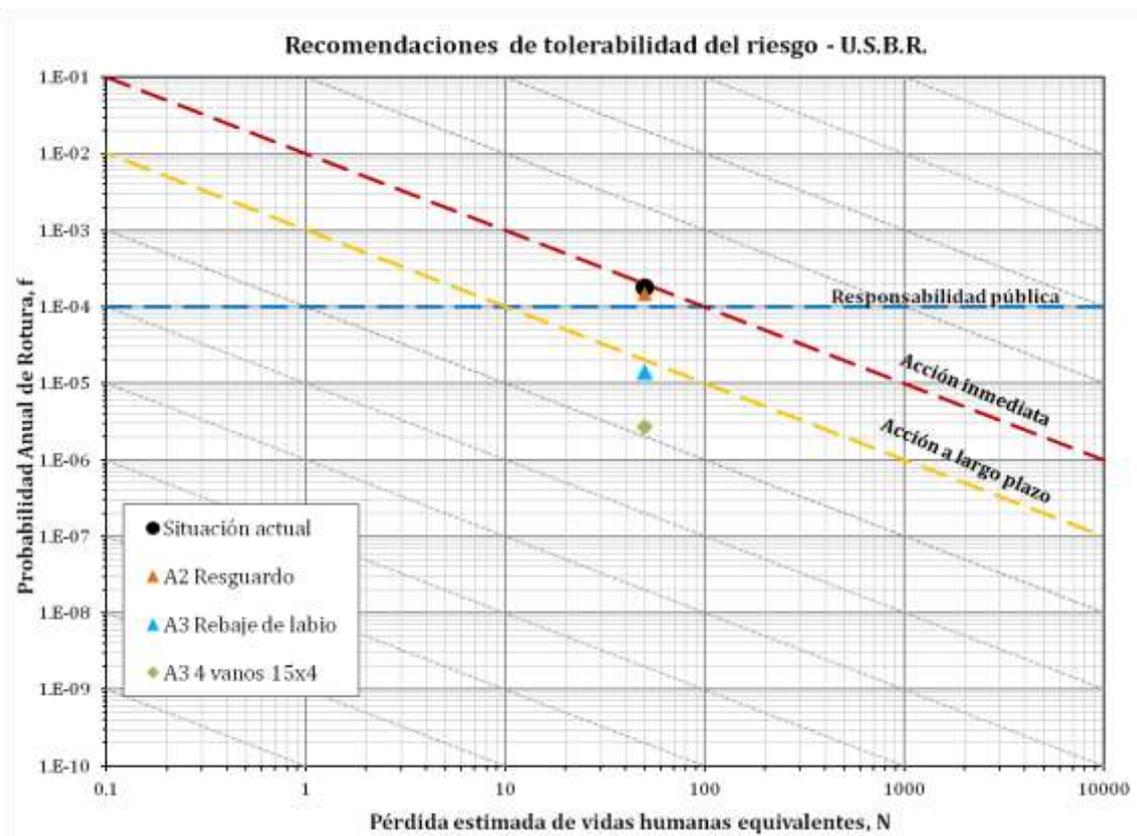


Figura 38. Efecto de las alternativas en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR tras el recrecido de la presa.

Tabla 24. ACSLS de las alternativas tras el recrecido de la presa.

	A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4
Reducción de la probabilidad de rotura	2.62E-05	1.61E-04	1.73E-04
Reducción del riesgo econ [M€/año]	2.97E-03	1.82E-02	1.95E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	1.31E-03	8.07E-03	8.64E-03
Coste de implantación (€/año)	0 €	4,649,107 €	6,307,080 €
Coste de mantenimiento [€/año]	250,000 €	0 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	250,000 €	227,238 €	308,276 €
Coste económico total [€/año]	247,031 €	209,016 €	288,765 €
ACSLs [€]	187,991,563 €	25,899,315 €	33,415,456 €

Considerando los resultados obtenidos la ampliación del resguardo queda totalmente descartada, dado que según Bowles (2004) por encima de 140 millones de dólares por vida estadística salvada la medida estaría muy poco justificada.

Aunque ninguna de las otras medidas planteadas está muy justificada siguiendo las indicaciones de Bowles (2004) se selecciona el rebaje de labio por el menor valor de ACSLS, ejecución de la medida más sencilla, menor mantenimiento al contar con solo 2 compuertas, menores problemas en la rápida y menor repercusión medio ambiental debido al menor volumen a demoler. Finalmente el orden de implementación sería:

1. Implantación del Plan de Emergencia de Presa.
2. Recreido hasta cota de coronación a 132msnm.
3. Aumento del aliviadero mediante rebaje de labio a cota 120.

Por último en la Figura 39, se muestra el camino que seguiría la presa en el gráfico de tolerabilidad del USBR. Como se observa en esta figura, la implantación del Plan de Emergencia y el recreido serían suficientes para cruzar la línea de acción inmediata, mientras que sería necesario aumentar la capacidad del aliviadero para poder cruzar la línea de tolerabilidad a largo plazo y de responsabilidad pública.

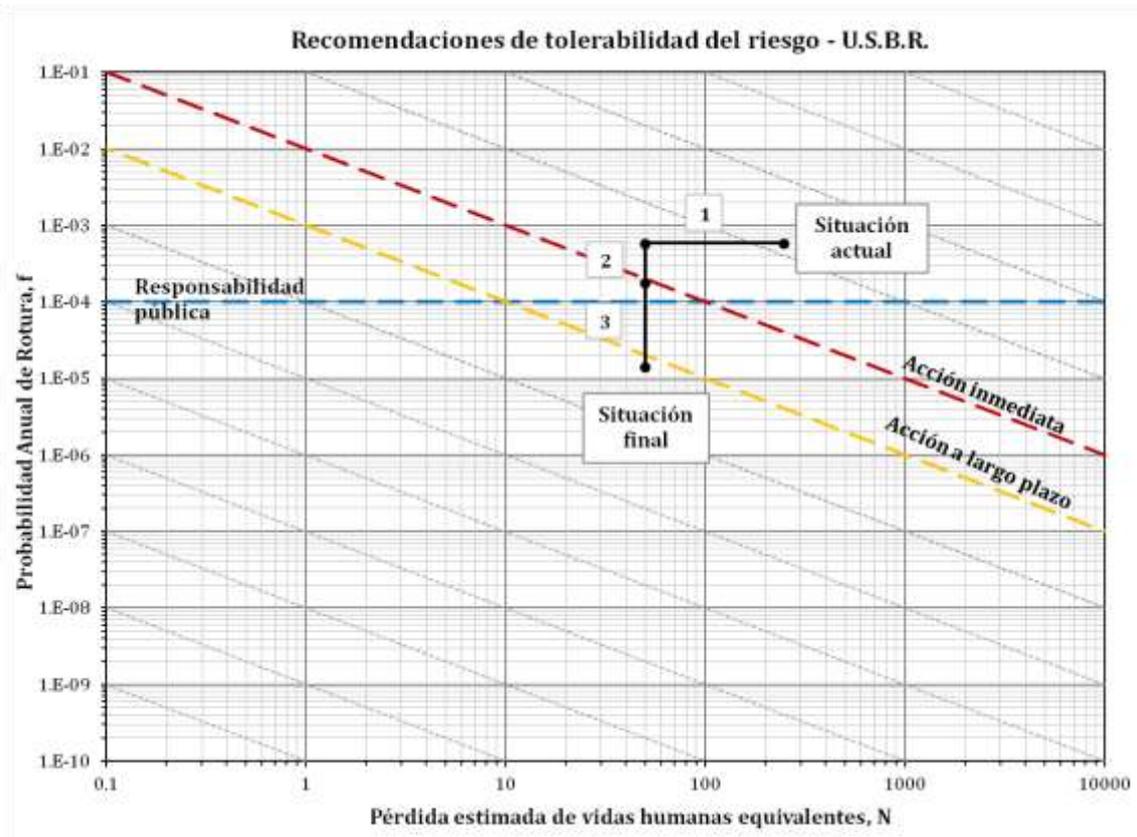


Figura 39. Itinerario seguido por la presa al implementar las medidas en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

4.3. ANÁLISIS DEL RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA POBLACIÓN DE VILLAJYOSA (ALICANTE)

En este punto se evalúa cómo se ve afectado el riesgo total de inundación de la población de Villajoyosa, situada aguas abajo de la presa de Amadorio, si se llevan a cabo las medidas propuestas tras la evaluación de la seguridad hidrológica realizada en el apartado anterior. El objetivo es integrar los resultados anteriores en el análisis del riesgo de inundación de la población para analizar éste desde un punto de vista global.

Para el cálculo, se ha utilizado el software *iPresas UrbanSimp* [25]. La metodología es igual a la mostrada en el apartado anterior pero incluye las consecuencias sin rotura de la presa por lo que la arquitectura del modelo se amplía con la rama de no rotura.

El software nos permite considerar tres tipos distintos de inundación, en el caso de estudio, se trata de “inundación por escorrentía, avenida o desbordamiento de cauces por fallo de la presa situada aguas arriba”.

4.3.1. ARQUITECTURA DEL MODELO DE RIESGO

De acuerdo con la metodología, el modelo de riesgo considerado es el siguiente:

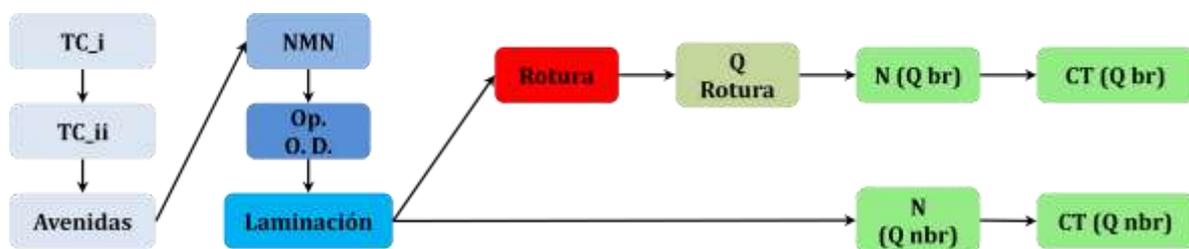


Figura 40. Arquitectura del modelo de riesgo para el cálculo del riesgo por sobrevertido.

En esta arquitectura, los nodos marcados en azul incorporan las cargas que debe soportar la presa con una cierta probabilidad. El nodo rojo representa a la respuesta del sistema, es decir, dadas las cargas de los nodos anteriores, define la probabilidad de que la presa falle. Por último, los nodos en verde introducen las consecuencias producidas por la avenida, diferenciando si se produce la rotura o no.

4.3.2. DATOS DE ENTRADA AL MODELO DE RIESGO

Los datos necesarios, considerando la arquitectura del modelo de riesgo descrita en el apartado anterior, se corresponden con los empleados en el cálculo del riesgo hidrológico, a excepción de las consecuencias en caso de no rotura que se detallan en los siguientes puntos.

Además, en este software se cuenta con la posibilidad de introducir los nodos TC_i y TC_{ii} que nos permiten diferenciar las categorías de tiempo consideradas en el apartado anterior. De acuerdo con el periodo de tiempo considerado para verano e invierno la probabilidad correspondiente a cada uno se introduce en el nodo TC_i de la siguiente manera:

Tabla 25. Datos a introducir en el nodo TC_i.

Nodo TC _i	
Nombre	TC _i
Var. salida	estacion
Nombre Periodo 1	verano
Nombre Periodo 2	invierno
Prob Periodo 1	0.2084
Prob Periodo 2	0.7916

Del mismo modo se introduce la diferencia entre día y noche en el nodo TC_{ii}.

Tabla 26. Datos a introducir en el nodo TC_{ii}.

Nodo TC _{ii}	
Nombre	TC _{ii}
Var. salida	momento
Nombre Periodo 1	día
Nombre Periodo 2	noche
TC _i = verano	
Prob Periodo 1	0.625
Prob Periodo 2	0.375
TC _i = invierno	
Prob Periodo 1	0.42
Prob Periodo 2	0.58

Las consecuencias cuando se produce la rotura de la presa coinciden con los datos introducidos en el capítulo anterior. Sin embargo, en este caso se introducen con detalle los daños en caso de no rotura. En los siguientes puntos se exponen los datos considerados.

4.3.2.1. Consecuencias económicas en no rotura

Para estimar las consecuencias económicas en no rotura se ha empleado la misma metodología explicada en el capítulo anterior, pero considerando las superficies afectadas para distintos caudales obtenida en las Normas de Explotación [22].

Tabla 27. Superficies afectadas para distintos caudales evacuados. Fuente: Normas de explotación.

Caudal (m ³ /s)	Superficies afectadas (m ²)		
	Urbano	Industrial	Regadío
50	14187	185	0
100	16574	259	8330
150	18542	379	9555
200	27546	994	9899
300	33738	1547	30884
500	45152	2005	35090
1000	57781	3979	49868
1500	64319	5630	60644

Dado que el documento no aportaba datos sobre los calados ni información gráfica de la ubicación de las áreas inundadas se han asumido los siguientes costes directos e indirectos para cada caudal:

Tabla 28. Porcentaje costes directos e indirectos aplicado para cada caudal evacuado.

Caudal (m ³ /s)	%CD	%CI
50	2%	15%
100	3%	15%
150	4%	15%
200	5%	27%
300	14%	27%
500	50%	27%
1000	69%	27%
1500	75%	27%

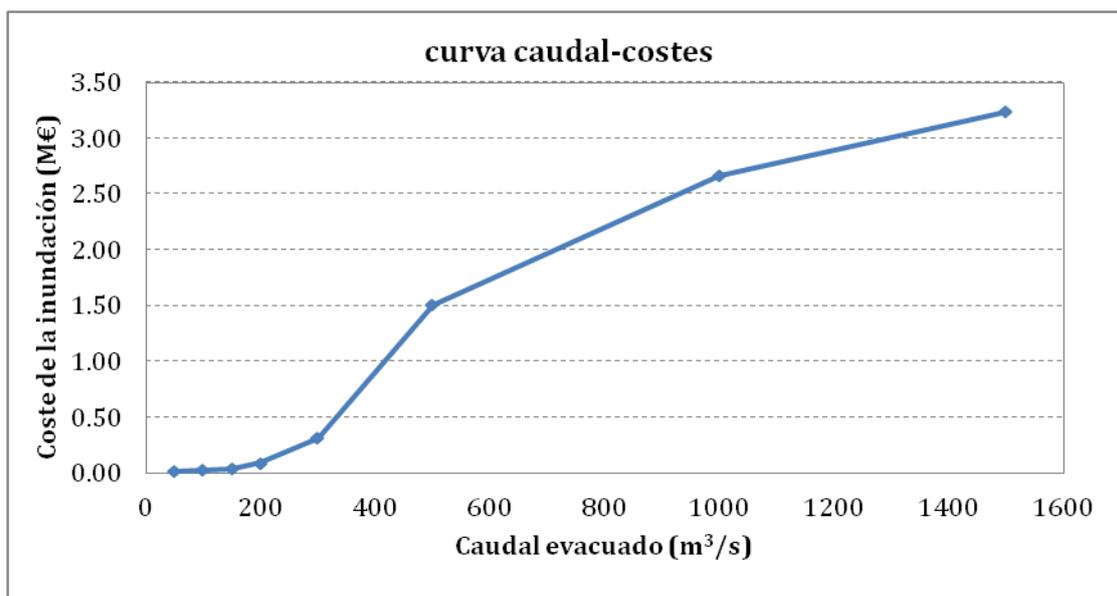


Figura 41. Consecuencias económicas en caso de no rotura de la presa.

En la Tabla 3 y la Tabla 4 se presentan los datos introducidos en los nodos de CT (Qbr) y CT (Qnbr) respectivamente. En este caso, cabe destacar que a diferencia del modelo utilizado para calcular el riesgo incremental por rotura de presa, la variable de salida de las consecuencias no diferencia entre rotura o no de la presa y se contabilizan en total.

Tabla 29. Datos de consecuencias económicas introducidos en el nodo de € rotura.

QRot	eur
50	34.25
430	36.42
32989	112.94
38710	114.68
42589	115.86

Tabla 30. Datos de consecuencias económicas introducidos en el nodo de € no rotura.

Qlam	eur
50	0.01
100	0.02
150	0.04
200	0.09
300	0.31
500	1.50
1000	2.67
1500	3.24

4.3.2.2. Pérdida de vidas en no rotura

La metodología aplicada para estimar la pérdida de vidas en caso de no rotura es la misma que en el capítulo anterior.

El tiempo de aviso se refiere al tiempo entre el momento que se empieza a realizar el preaviso a la población y el momento en el que llega la onda de inundación, por lo tanto, es el tiempo disponible para la evacuación y protección de la población. En este caso de *no rotura*, se ha estimado siguiendo el criterio descrito en el documento SUFRI [3] y considerando que no existe PEP ya que no está implantado. Considerando lo anterior se obtiene que el tiempo de aviso para el escenario día es de 0,25h y 0h de noche.

La severidad de la inundación se ha estimado para cada caudal a partir del calado del agua, según el criterio propuesto por el USACE, 2008 [15].

Las tasas de mortalidad obtenidas para cada caudal deben aplicarse a la población en riesgo dentro del área inundada. Para la estimación de esta población se ha utilizado las áreas de afección para cada caudal introducidas en la Tabla 27. Finalmente las curvas obtenidas son:

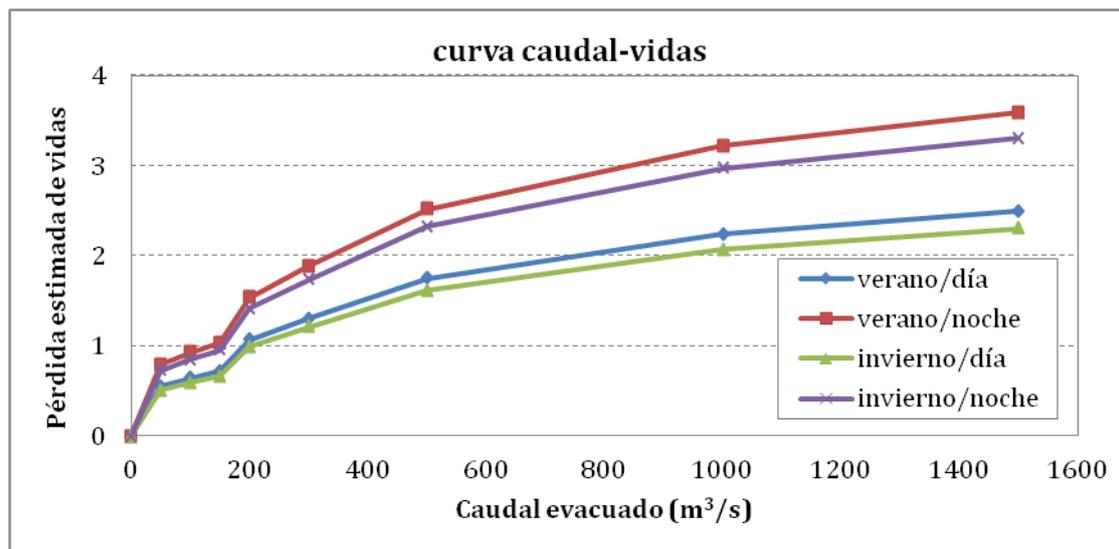


Figura 42. Pérdida de vidas obtenida en función del caudal evacuado.

En la Tabla 31 y la Tabla 32 se presentan los datos introducidos en los nodos de pérdida de vidas, para el caso de rotura y de no rotura, en el modelo realizado con *iPresas UrbanSimp*.

Tabla 31. Datos introducidos en el nodo de pérdida de vidas en rotura.

estacion	momento	QRot	vidas
verano	día	50	0
verano	día	430	1
verano	día	32989	206
verano	día	38710	214
verano	día	42589	220
verano	noche	50	0
verano	noche	430	2
verano	noche	32989	292
verano	noche	38710	309
verano	noche	42589	320
invierno	día	50	0
invierno	día	430	1
invierno	día	32989	191
invierno	día	38710	198
invierno	día	42589	203
invierno	noche	50	0
invierno	noche	430	2
invierno	noche	32989	270
invierno	noche	38710	285
invierno	noche	42589	295

Tabla 32. Datos introducidos en el nodo de pérdida de vidas en no rotura.

estacion	momento	Qlam	vidas_no
verano	día	0	0.00
verano	día	50	0.55
verano	día	100	0.64
verano	día	150	0.72
verano	día	200	1.07
verano	día	300	1.31
verano	día	500	1.75
verano	día	1000	2.24
verano	día	1500	2.49
verano	noche	0	0.00
verano	noche	50	0.79
verano	noche	100	0.93
verano	noche	150	1.03
verano	noche	200	1.54
verano	noche	300	1.88
verano	noche	500	2.52
verano	noche	1000	3.22
verano	noche	1500	3.59
invierno	día	0	0.00
invierno	día	50	0.51
invierno	día	100	0.59
invierno	día	150	0.67
invierno	día	200	0.99
invierno	día	300	1.21
invierno	día	500	1.62
invierno	día	1000	2.07
invierno	día	1500	2.31
invierno	noche	0	0.00
invierno	noche	50	0.73
invierno	noche	100	0.85
invierno	noche	150	0.95
invierno	noche	200	1.42
invierno	noche	300	1.74
invierno	noche	500	2.32
invierno	noche	1000	2.97
invierno	noche	1500	3.31

4.3.3. CÁLCULO DEL RIESGO EN LA SITUACIÓN ACTUAL

Considerando la estructura del modelo de riesgo antes definida y los datos expuestos en los apartados anteriores, se puede ejecutar el programa para obtener los resultados. A continuación, se muestran los resultados obtenidos de riesgo por inundación en Villajoyosa considerando la situación actual de la presa:

Tabla 33. Resultados de riesgo en Villajoyosa en la situación actual.

Situación actual	Probabilidad	1.00E-01
	Riesgo M€	7.66E-02
	Riesgo vidas	3.23E-02

La Figura 43 muestra la situación de Villajoyosa mediante la línea F-N, donde se representa la probabilidad anual de excedencia de un número incremental de pérdida de vidas. El área situada debajo de la curva corresponde al riesgo total de pérdida de vidas por inundación.

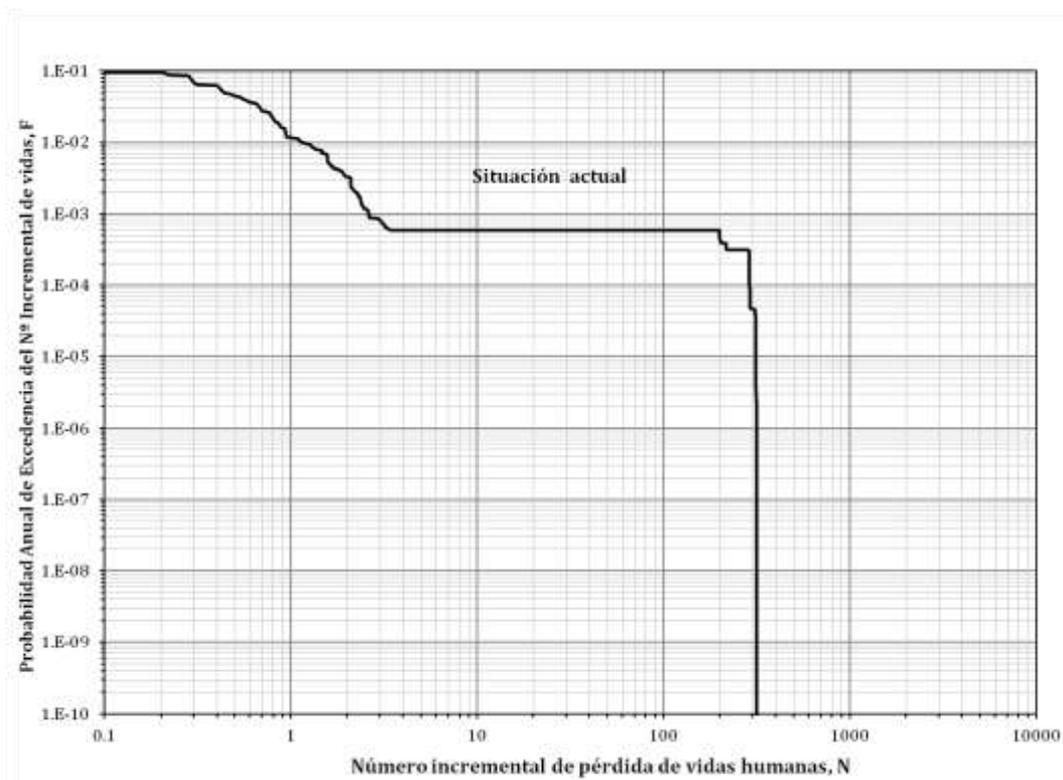


Figura 43. Curva F-N correspondiente al estado actual.

4.3.4. EVALUACIÓN DEL RIESGO INTRODUCIDAS LAS MEDIDAS CORRECTORAS PROPUESTAS

El riesgo obtenido tras incorporar todas las medidas planteadas en el capítulo anterior se reduce considerablemente tanto a nivel económico como en pérdida de vidas.

Tabla 34. Resultados de riesgo en Villajoyosa tras la implantación de la solución propuesta.

		TOTAL	Porcentaje respecto del caso base
Situación final	Probabilidad	1.00E-01	100%
	Riesgo M€	2.15E-02	28%
	Riesgo vidas	7.36E-03	4%

El siguiente gráfico representa con la línea F-N, la situación actual y la final tras la implantación de todas las medidas propuestas:

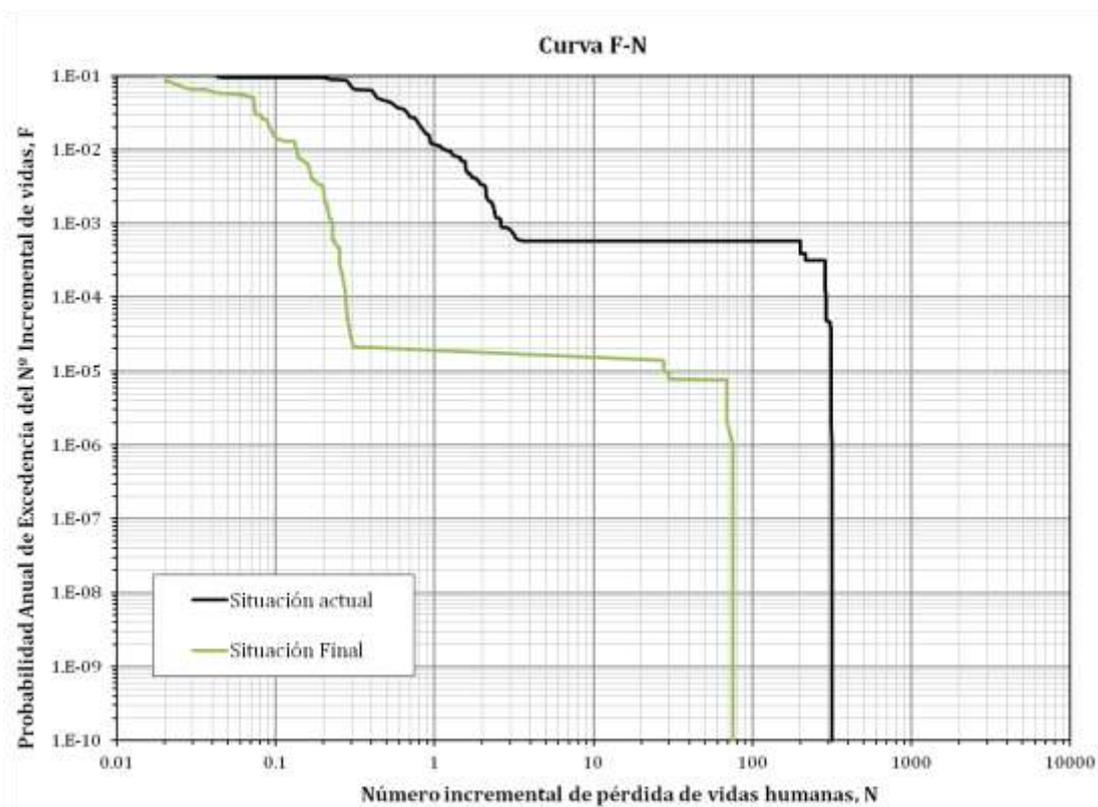


Figura 44. Curva F-N en la situación actual y tras las medidas propuestas.

El gráfico, muestra que implantar las medidas correctoras para reducir el riesgo hidrológico en la presa también reduce el riesgo total de inundación en la población de Villajoyosa. Sin embargo, la solución propuesta como final está formada por tres medidas que se pueden implantar de modo sucesivo pero espaciado en el tiempo. Por este motivo se va a analizar paso a paso el proceso de implantación de soluciones desde el punto de vista del riesgo total en Villajoyosa. El motivo es comprobar que las medidas planteadas para reducir el riesgo incremental por rotura de la presa también tienen el mismo efecto positivo sobre el riesgo total de inundación en Villajoyosa.

4.3.5. EVALUACIÓN DE LAS MEDIDAS PLANTEADAS DESDE UN PUNTO DE VISTA DE RIESGO TOTAL DE INUNDACIÓN EN VILLAJOYOSA

El presente apartado estudia las distintas medidas correctoras planteadas en el capítulo anterior para reducir el riesgo incremental desde el punto de vista del efecto que ocasionan en la población de Villajoyosa. Por tanto, se va a calcular el riesgo total que origina cada una de las medidas.

En primer lugar, se evalúa el riesgo de cada una de las alternativas de modo independiente. Las diferentes curvas F-N obtenidas para cada una se muestran en la Figura 45. En ella podemos ver que la implantación del PEP favorece un mayor descenso en pérdida de vidas en los episodios previos a la rotura de la presa que el resto de medidas. También resulta significativo como las medidas correspondientes a la ampliación de la capacidad de aliviadero ocasionan un aumento del riesgo en los escenarios previos a la rotura.

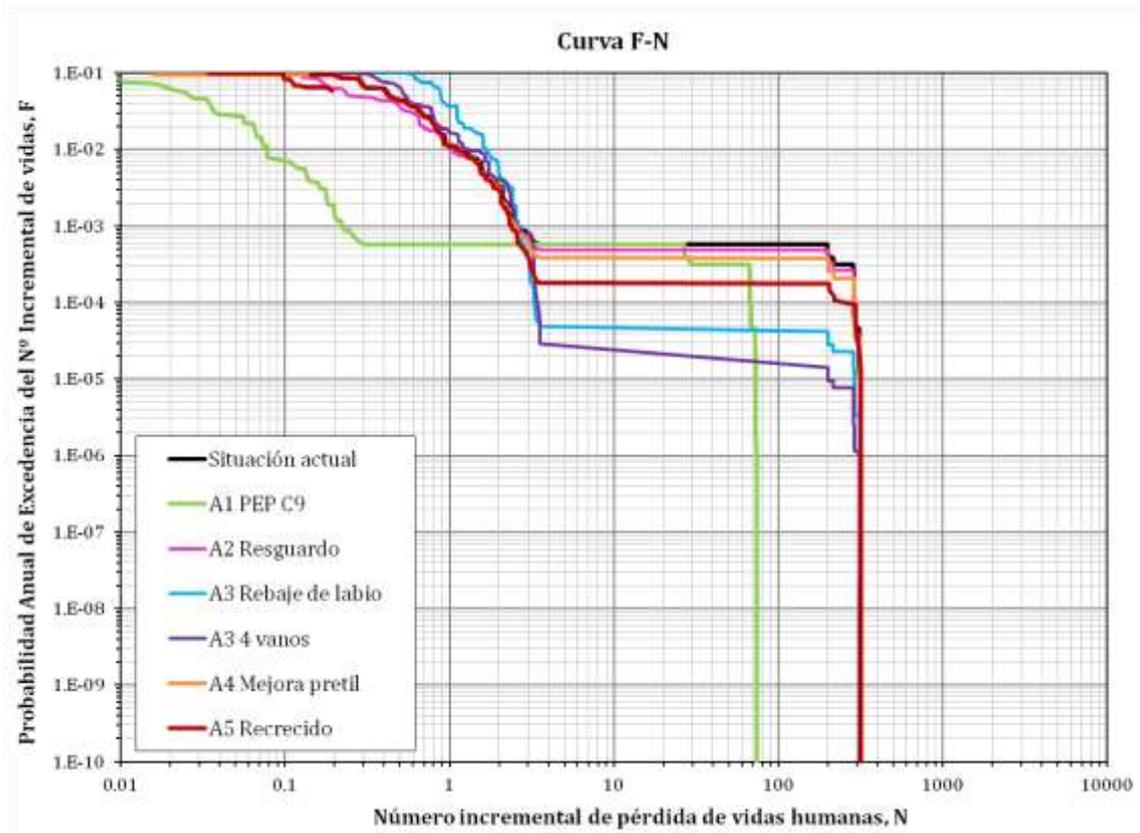


Figura 45. Curvas F-N de las medidas correctoras planteadas.

Para evaluar de un modo justificado cuál es la medida propuesta más indicada para implantar en primer lugar se utiliza el indicador ACSLS.

Tabla 35. Resultados de ACSLS para las medidas propuestas.

	A1 PEP C9	A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio
Reducción de la probabilidad de rotura	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Reducción del riesgo econ [M€/año]	0.00E+00	1.14E-02	5.02E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	1.71E-01	3.34E-02	9.02E-02
Coste de implantación (€/año)	315,000 €	0 €	4,649,107 €
Coste de mantenimiento [€/año]	30,000 €	250,000 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	45,396 €	250,000 €	227,238 €
Coste económico total [€/año]	45,396 €	238,556 €	177,005 €
ACSLs [€]	265,450 €	7,134,160 €	1,962,173 €

	A3 4 vanos	A4 Mejora pretil	A5 Recrecido
Reducción de la probabilidad de rotura	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Reducción del riesgo econ [M€/año]	5.96E-02	2.34E-02	4.67E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	1.27E-01	5.06E-02	1.01E-01
Coste de implantación (€/año)	6,307,080 €	155,000 €	3,100,571 €
Coste de mantenimiento [€/año]	0 €	0 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	308,276 €	7,576 €	151,549 €
Coste económico total [€/año]	248,650 €	-15,828 €	104,808 €
ACSLs [€]	1,950,602 €	-801 €	1,032,732 €

Tras calcular el índice ACSLS para las diferentes alternativas que se plantearon en el capítulo anterior se confirma, siguiendo el mismo razonamiento, que la primera medida a implantar sea el PEP. De hecho, analizando el riesgo total en Villajoyosa, la implantación de esta medida queda aún más justificada pues el índice ACSLS es inferior. A continuación se recalcula el riesgo total considerando el PEP implantado. Las curvas F-N obtenidas se muestran en la Figura 46. En dichas curvas se observa cómo el aumento del resguardo no tiene prácticamente repercusión en el riesgo. También se observa cómo el efecto del recrecido solo se aprecia porque reduce la probabilidad de que se produzca la rotura. Las alternativas de ampliación del aliviadero desplazan la curva hacia la derecha en un primer tramo correspondiente a la no rotura de la presa, esto significa que producen un aumento del riesgo al ser mayor el área por debajo de la curva. En el segundo tramo disminuyen el riesgo al reducir la probabilidad de rotura.

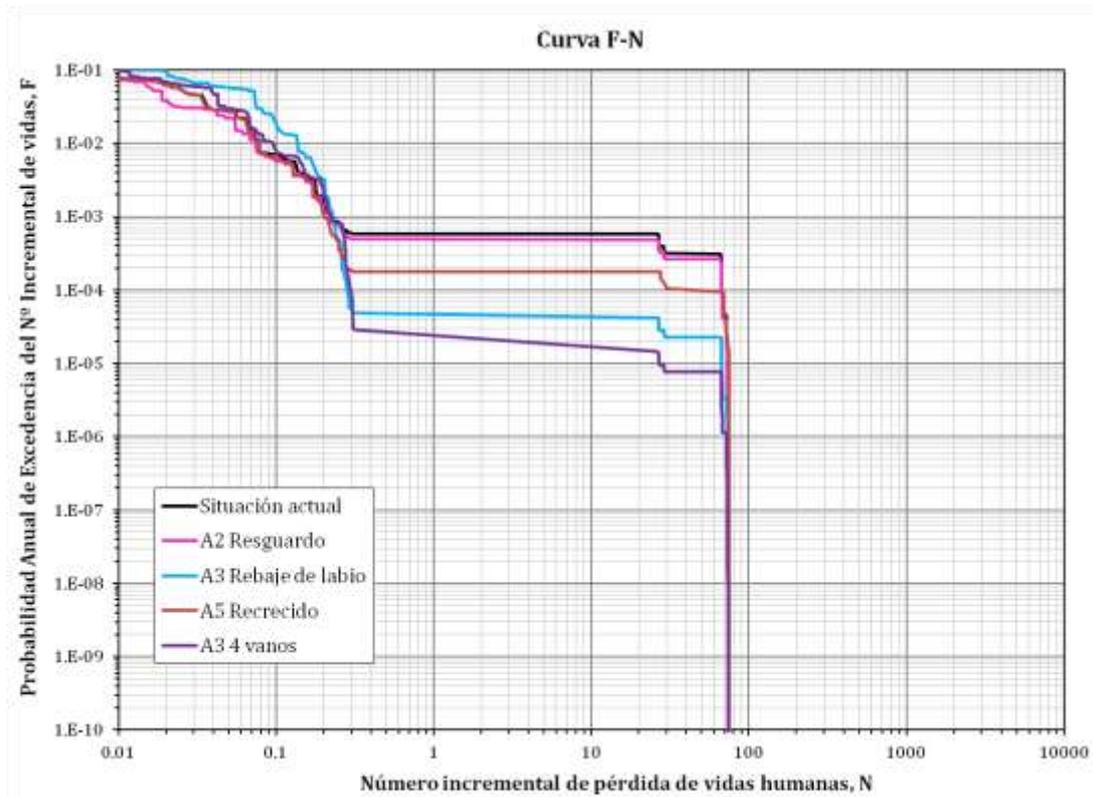


Figura 46. Curvas F-N tras la implantación del PEP.

A continuación se calcula el indicador ACSLS para comparar qué medida está más justificada desde un criterio de reducción de pérdida de vidas y coste por vida salvada.

Tabla 36. Resultados de ACSLS para las medidas propuestas tras la implantación del PEP.

	A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos	A5 Recrecido
Reducción de la probabilidad de rotura	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Reducción del riesgo econ [M€/año]	1.14E-02	5.02E-02	5.96E-02	4.67E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	5.17E-03	2.35E-02	2.69E-02	1.97E-02
Coste de implantación (€/año)	0 €	4,649,107 €	6,307,080 €	3,100,571 €
Coste de mantenimiento [€/año]	250,000 €	0 €	0 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	250,000 €	227,238 €	308,276 €	151,549 €
Coste económico total [€/año]	238,556 €	177,005 €	248,650 €	104,808 €
ACSLs [€]	46,104,665 €	7,528,259 €	9,256,396 €	5,328,638 €

Al analizar los resultados se observa que la siguiente medida a implantar también coincide con la decisión tomada evaluando el riesgo incremental por rotura. Por tanto, se implementará el recrecido de la presa.

El siguiente paso consiste en recalculer el riesgo en Villajoyosa considerando implantada la medida. La Figura 47 muestra la curva F-N para la situación actual y la final según cómo se realiza el aumento de la capacidad de aliviadero.

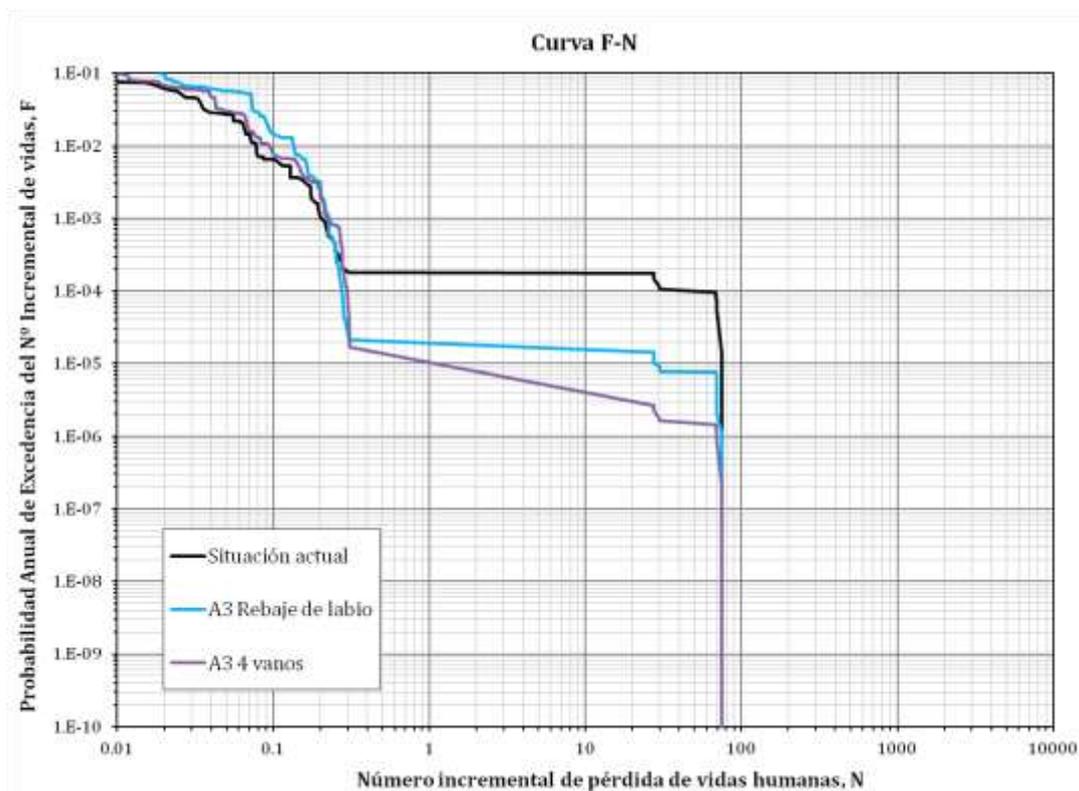


Figura 47. Curva F-N tras la implantación del recrecido.

Para determinar qué medida última resulta más adecuada se obtiene el índice ACSLS. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 37. Resultados de ACSLS para las medidas propuestas tras el recrecido de la presa.

	A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos
Reducción de la probabilidad de rotura	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
Reducción del riesgo econ [M€/año]	3.96E-03	8.37E-03	1.42E-02
Reducción del riesgo social [vidas/año]	2.02E-03	5.38E-03	7.76E-03
Coste de implantación (€/año)	0 €	4,649,107 €	6,307,080 €
Coste de mantenimiento [€/año]	250,000 €	0 €	0 €
Coste anualizado total [€/año]	250,000 €	227,238 €	308,276 €
Coste económico total [€/año]	246,039 €	218,866 €	294,076 €
ACSLs [€]	121,824,343 €	40,691,505 €	37,894,836 €

Los resultados obtenidos muestran que el índice ACSLS aumenta para las alternativas correspondientes al aumento de la capacidad de aliviadero con respecto a los valores obtenidos en el caso de riesgo incremental. El motivo es que estas medidas aumentan el riesgo total para escenarios previos a la rotura de la presa como se puede observar de modo gráfico en las curvas F-N de la Figura 47. El área inferior a las curvas F-N representa el riesgo total de inundación correspondiente a la población de Villajoyosa, así pues, se observa que el menor riesgo de inundación se obtiene para el aumento a 4 vanos. También, resulta relevante el hecho de cómo en función de la implantación de las medidas, el resto de medidas consideradas van variando su valor de ACSLS. Así pues, es necesario siempre el recálculo de la situación tras la implantación de una alternativa.

Por tanto, considerando el riesgo total de inundación en la población de Villajoyosa el orden de implementación sería:

1. Implantación del Plan de Emergencia de Presa.
2. Recrecido hasta cota de coronación a 132msnm.
3. Aumento del aliviadero mediante 2 nuevos vanos de 15x4.

4.4. RELACIÓN ENTRE EL RIESGO INCREMENTAL POR ROTURA DE LA PRESA DE AMADORIO Y EL RIESGO DE INUNDACIÓN EN VILLAJOSYA

El análisis del riesgo incremental por rotura de la presa y del riesgo de inundación de la población nos ha proporcionado el orden de medidas a implantar que se muestra en la Tabla 38. En ambos casos, se ha seguido el criterio marcado por el índice ACSLS, sin embargo, el orden difiere en la tercera medida según el riesgo que consideremos.

Tabla 38. Orden de implantación de medidas.

ORDEN DE IMPLANTACIÓN DE MEDIDAS	SEGÚN RIESGO INCREMENTAL POR FALLO DE PRESA	SEGÚN RIESGO DE INUNDACIÓN
1	Implantación del Plan de Emergencia	Implantación del Plan de Emergencia
2	Aumento de la cota de coronación a 132msnm	Aumento de la cota de coronación a 132msnm
3	Rebaje de 3m de la cota umbral del aliviadero	Ampliación de 2 nuevos vanos de iguales características a los existentes

El hecho de obtener un orden de implantación de medidas diferente, en función del riesgo considerado, plantea la cuestión de cuál de ambos se debería llevar a cabo. Para poder responder a esta pregunta se va a realizar una comparación detallada del proceso de selección de medidas y del efecto que cada una, separadamente, conlleva desde el punto de vista de cada uno de los riesgos.

Así pues, la evaluación de ambos riesgos en la situación actual mediante la curva F-N se muestra en la Figura 48. En ella se observa como el mayor aumento del riesgo total de inundación se produce en los eventos de mayor probabilidad de ocurrencia y que son previos al fallo de la estructura, mientras que una vez ésta ha fallado las consecuencias son similares, aunque ligeramente mayores.

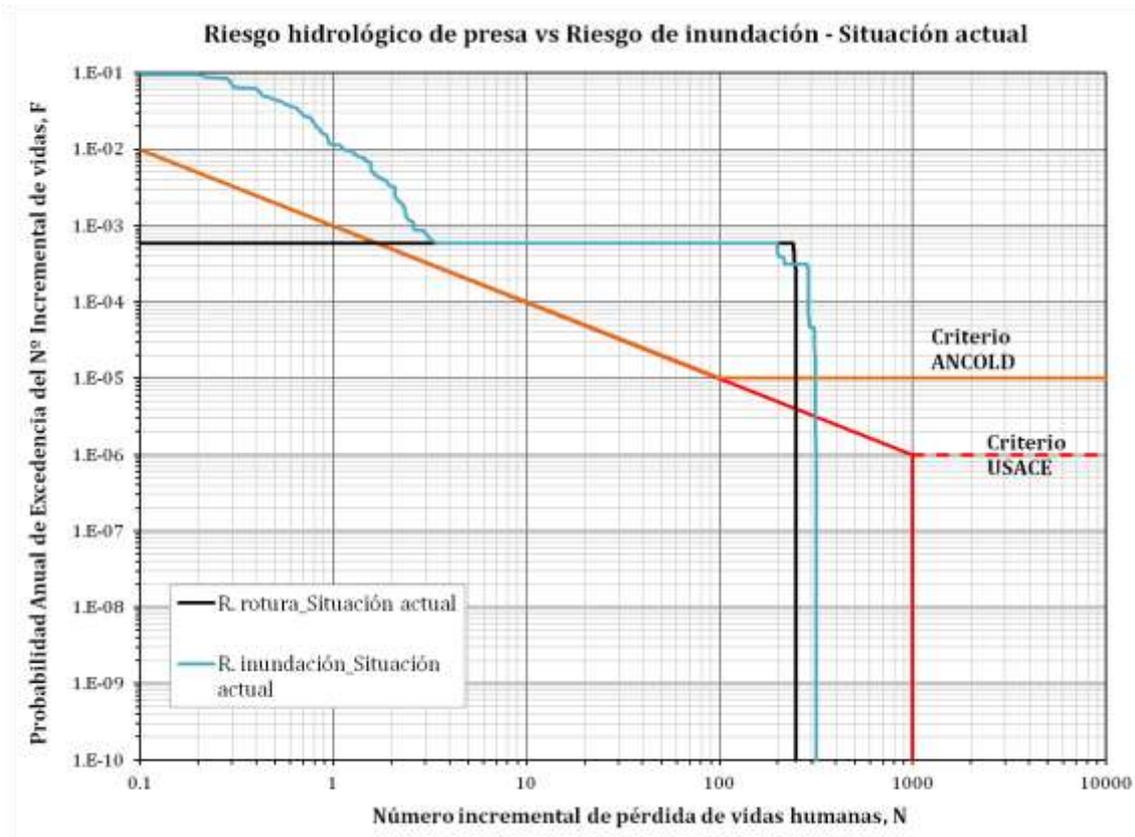


Figura 48. Curvas F-N para la situación actual.

Por tanto, la evolución del área correspondiente al riesgo total en los eventos previos a la rotura se prevé que sea la responsable del cambio en el orden de implantación de medidas correctoras.

La comparación de los valores obtenidos del índice ACSLS o coste ajustado por vida estadística salvada muestra como ciertas medidas son más adecuadas según se realice el análisis del riesgo incremental o de inundación. En las siguientes tablas se observa cómo, en las tres fases de implantación, las medidas correspondientes al aumento de la capacidad de aliviadero son menos recomendables desde el punto de vista del riesgo total de inundación en la población de Villajoyosa.

Tabla 39. Comparativa del ACSLS para el riesgo incremental y riesgo de inundación.

		A1 PEP	A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4	A4 Mejora pretil	A5 Recrecido
ACSLs [€]	Riesgo incremental	394,810 €	10,669,118 €	1,256,232 €	1,753,612 €	-719 €	1,075,009 €
	Riesgo inundación	265,450 €	7,134,160 €	1,962,173 €	1,950,602 €	-801 €	1,032,732 €

Tabla 40. Comparativa del ACSLS tras implantar el PEP.

		A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4	A5 Recreado
ACSLs [€] PEP implantado	Riesgo incremental	54,348,430 €	6,404,607 €	8,939,912 €	5,508,455 €
	Riesgo inundación	46,104,665 €	7,528,259 €	9,256,396 €	5,328,638 €

Tabla 41. Comparativa del ACSLS tras ejecutar el recrecido de la presa.

		A2 Resguardo	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4
ACSLs [€] Recreado ejecutado	Riesgo incremental	187,991,563 €	25,899,315 €	33,415,456 €
	Riesgo inundación	121,824,343 €	40,691,505 €	37,894,836 €

El hecho de que las medidas de aumento de la capacidad de aliviadero sean menos positivas para el riesgo de inundación se puede observar de modo gráfico con la representación de las curvas F-N. El área inferior limitada por estas curvas representa el riesgo total. En la Figura 49, analizando la repercusión de la aplicación de la medida de rebaje de labio sobre el caso base, se observa que considerando el análisis de la seguridad hidrológica mejora significativamente al reducirse la probabilidad anual de excedencia en un orden de magnitud. Sin embargo, si se considera el riesgo de inundación, se observa que para las probabilidades más altas la curva se desplaza hacia la derecha. Pese a ser aparentemente menor el área, hay que tener en consideración que la probabilidad es mucho mayor que la correspondiente al área donde la curva se desplaza hacia abajo. En este caso, la diferencia entre ambas áreas supone la reducción del riesgo, pero su valor es muy inferior al obtenido analizando simplemente el riesgo hidrológico de fallo de la presa.

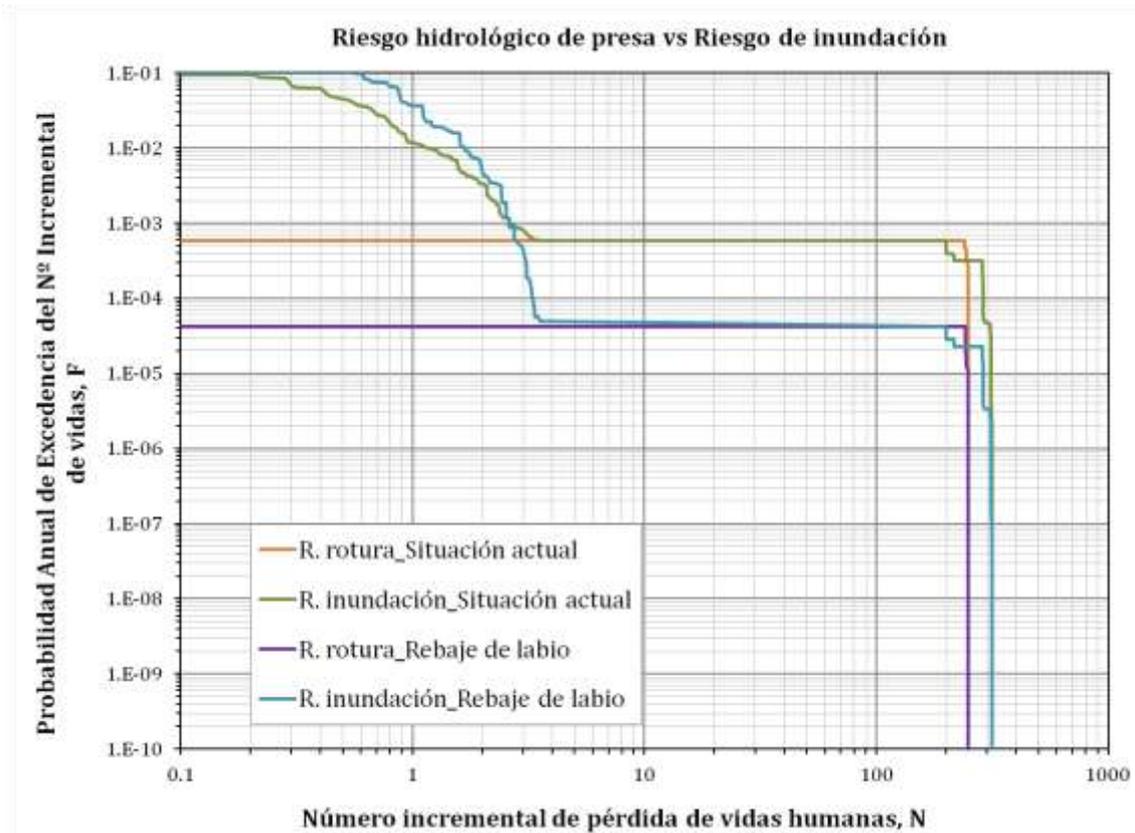


Figura 49. Curvas F-N para la situación actual y la medida rebaje de labio.

La Figura 50 muestra el efecto de la ampliación del aliviadero a 4 vanos. En ella, se observa el mismo comportamiento que en el caso anterior, pero el aumento del riesgo de inundación para los eventos más probables es mucho menos significativo que en el caso anterior. Este menor aumento se refleja en un menor incremento del índice ACSLS con respecto al obtenido con el análisis del riesgo hidrológico de la presa. Por este motivo, el análisis del riesgo de inundación propone esta medida en tercer lugar, en vez del rebaje de la cota umbral de aliviadero.

Por otro lado, se ha observado como la alternativa de aumento de la cota de coronación tiene un índice muy similar en ambos análisis. Esto es debido a que el primer tramo de ambas curvas se superpone como se observa en la Figura 51.

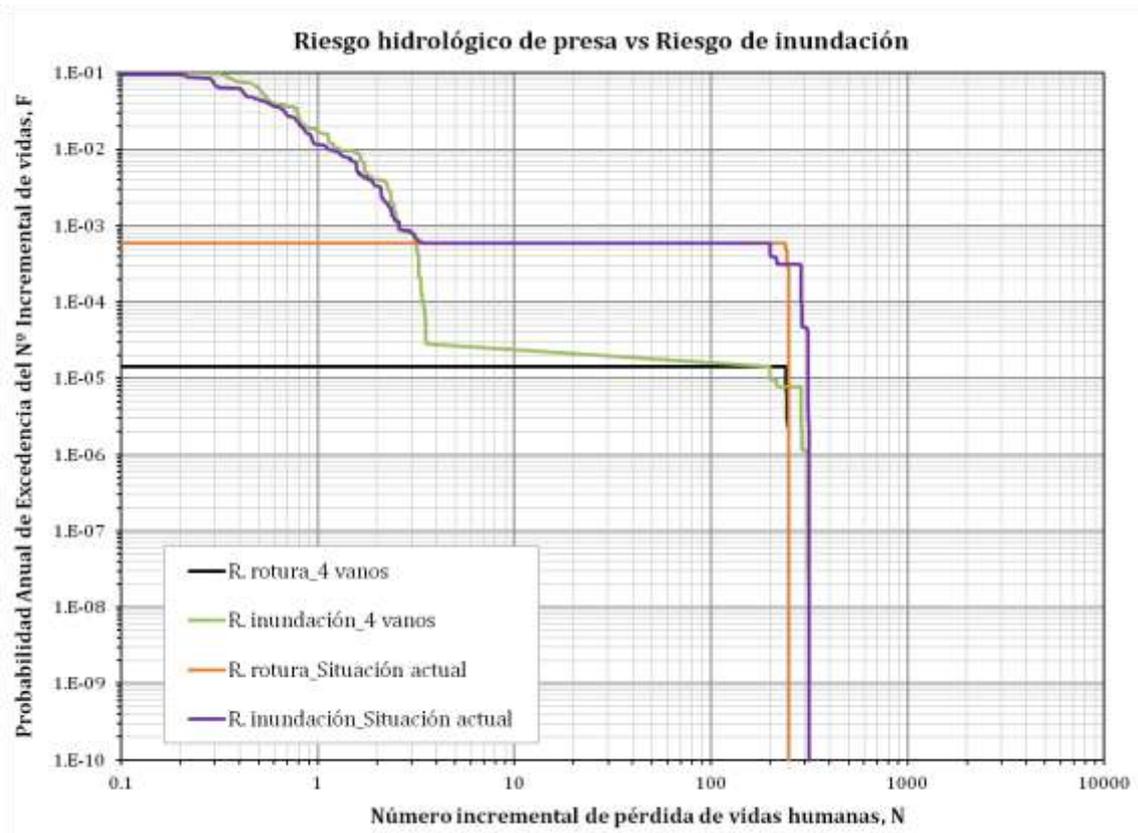


Figura 50. Curvas F-N para la situación actual y la medida aumento a 4 vanos.

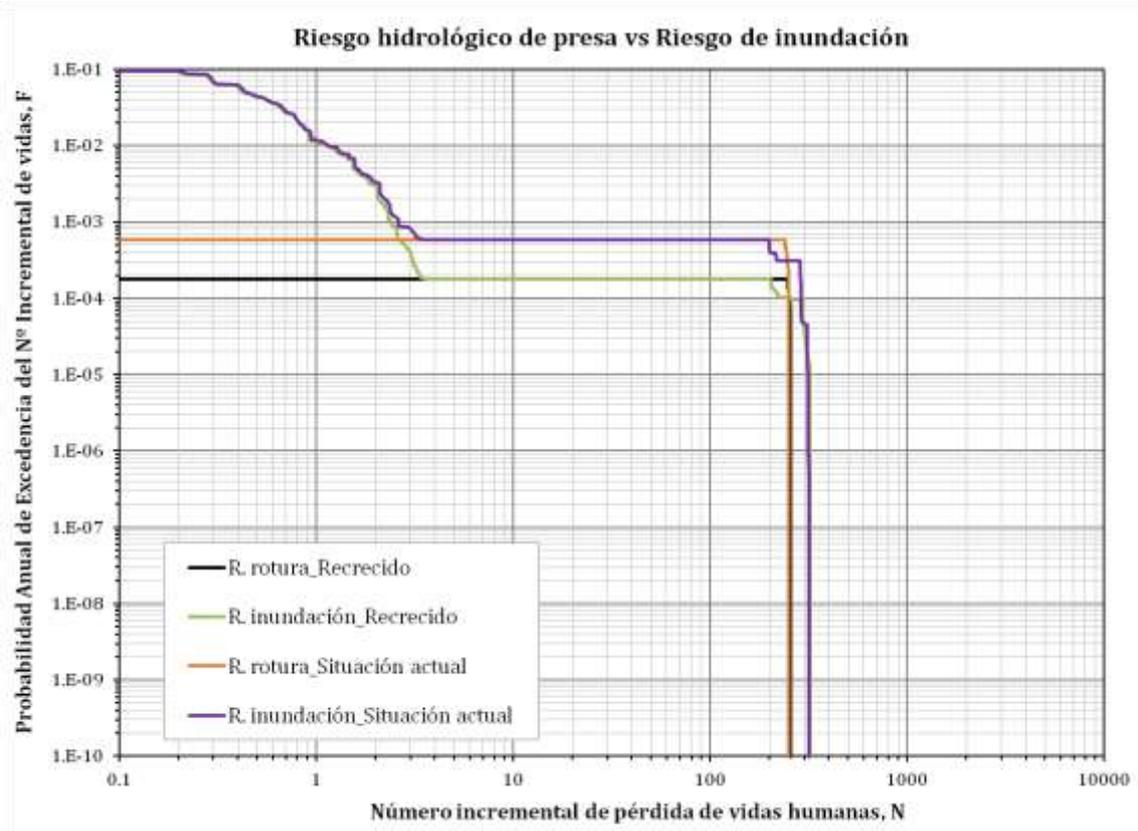


Figura 51. Curvas F-N para la situación actual y la medida aumento cota de coronación.

A continuación, se muestran de modo gráfico las medidas que suponen un comportamiento más positivo considerando el riesgo de inundación que valorando la seguridad hidrológica de la presa. Observando la Figura 52 se comprueba que la mejor opción es la implantación del PEP, pues la curva es considerablemente desplazada hacia la izquierda tras la incorporación de la medida. Además, se observa como el área de reducción del primer tramo de la curva es muy significativa, de ahí que esta sea la primera medida a implantar desde ambos análisis.

La última medida comparada ha sido la de ampliación de resguardo. Pese a no ser considerada una opción a implantar en ningún estudio la Figura 53 muestra cómo también reduce el área del primer tramo de la curva, motivo por el cuál es más recomendable teniendo en cuenta el análisis del riesgo de inundación.

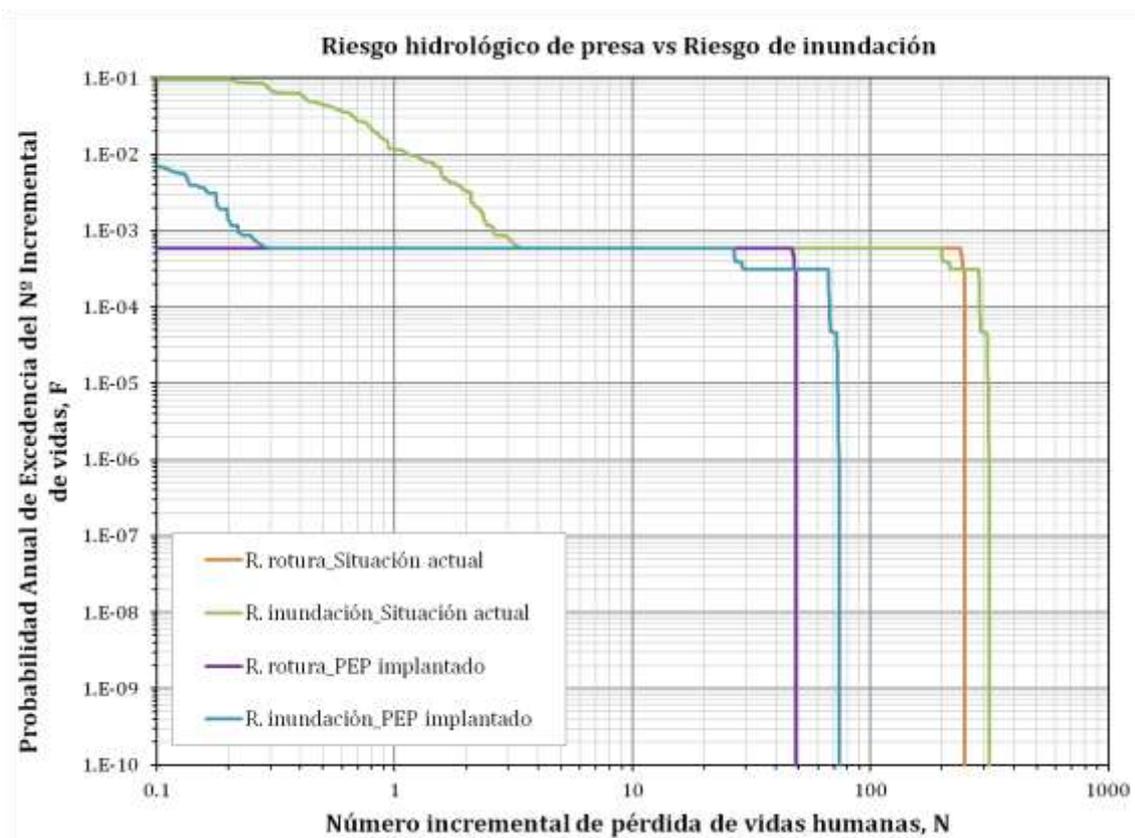


Figura 52. Curvas F-N para la situación actual y la medida implantación del PEP.



Figura 53. Curvas F-N para la situación actual y la medida ampliación del resguardo.

Tras el análisis general de las medidas según ambos riesgos, se realiza una comparativa detallada para seleccionar que orden de medidas se va a proponer. Si se limita el criterio de selección a realizar la media de los valores ACSLS la mejor alternativa sería la propuesta atendiendo al riesgo hidrológico. Sin embargo, la Tabla 42 muestra que la diferencia del valor medio del ACSLS se limita a aproximadamente 3.000.000€. Esta cifra no es muy elevada, además se limita a realizar una media atribuyendo el mismo peso a ambos riesgos.

Tabla 42. Comparación del valor ACSLS para la tercera medida a implantar.

	A3 Rebaje de labio	A3 4 vanos 15x4
S/ Riesgo hidrológico	25,899,315 €	33,415,456 €
S/ Riesgo de inundación	40,691,505 €	37,894,836 €
Media	33,295,410 €	35,655,146 €

Para realizar un análisis más detallado se van a comparar todos los resultados obtenidos referentes a ambas medidas. La Tabla 43 que el porcentaje de reducción respecto al caso base es significativamente mayor en la medida de ampliación de los 4 vanos. El coste más elevado de esta medida es el responsable de elevar el valor del ACSLS, sin embargo, se considera que a largo plazo resulta más rentable la aplicación del aumento de dos nuevos vanos.

Tabla 43. Comparación de resultados para la tercera medida a implantar.

	Coste de implantación de la Alternativa (€)	Resultados del análisis de riesgo	S/ Riesgo hidrológico	Porcentaje respecto al caso base	S/ Riesgo de inundación	Porcentaje respecto al caso base
A3 Rebaje de labio	4,649,107.00 €	Probabilidad	1.414E-05	8%	0.1	100%
		Riesgo M€	1.59E-03	8%	2.15E-02	72%
		Riesgo vidas	7.03E-04	8%	7.26E-03	57%
A3 4 vanos	6,307,080.00 €	Probabilidad	2.66E-06	2%	0.1	100%
		Riesgo M€	2.98E-04	2%	1.57E-02	52%
		Riesgo vidas	1.32E-04	2%	4.88E-03	39%

Así pues, tras la comparación de los resultados y el análisis detallado de los efectos de las medidas correctoras se propone que prevalezcan las recomendadas por la evaluación del riesgo de inundación. Las dos primeras medidas coincidían según ambos criterios. La tercera medida a implantar es la que presenta dos posibilidades, pero aunque el rebaje de labio se ha estimado un coste menor, los beneficios de la implantación del 4 vanos se consideran mucho mayores. No obstante, se va a realizar un análisis de sensibilidad para tener una información más completa antes de la toma de decisión final.

4.5. ANALISIS DE SENSIBILIDAD

En este capítulo se ha realizado el análisis de sensibilidad de dos de los principales inputs de entrada al modelo: el nivel previo y los hidrogramas de entrada considerados. Por tanto, se han modificado los datos introducidos en el modelo y se ha analizado cómo varían los resultados de riesgo obtenidos.

4.5.1. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL NIVEL PREVIO DEL EMBALSE

En el cálculo del riesgo, el nivel previo se introduce en el nodo NMN y además influye en los resultados de la laminación. Por ello, realizar los cálculos tomando como nivel previo el NMN considerado en la redacción del proyecto en muchas ocasiones carece de sentido cuando la presa está sometida a resguardos estacionales. En el caso de estudio se ha considerado como nivel previo el resguardo de la época del año más susceptible de sufrir avenidas. No obstante, se ha realizado la evaluación del riesgo hidrológico considerando el nivel previo máximo al que puede estar el embalse. La Figura 54 muestra la situación actual y el efecto que las medidas propuestas según la evaluación del riesgo de inundación suponen en la presa. En ella, se observa cómo la situación final tras las medidas sitúa a la presa en una región de riesgo tolerable, sea cuál sea el mes del año.

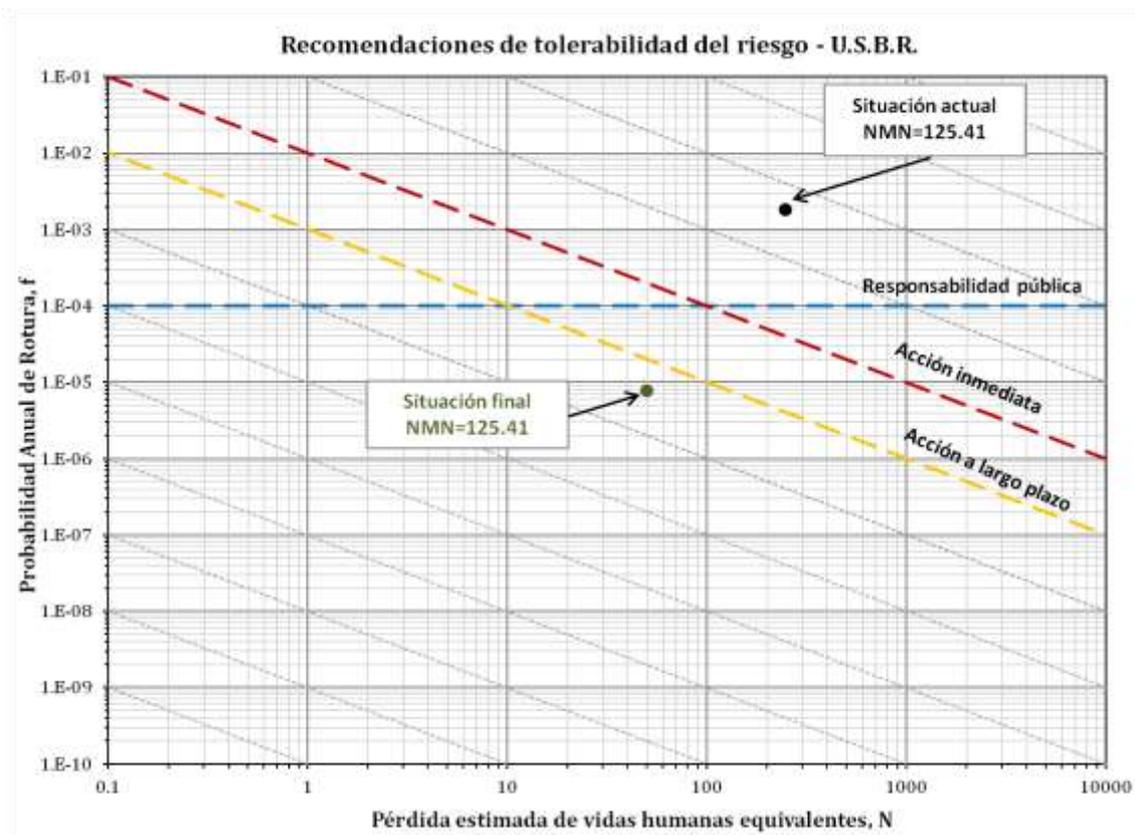


Figura 54. Resultados de riesgo en el criterio de tolerabilidad propuesto por el USBR con nivel previo 125.41msnm.

La influencia del nivel previo se puede observar en la Figura 55, donde se muestra la situación considerando resguardo máximo y mínimo. La situación frente al riesgo con los resguardos intermedios se situaría entre ambos puntos.

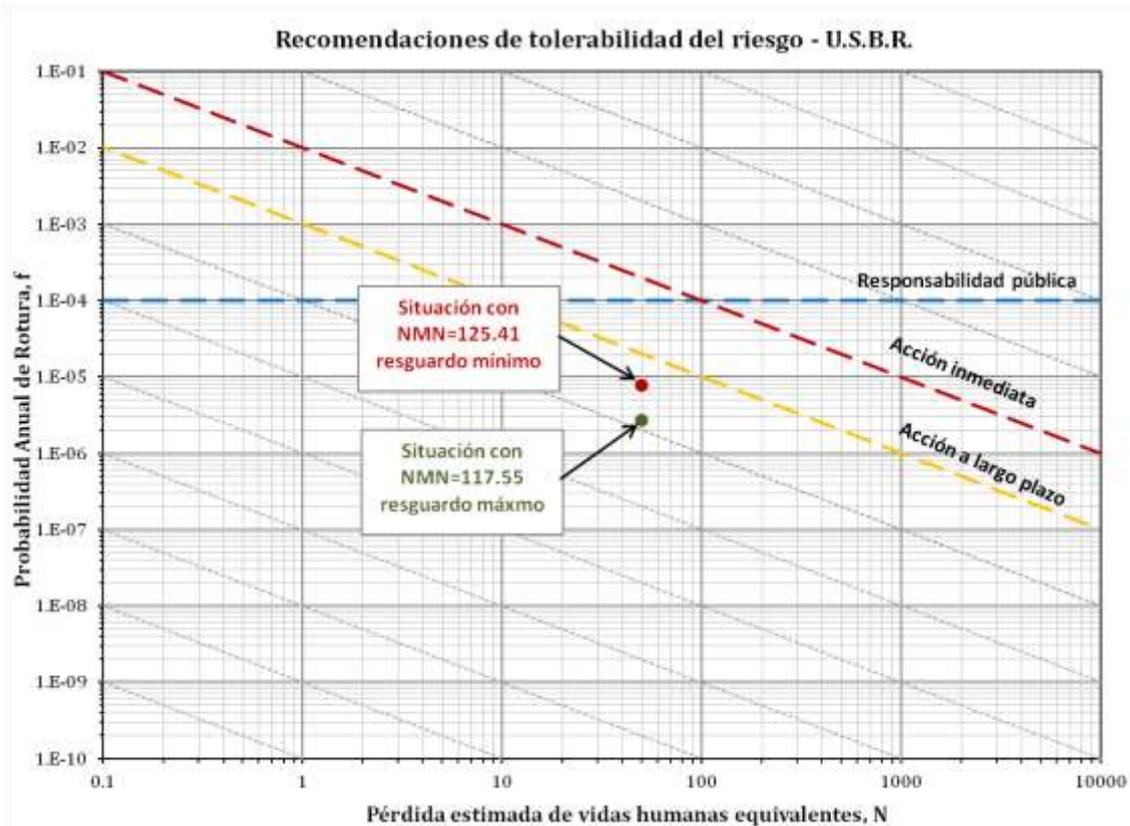


Figura 55. Variación de los resultados al analizar la sensibilidad al nivel previo del embalse.

Además, se ha evaluado la influencia del nivel previo sobre el riesgo de inundación. Las curvas F-N aplicadas las medidas propuestas se muestran en Figura 56. El efecto que produce un mayor nivel previo de embalse en los episodios anteriores a la rotura pone en duda la eficiencia de la solución para niveles superiores al del caso base. Por este motivo, se analiza la situación considerando que las medidas a implantar son las propuestas por el análisis del riesgo hidrológico. La Figura 57 muestra como el riesgo social es significativamente más reducido considerando como tercera medida a implantar la ampliación del número de vanos. Así pues, tras el análisis de incertidumbre del nivel previo, se observa que el nivel previo no modificaría la serie de medidas propuestas.

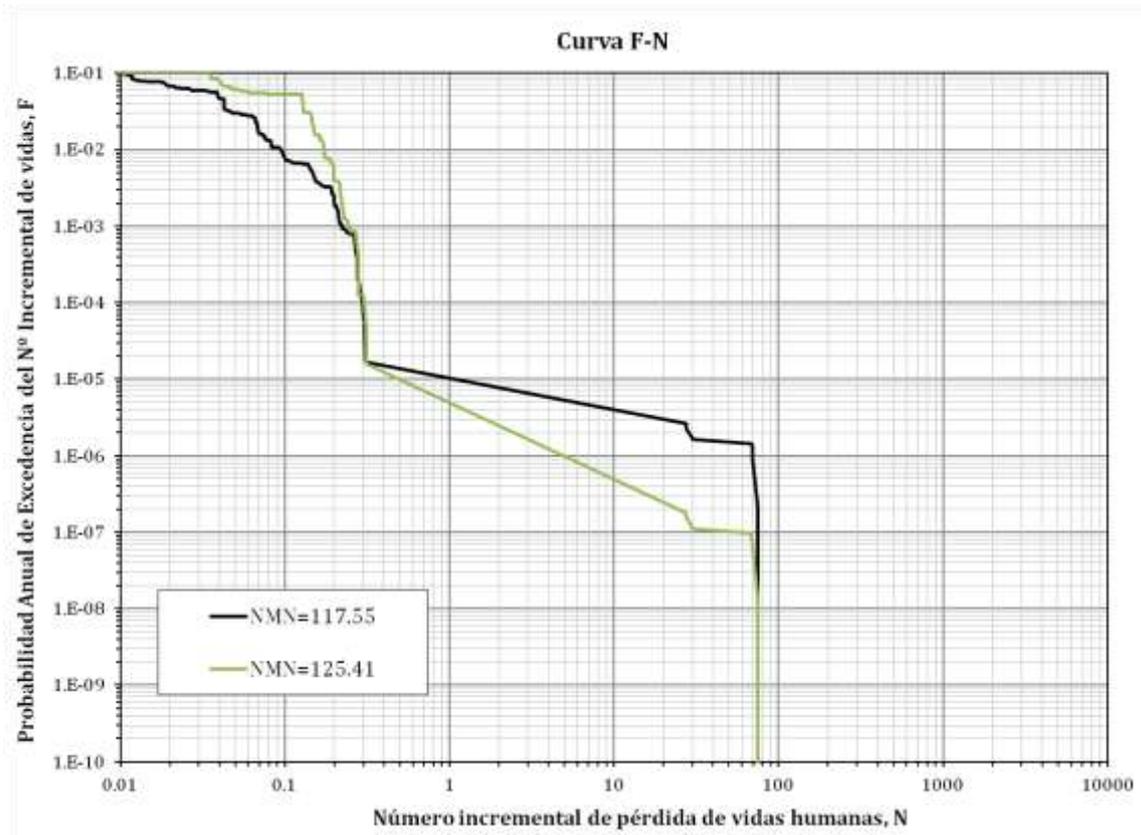


Figura 56. Variación de los resultados de la situación final al analizar la sensibilidad al nivel previo del embalse.

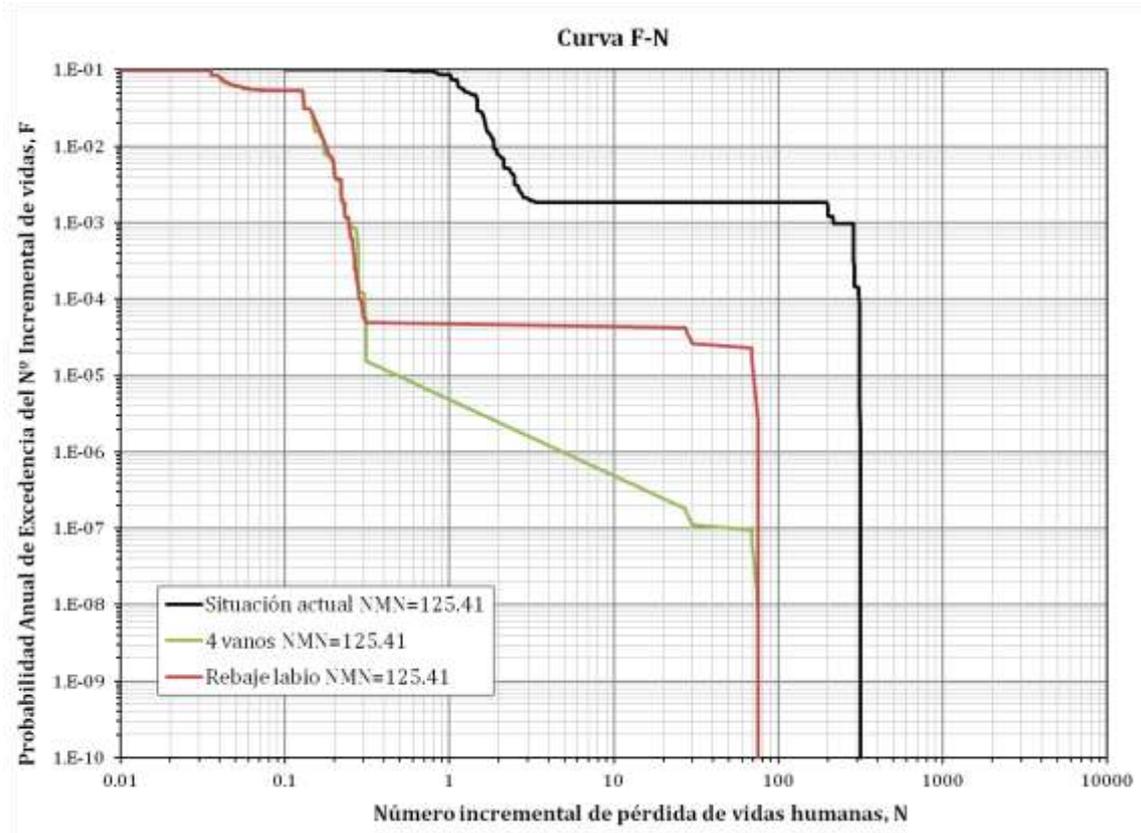


Figura 57. Variación de los resultados de la situación final para las distintas medidas propuestas al analizar la sensibilidad al nivel previo del embalse.

4.5.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA

El estudio se ha realizado considerando la serie de hidrogramas obtenidos con la hipótesis A, esto es, la tormenta está centrada en la cuenca del río Amadorio. No obstante, se ha analizado el efecto que la aplicación de las medidas tendría considerando la serie de hidrogramas con hipótesis de simultaneidad, esto es, llueve homogéneamente en toda la cuenca que vierte al embalse de Amadorio.

La Figura 58 muestra la situación actual de la presa donde se muestran los resultados considerando ambas hipótesis y el nivel previo máximo y mínimo al que puede estar el embalse en función del mes. Se observa cómo la mínima probabilidad anual de rotura con hipótesis de simultaneidad coincide con la máxima con hipótesis A.

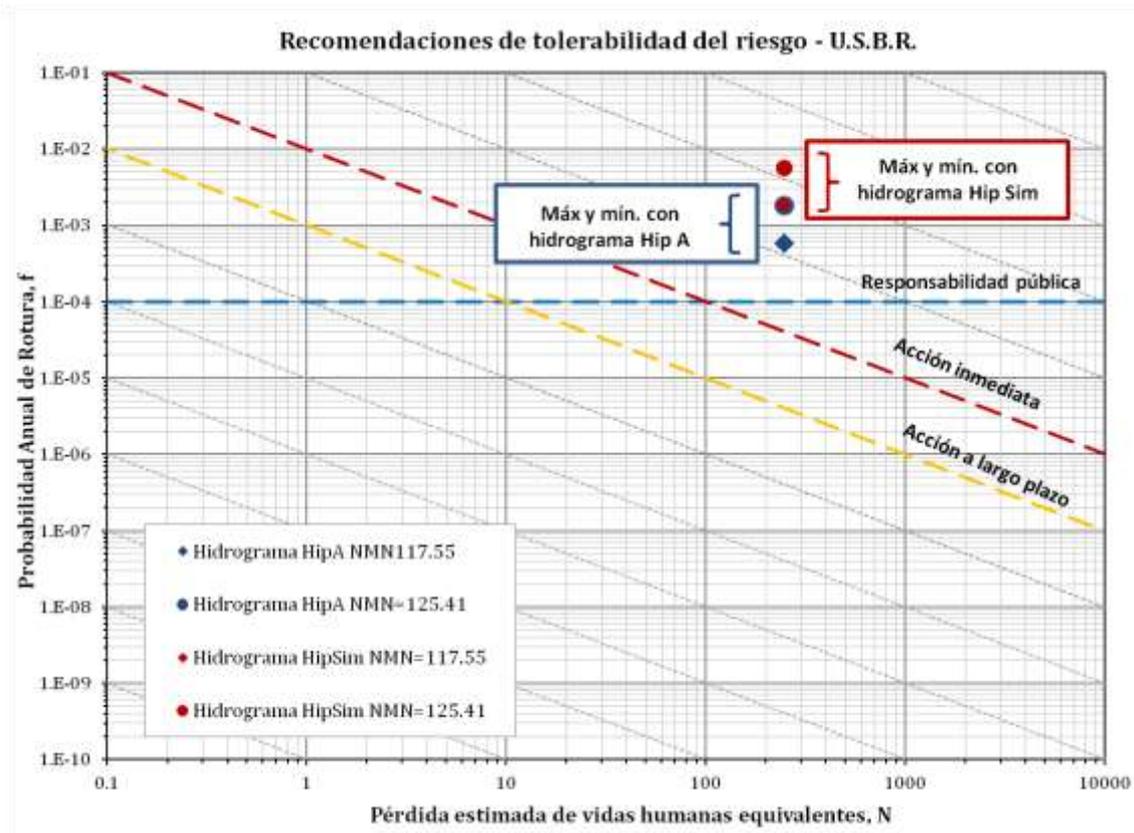


Figura 58. Variación de la situación actual al analizar la sensibilidad al hidrograma de entrada.

La Figura 59 muestra la situación tras la aplicación de las medidas propuestas. En ella se observa que el riesgo se ha reducido considerablemente, situándose para el peor

escenario posible por debajo del umbral de responsabilidad pública. Sin embargo, la solución propuesta, no reduce el riesgo lo suficiente como para poder cruzar la línea de tolerabilidad a largo plazo recomendada por el USBR.

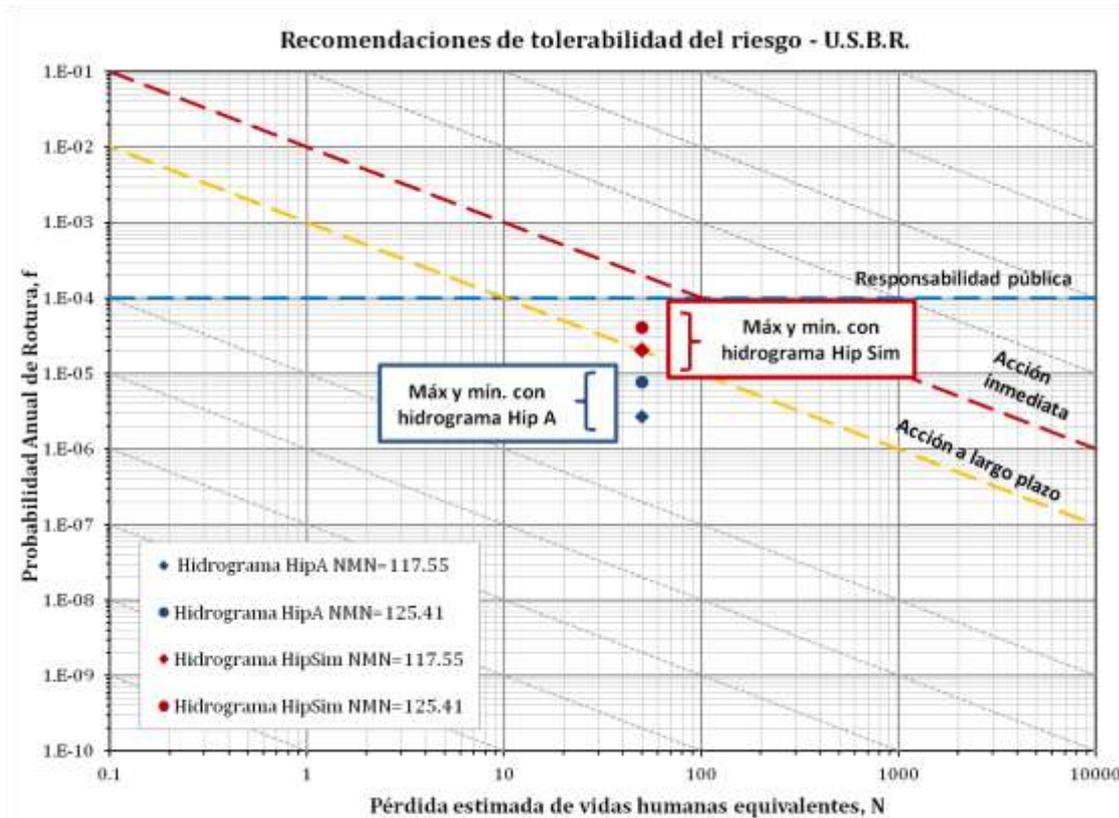


Figura 59. Variación de los resultados de la situación final al analizar la sensibilidad al hidrograma de entrada.

A la vista del resultado obtenido se desea comprobar el efecto que tendría la aplicación del rebaje de labio como tercera medida. Las curvas F-N se muestran en la Figura 60 donde se observa que la reducción del riesgo es mayor con la ampliación de la longitud de aliviadero.

Por tanto, se consideran las medidas propuestas como suficientes y válidas a falta de un estudio más exhaustivo de su viabilidad.

Por último, señalar la necesidad de mejorar la obtención de datos para el cálculo de los hidrogramas, pues en la actualidad, solamente se cuenta con 2 estaciones de aforo, una por cada subcuenca.

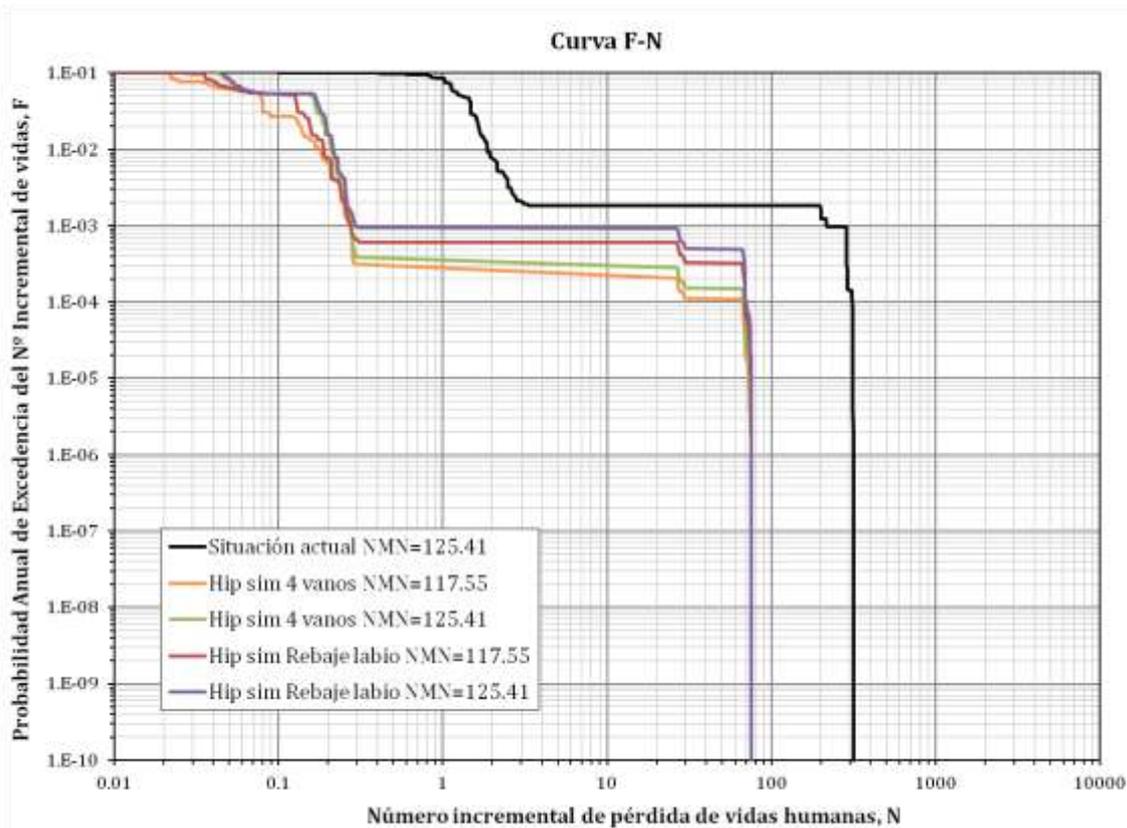


Figura 60 Variación de los resultados de riesgo de inundación al analizar la sensibilidad al hidrograma de entrada.

4.6. RECOMENDACIONES DE ACTUACIÓN.

Tras el análisis realizado del riesgo hidrológico en la presa de Amadorio y el riesgo de inundación en la población de Villajoyosa y a la luz de la comparación realizada entre ambos riesgos, se propone que las medidas a implantar sean:

1. Implantación del Plan de Emergencia de Presa.
2. Recrecido hasta cota de coronación a 132msnm.
3. Aumento del aliviadero mediante 2 nuevos vanos de 15m de longitud y 4m de altura.

Por último en la Figura 61 se muestra el camino que seguiría la presa en el gráfico de tolerabilidad del USBR. Como se observa en esta figura, la implantación del Plan de Emergencia y el recrecido serían suficientes para cruzar la línea de acción inmediata,

mientras que sería necesario aumentar la capacidad del aliviadero mediante dos nuevos vanos para poder cruzar la línea de tolerabilidad a largo plazo y de responsabilidad pública.

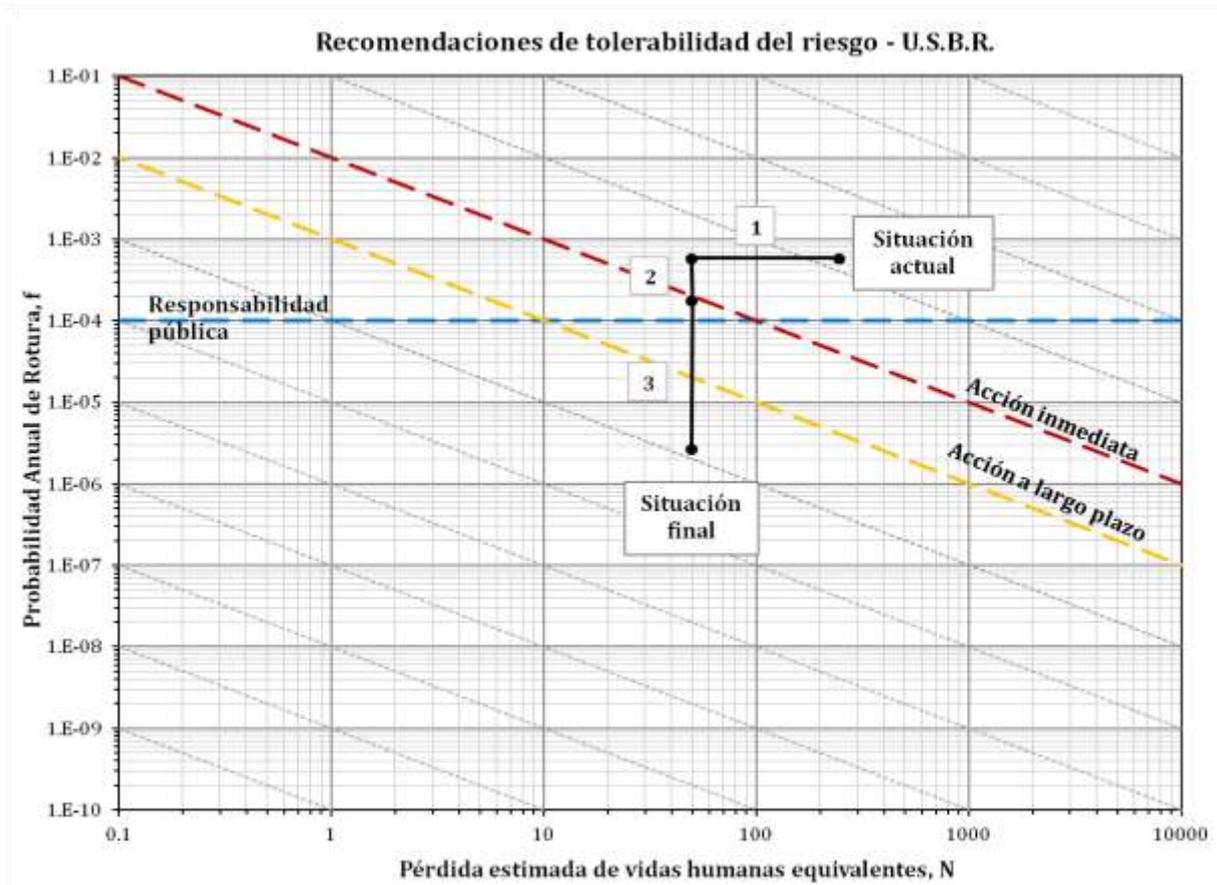


Figura 61. Itinerario propuesto de las medidas a implementar en el gráfico de tolerabilidad propuesto por el USBR.

5. CONCLUSIONES

La metodología propuesta permite enfocar de manera conjunta el análisis de riesgo de la presa y sus afecciones aguas abajo. De este modo, el ingeniero tiene una visión global que le facilita la toma de decisiones eficientes desde el punto de vista de ambos riesgos.

La implantación de la metodología en la presa de Amadorio ha determinado, en primer lugar, que el riesgo hidrológico en la situación actual es elevado. Por ello, se han estudiado diferentes medidas para reducirlo. El orden de medidas obtenido ha sido, en

primer lugar, la implantación completa del Plan de Emergencia, seguido del aumento de la cota de coronación hasta 132msnm y, por último, el rebaje de la cota umbral a 120msnm.

Tras la realización del estudio de soluciones se ha evaluado la situación actual de la población de Villajoyosa frente a inundaciones. Esta situación presente se ha comparado con los resultados bajo el supuesto de que se aplicarán las medidas antes obtenidas. También se ha evaluado cómo afectaría el resto de medidas propuestas y cuáles, desde el análisis del riesgo de inundación, serían las más adecuadas. Finalmente, se ha obtenido que el orden de implantación más eficiente coincide en la primera y segunda medida. Sin embargo, para la tercera medida a implantar resultaría más adecuada la ampliación de la longitud de vertido.

Ante la obtención de dos itinerarios de medidas a implantar se ha realizado una comparativa de los resultados obtenidos en ambos análisis. Actualmente, no existen recomendaciones sobre que análisis debería tener un mayor peso sobre la decisión final. En este estudio, se plantea un análisis global de todos los resultados obtenidos, sin limitarnos al valor obtenido mediante el ACSLS.

Para validar los resultados, se ha realizado un análisis de sensibilidad tanto del nivel previo del embalse como del hidrograma de entrada considerado. Ambas variables influyen en gran medida en el cálculo de riesgo.

En cuanto al nivel previo se recomienda realizar el cálculo para los niveles reales a los que el embalse está sometido por sus normas de explotación y no limitarnos al NMN marcado en la redacción del proyecto, pues puede diferir de la realidad.

El hidrograma de entrada influye también de manera significativa en los resultados de riesgo. En el caso particular de Amadorio, considerando el hidrograma de simultaneidad la secuencia de medidas a implantar sería insuficiente para traspasar la línea de a largo plazo propuesta por el USBR. Resulta, por tanto, muy importante, una buena estimación de todas las variables que influyen en el cálculo de los hidrogramas introducidos en el modelo.

Así pues, del análisis concreto de la presa de Amadorio, se comprueba que considerar de manera aislada el riesgo incremental por rotura de la presa puede llevar a tomar decisiones de mejora de la presa que generen un mayor riesgo de inundación en escenarios previos a la rotura, en las poblaciones situadas aguas abajo de la presa, que otras soluciones descartadas bajo este criterio. Por tanto, se recomienda analizar la situación de la presa para aumentar su seguridad hidrológica pero sin olvidar el efecto que esta infraestructura genera aguas abajo.

En general, la implantación del Plan de Emergencia es una medida muy recomendable para cualquier presa, pues reduce las consecuencias en pérdida de vidas de manera muy significativa sin coste elevado en comparación con una actuación estructural en la presa.

La alternativa del resguardo puede ser una posibilidad viable siempre y cuando no genere demandas insatisfechas, aunque se recomienda solo como medida apropiada de modo eventual o para épocas del año más susceptibles de padecer avenidas.

El aumento de la cota de coronación mejora la seguridad hidrológica de la presa, tanto a nivel de fallo por sobrevertido como de deslizamiento pero introduce el riesgo del aumento del volumen embalsado a causa del aumento de la demanda, por lo que si no se mantiene la cota previa su efecto puede ser negativo. También hay que prestar atención a las tensiones en el contacto cuerpo-cimentación que puede generar el aumento de la altura de la presa si la base no tiene suficiente ancho.

Por último, las medidas de aumento de la capacidad de aliviadero tienen un efecto muy positivo en el análisis del riesgo hidrológico por fallo de sobrevertido pero menos significativo sobre el riesgo de inundación en las poblaciones aguas abajo. Además, puede comprometer la seguridad frente a deslizamiento en una presa de gravedad.

6. NECESIDADES DE INVESTIGACIÓN

Las futuras líneas de investigación deben ir orientadas a la búsqueda de criterios de tolerabilidad de riesgo total que ayuden a la toma de decisiones. Así como varios

organismos internacionales han elaborado recomendaciones de tolerabilidad de riesgo incremental por rotura de la presa, se observa una carencia de criterios sobre riesgo de inundación, a excepción del elaborado por Vrijling et al. 1998 [22] y Jonkman et al. 2008 [23] sobre el riesgo social aceptable a escala nacional en los Países Bajos. Por tanto, se observa una necesidad de desarrollar criterios ponderados que consideren tanto el riesgo hidrológico como el de inundación. De este modo, se obtendría un indicador de conjunto que facilitaría la toma de decisiones.

Además, el cálculo del riesgo se encuentra con el problema de la existencia de una gran incertidumbre en parámetros clave considerados, como son las variables para la obtención de los hidrogramas de las avenidas introducidos en el modelo, y la estimación de las consecuencias. Un mayor detalle y exactitud en la estimación de lo anterior aumentaría la precisión en el cálculo del riesgo social.

REFERENCIAS

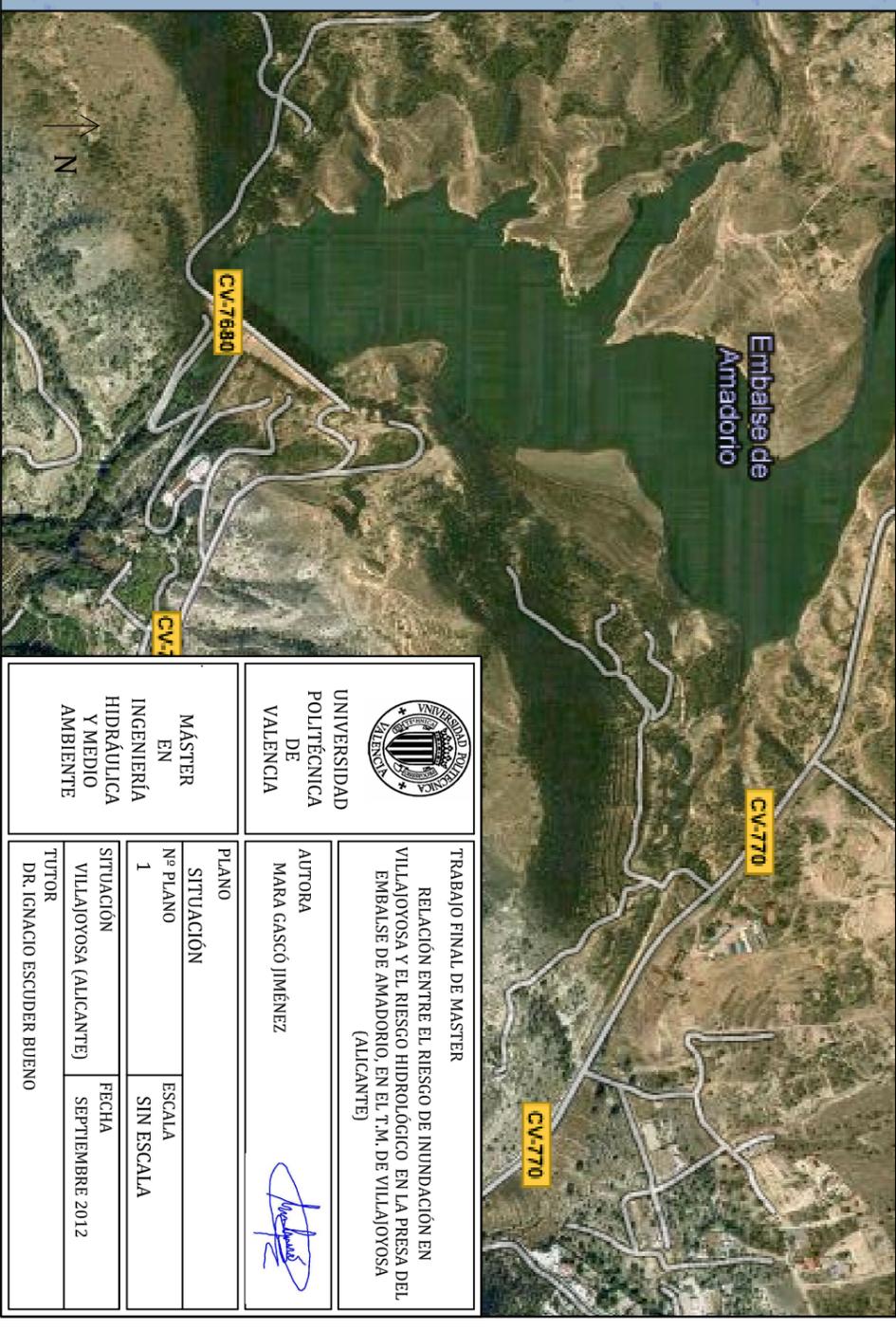
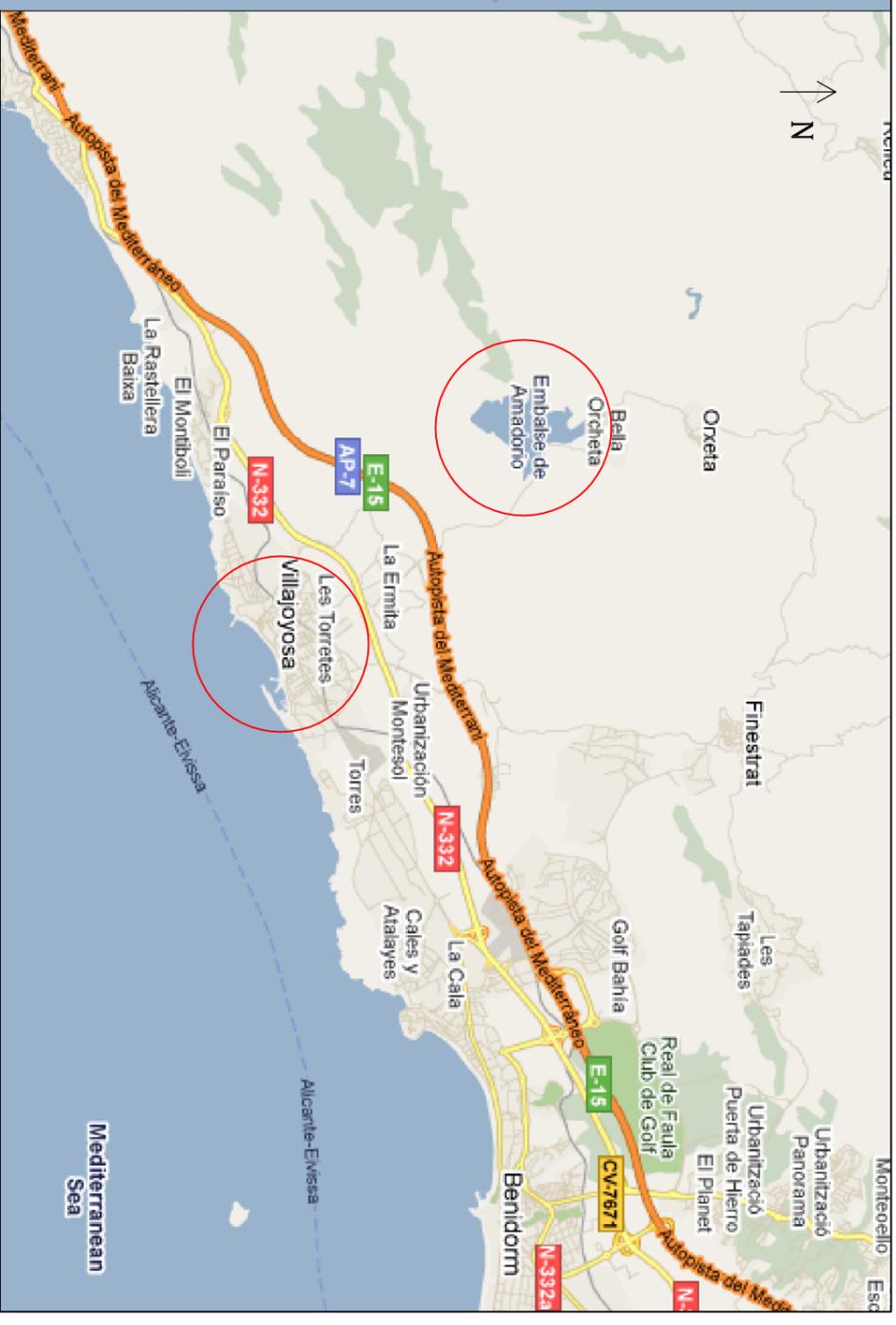
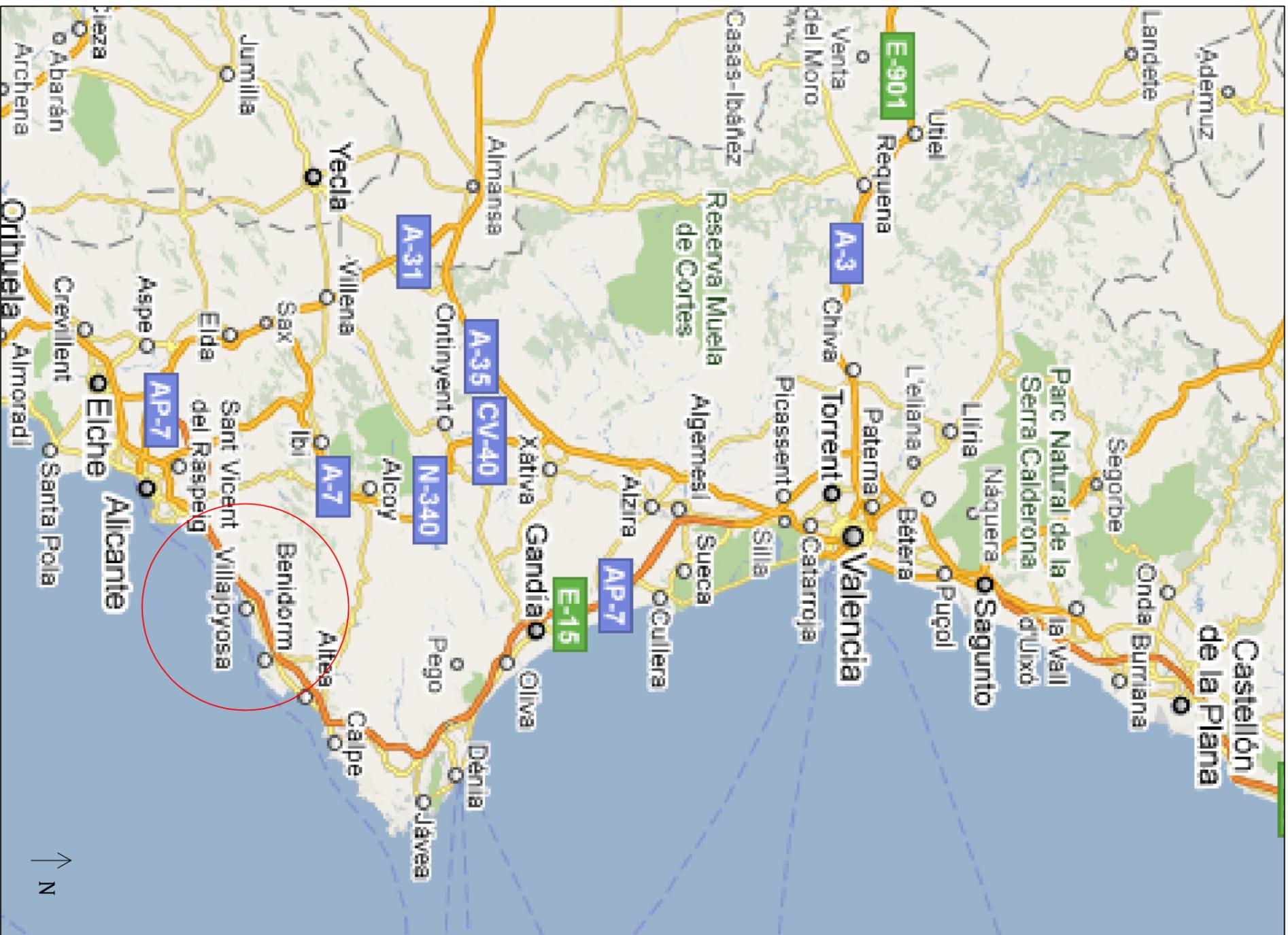
REFERENCIAS

- [1] Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses, 1996.
- [2] Escuder, I. y González J. (2011). Evaluación de la seguridad hidrológica de presas (suficiencia de aliviaderos) basada en riesgo, expediente 106/RN08/02.1 del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente.
- [3] Escuder, I., Morales A., Castillo J. y Perales S. (2010). WP3 – Residual Risk and Vulnerability Analysis del proyecto SUFRI. [http:// www.sufri.tugraz.at](http://www.sufri.tugraz.at)
- [4] COPUT (Conselleria D’Obres Públiques Urbanisme i Transports Generalitat Valenciana). Plan de Acción Territorial de Carácter Sectorial sobre Prevención de Riesgo de Inundación en la Comunidad Valenciana (PATRICOVA), 2002.
- [5] Wayne J. Graham. A procedure for estimating loss of life caused by dam failure. U.S. Department of Interior. Bureau of Reclamation, DSO-99-06, 1999.
- [6] S.N. Jonkman. Loss of life estimation in flood risk assessment. Theory and applications. PhD thesis, Civil Engineering Faculty, Technical University of Delft, 2007.
- [7] P. Reiter. RESCDAM loss of life caused by dam failure, the RESCDAM LOL method and its application to Kyrkosjarvi dam in Seinajoki. Water Consulting Ltd., 2001.
- [8] Dossier técnico de la presa de Amadorio, realizado por un equipo de redacción de la Confederación Hidrográfica del Júcar en marzo de 1995
- [9] Documento XYZT de la presa Amadorio, facilitado sólo en parte por la Confederación Hidrográfica del Júcar.

- [10] Normas de explotación de la presa Amadorio, Confederación Hidrográfica del Júcar.
- [11] Plan de Emergencia de la presa Amadorio, Confederación Hidrográfica del Júcar.
- [12] Serrano, A., Escuder, I., de Membrillera, M. G. and Altarejos, L. (2009). Software iPresa for risk analysis. In 23 International Congress on Large Dams. Registrado por la Universidad Politécnica de Valencia.
- [13] Froehlich, David C. (1995). Peak Outflow from Breached Embankment Dam. *Journal of Water Resources Planning and Management*.
- [14] Serrano Lombillo, A., Morales-Torres, A. and García-Kabbabe, L., Consequence estimation in risk analysis, Forum on Risk Analysis, Dam Safety, Dam Security and Critical Infrastructure Management.
- [15] Bureau of Reclamation (USBR). Risk Based Profiling System. Technical Service Center, January 2001.
- [16] USACE. Generic depth-damage relationships. Economic Guidance Memorandum (EGM), 2008
- [17] INE. Instituto Nacional de Estadística.
- [18] Bureau of Reclamation (2003). Dam safety risk analysis methodology. Version 3.3.1. US Department of Interior.
- [19] Munger, D. F., Bowles, D.S., Boyer, D.D., Davis, D.W., Margo, D.A., Moser, D.A., Regan, P.J., and Snorteland, N. (2009) Interim tolerable risk guidelines for US Army Corps of Engineers Dams.
- [20] ANCOLD (Australian National Committee on Large Dams Inc.). Guidelines on Risk Assessment. Australian National Committee on Large Dams, October 2003.
- [21] Bowles, D. S. ALARP Evaluation: Using Cost Effectiveness and Disproportionality to Justify Risk Reduction Adjusted Cost per Statistical Life Saved. ANCOLD Bulletin, 2004
- [22] Vrijling, J.K., Hengel, W. van, and Houben, R. J. (1998). Acceptable risk as a basis for design. *Reliability Engineering and System safety*, 59, 141-150.

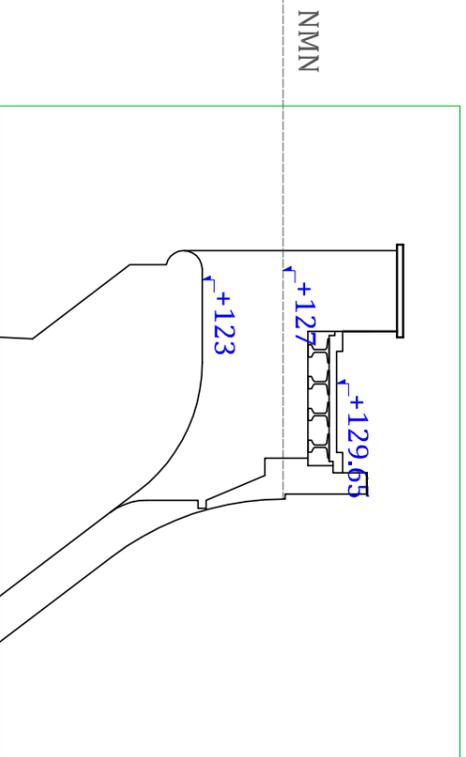
- [23] S.N. Jonkman and J.K. Vrijling. Loss of life due to floods. *Flood Risk Management*, 1:43–56, 2008.
- [24] European Parliament. Directive 2007/60/EC on the assessment and management of flood risks. *Official Journal of the European Union*, October 2007
- [25] Manual iPresas HidSimp.
- [26] Instituto Geográfico Nacional, la hoja nº 847 “Villajoyosa” del plano a escala 1:50.000
- [27] E. Vallarino. *Tratado Básico de Presas*. 2006.

PLANOS

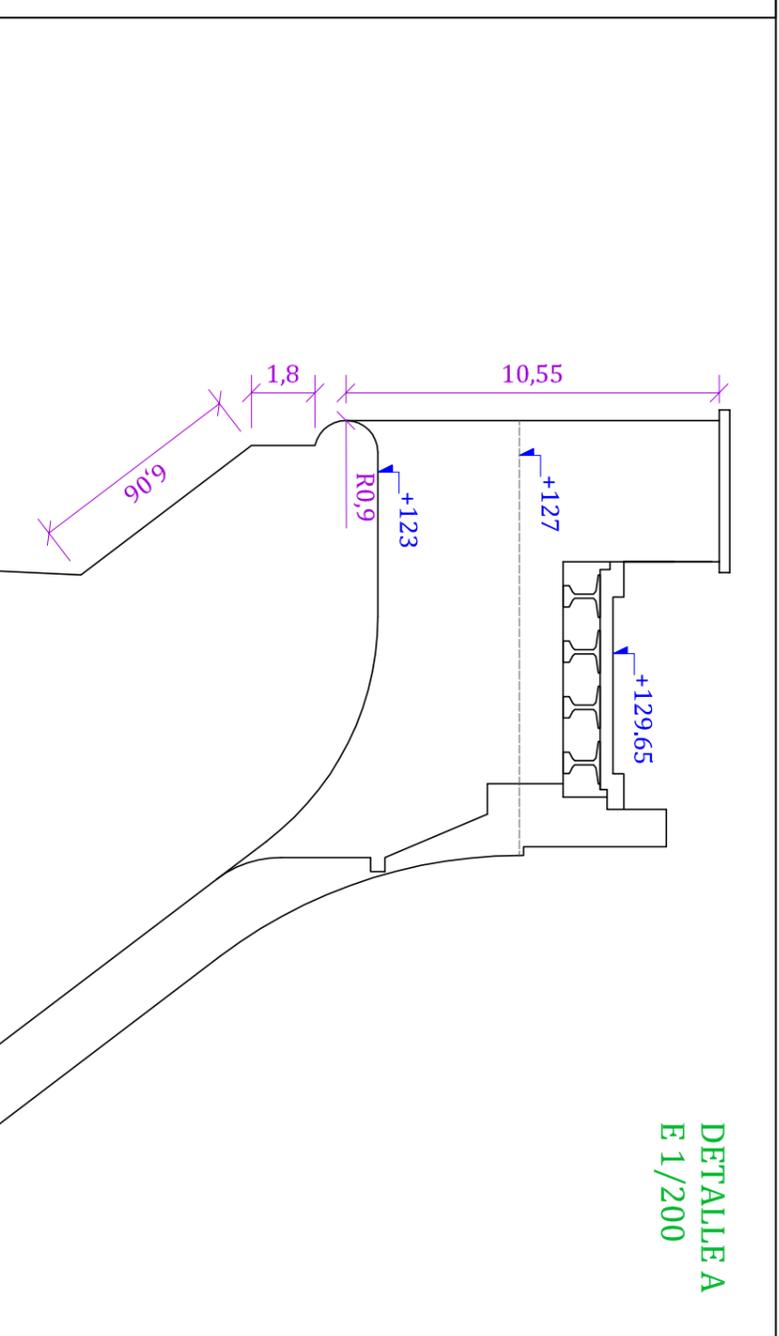


 <p>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA</p>		<p>TRABAJO FINAL DE MÁSTER</p> <p>RELACION ENTRE EL RIESGO DE INUNDACIÓN EN VILLAJOYOSA Y EL RIESGO HIDROLÓGICO EN LA PRESA DEL EMBALSE DE AMADORIO, EN EL T.M. DE VILLAJOYOSA (ALICANTE)</p>	
<p>MÁSTER EN INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE</p>		<p>AUTORA MARA GASCÓ JIMÉNEZ</p> 	
<p>PLANO</p> <p>SITUACIÓN</p> <p>Nº PLANO</p> <p>1</p>		<p>ESCALA</p> <p>SIN ESCALA</p>	
<p>SITUACIÓN</p> <p>VILLAJOYOSA (ALICANTE)</p>		<p>FECHA</p> <p>SEPTIEMBRE 2012</p>	
<p>TUTOR</p> <p>DR. IGNACIO ESCUDER BUENO</p>			

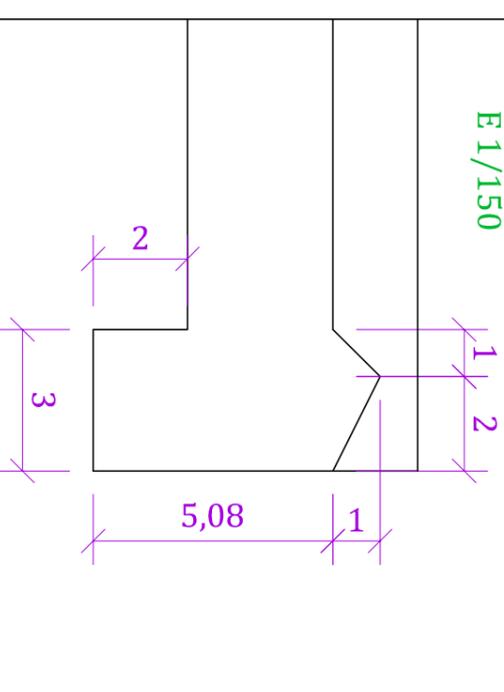
DETALLE A



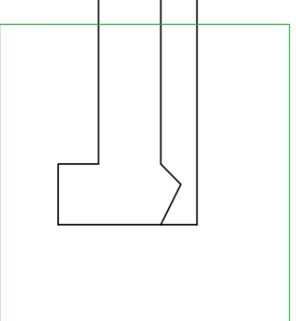
DETALLE A
E 1/200



DETALLE B
E 1/150



DETALLE B



UNIVERSIDAD
POLITÉCNICA
DE
VALENCIA

TRABAJO FINAL DE MASTER
RELACION ENTRE EL RIESGO DE INUNDACIÓN EN
VILLAJUYOSA Y EL RIESGO HIDROLÓGICO EN LA PRESA DEL
EMBALSE DE AMADORIO, EN EL T.M. DE VILLAJUYOSA
(ALICANTE)

AUTORA
MARA GASCÓ JIMÉNEZ

MÁSTER
EN
INGENIERÍA
HIDRÁULICA
Y MEDIO
AMBIENTE

PLANO
PRESA ACTUAL. PERFIL

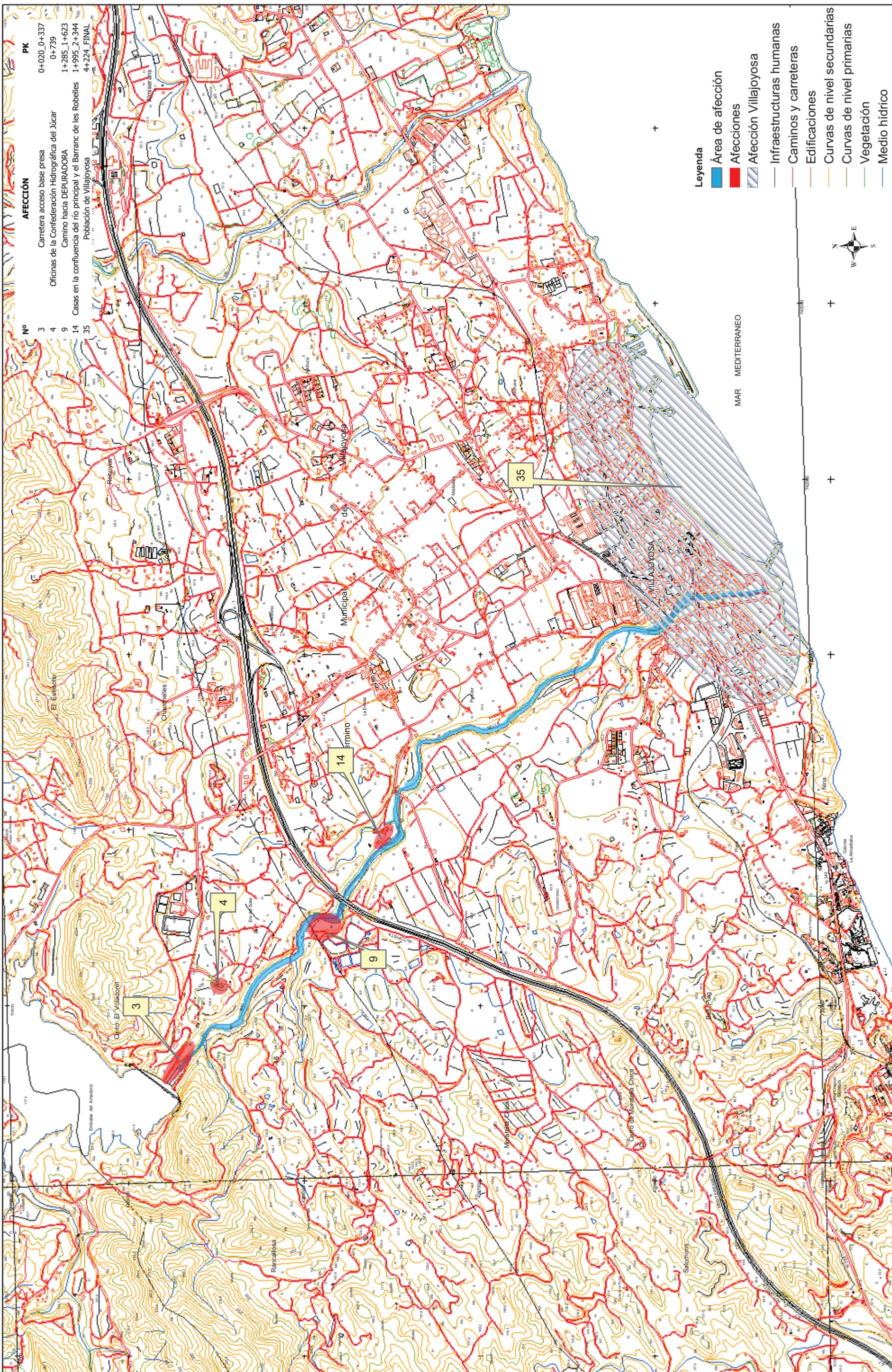
Nº PLANO
2

ESCALA
1/350

SITUACIÓN
VILLAJUYOSA (ALICANTE)

FECHA
SEPTIEMBRE 2012

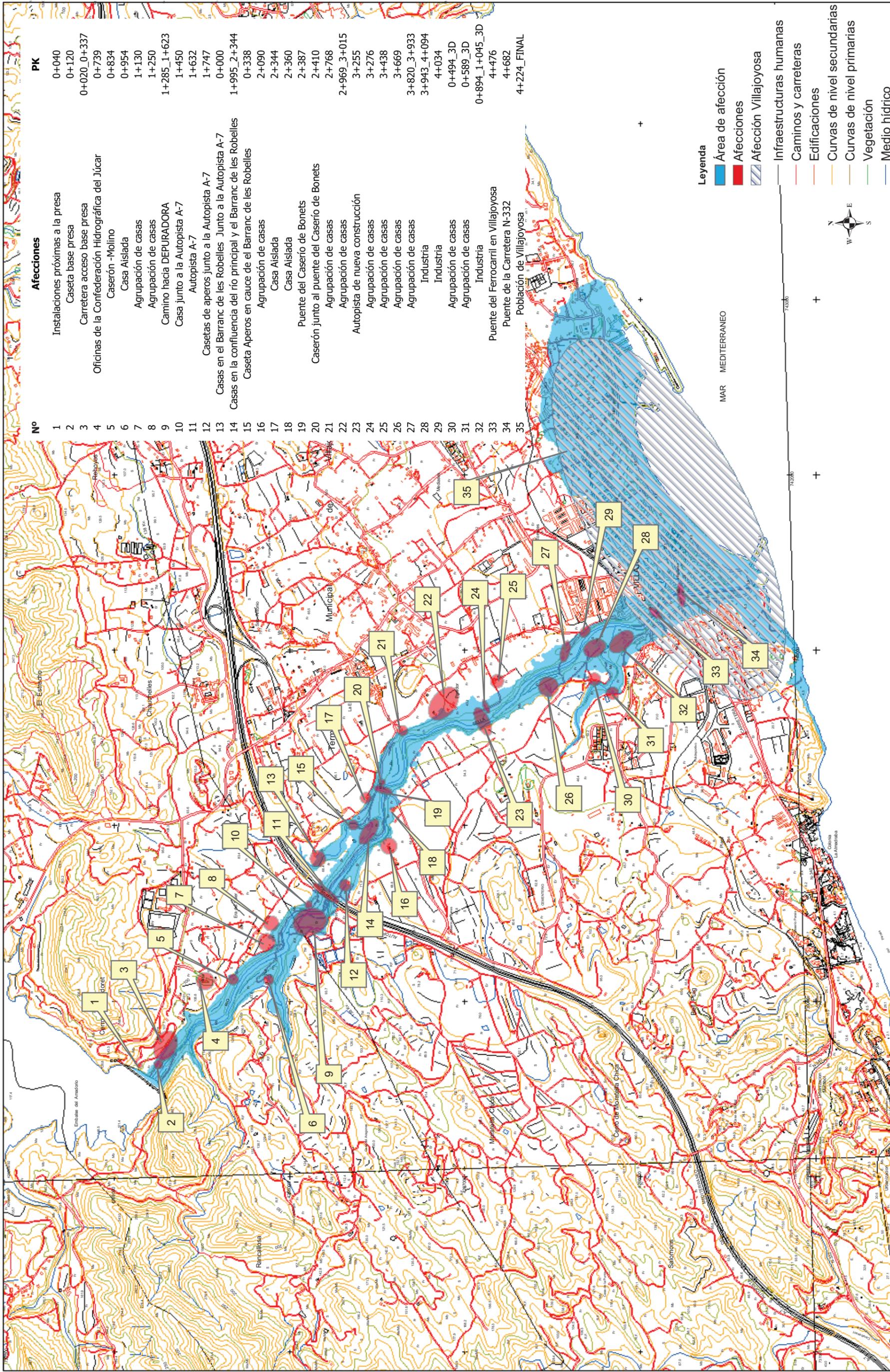
TUTOR
DR. IGNACIO ESCUDER BUENO



Nº	AFECCIÓN	PK
3	Carretera acceso base presa	0+020_0+337
4	Oficinas de la Confederación Hidrográfica del Júcar	0+739
9	Camino hacia DEPURADORA	1+285_1+623
14	Casas en la confluencia del río principal y el Barranc de les Robelles	1+995_2+344
35	Población de Villajoyosa	4+224_FINAL

- Leyenda**
- Área de afección
 - Afecciones
 - Afección Villajoyosa
 - Infraestructuras humanas
 - Caminos y carreteras
 - Edificaciones
 - Curvas de nivel secundarias
 - Curvas de nivel primarias
 - Vegetación
 - Medio hídrico

 MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	DIRECCIÓN GENERAL DEL AGUA CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL JÚCAR	PLAN DE EMERGENCIA PRESA DE AMADORIO	CONSULTOR: Eptisa
TÍTULO DEL PROYECTO: PLAN DE EMERGENCIA PRESA DE AMADORIO		FECHA: DICIEMBRE 2004	DESIGNACIÓN: ZONIFICACIÓN TERRITORIAL HIPÓTESIS A1
ESCALAS: 1:10.000 <small>LINE A1 ORIGINAL</small>		RANEO Nº: 1 de 2	



Afectaciones

Nº

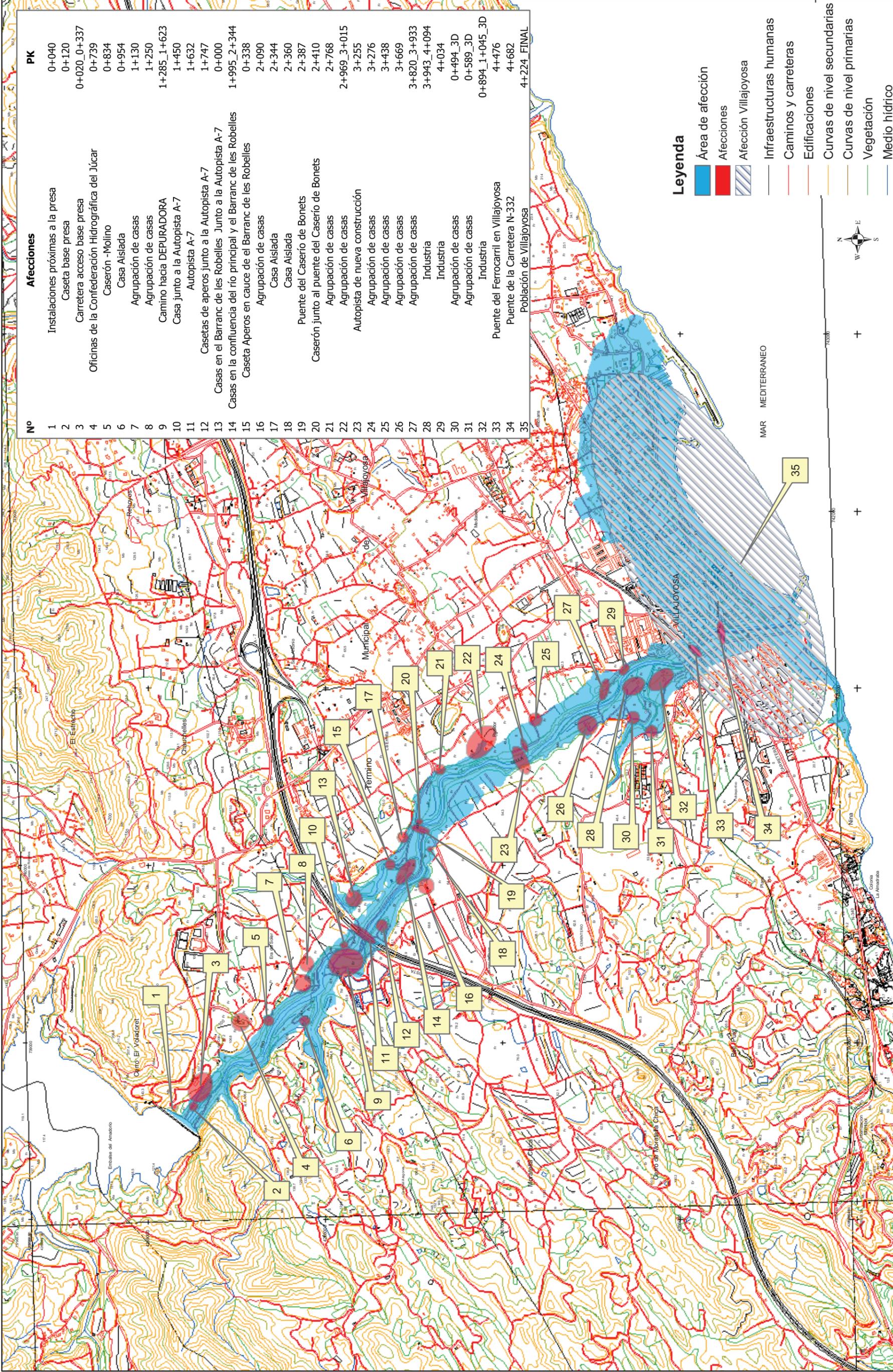
PK

- 1 Instalaciones próximas a la presa
- 2 Caseta base presa
- 3 Carretera acceso base presa
- 4 Oficinas de la Confederación Hidrográfica del Júcar
- 5 Caserón - Molino
- 6 Casa Aislada
- 7 Agrupación de casas
- 8 Agrupación de casas
- 9 Camino hacia DEPURADORA
- 10 Casa junto a la Autopista A-7
- 11 Autopista A-7
- 12 Casetas de aperos junto a la Autopista A-7
- 13 Casas en la Barranca de los Robelles Junto a la Autopista A-7
- 14 Casas en la confluencia del río principal y el Barranc de los Robelles
- 15 Caseta Aperos en cauce de el Barranc de los Robelles
- 16 Agrupación de casas
- 17 Casa Aislada
- 18 Casa Aislada
- 19 Puente del Caserío de Bonets
- 20 Caserón junto al puente del Caserío de Bonets
- 21 Agrupación de casas
- 22 Agrupación de casas
- 23 Autopista de nueva construcción
- 24 Agrupación de casas
- 25 Agrupación de casas
- 26 Agrupación de casas
- 27 Agrupación de casas
- 28 Industria
- 29 Industria
- 30 Agrupación de casas
- 31 Agrupación de casas
- 32 Industria
- 33 Puente del Ferrocarril en Villajoyosa
- 34 Puente de la Carretera N-332
- 35 Población de Villajoyosa

Leyenda

- Área de afectación
- Afectaciones
- Afección Villajoyosa
- Infraestructuras humanas
- Caminos y carreteras
- Edificaciones
- Curvas de nivel secundarias
- Curvas de nivel primarias
- Vegetación
- Medio hídrico

	CONSULTOR:	ESCALAR: 1:10.000 <small>(M.E. A. ORIGINALES)</small>	FECHA: DICIEMBRE 2004	DESIGNACIÓN: ZONIFICACIÓN TERRITORIAL HIPÓTESIS H1	PLANO Nº: 1 de 3
	TÍTULO DEL PROYECTO: PLAN DE EMERGENCIA PRESA DE AMADORIO	DIRECCIÓN GENERAL DEL AGUA CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL JÚCAR			



Nº	Afecciones	PK
1	Instalaciones próximas a la presa	0+040
2	Caseta base presa	0+120
3	Carretera acceso base presa	0+020_0+337
4	Oficinas de la Confederación Hidrográfica del Júcar	0+739
5	Caserón -Molino	0+834
6	Casa Aislada	0+954
7	Agrupación de casas	1+130
8	Agrupación de casas	1+250
9	Camino hacia DEPURADORA	1+285_1+623
10	Casa junto a la Autopista A-7	1+450
11	Autopista A-7	1+632
12	Casetas de aperos junto a la Autopista A-7	1+747
13	Casas en el Barranc de les Robelles Junto a la Autopista A-7	0+000
14	Casas en la confluencia del río principal y el Barranc de les Robelles	1+995_2+344
15	Caseta Aperos en cauce de el Barranc de les Robelles	0+338
16	Agrupación de casas	2+090
17	Casa Aislada	2+344
18	Casa Aislada	2+360
19	Puente del Caserío de Bonets	2+387
20	Caserón junto al puente del Caserío de Bonets	2+410
21	Agrupación de casas	2+768
22	Agrupación de casas	2+969_3+015
23	Autopista de nueva construcción	3+255
24	Agrupación de casas	3+276
25	Agrupación de casas	3+438
26	Agrupación de casas	3+669
27	Agrupación de casas	3+820_3+933
28	Industria	3+943_4+094
29	Industria	4+034
30	Agrupación de casas	0+494_3D
31	Agrupación de casas	0+589_3D
32	Industria	0+894_1+045_3D
33	Puente del Ferrocarril en Villajoyosa	4+476
34	Puente de la Carretera N-332	4+682
35	Población de Villajoyosa	4+224_FINAL

Leyenda

- Área de afectación
- Afecciones
- Afección Villajoyosa
- Infraestructuras humanas
- Caminos y carreteras
- Edificaciones
- Curvas de nivel secundarias
- Curvas de nivel primarias
- Vegetación
- Medio hídrico

	MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE	DIRECCIÓN GENERAL DEL AGUA CONFERENCIACIÓN HIDROGRÁFICA DEL JÚCAR	TÍTULO DEL PROYECTO: PLAN DE EMERGENCIA PRESA DE AMADORIO	CONSULTOR: 	ESCALAS: 1:10.000 LINEA AL ORIGINAL	FECHA: DICIEMBRE 2004	DESIGNACIÓN: ZONIFICACIÓN TERRITORIAL HIPOTESIS H2	PLANO Nº: 1 de 3
---	-------------------------------------	--	---	---	---	--------------------------	---	---------------------

ANEJOS

ANEJO 1
**CONCEPTO DE RIESGO Y RECOMENDACIONES DE
TOLERABILIDAD DEL RIESGO**

ANEJO 1
**CONCEPTO DE RIESGO Y RECOMENDACIONES DE
TOLERABILIDAD DEL RIESGO**

ÍNDICE DE ANEJO

	Páginas
A1. CONCEPTO DE RIESGO Y RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DEL RIESGO	121
A1.1. CONCEPTO DE RIESGO	121
A1.2. RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DEL RIESGO.....	122

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. GESTIÓN INTEGRAL DE LA SEGURIDAD DE PRESAS (SERRANO EL AL., 2010).....	122
FIGURA 2. RANGOS DE TOLERABILIDAD DE RIESGO (HSE, 2011).	123
FIGURA 3. RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DE RIESGO USBR PARA PRESAS.	124
FIGURA 4. RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DEL RIESGO. ANCOLD Y USACE.	125
FIGURA 5. RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DE RIESGO PARA PRESAS EXISTENTES (USACE).	126

A1. CONCEPTO DE RIESGO Y RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DEL RIESGO

A1.1. CONCEPTO DE RIESGO

El concepto de riesgo, es la combinación de tres variables: qué puede pasar, cómo de probable es que pase y cuáles son sus consecuencias. Sin embargo, cuando se centra en el análisis del riesgo de inundación se puede definir como la combinación de una probabilidad de presentación de un determinado evento, llamado amenaza, y las potenciales consecuencias adversas que tendría este evento para la salud humana, el medio ambiente, el patrimonio cultural o las actividades económicas. Estas consecuencias se denominan vulnerabilidad. Por lo tanto, el riesgo tiene dos componentes principales, la amenaza y la vulnerabilidad. [30]

En cambio, cuando se realiza el análisis de riesgo de una presa, normalmente no se desea calcular el riesgo global existente, sino que se desea calcular el riesgo incremental imputable a la rotura de la presa. [31]. Por lo tanto, el riesgo incremental se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$R_{\Delta} = p_F \cdot (C_R - C_{NR})$$

Donde

R_{Δ} es el riesgo incremental en euros/año o vidas/año,

p_F es la probabilidad de fallo en unidades de años⁻¹,

C_R son las consecuencias de rotura de la presa en pérdida de vidas o euros, y

C_{NR} son las consecuencias de no rotura de la presa en pérdida de vidas o euros.

A1.2. RECOMENDACIONES DE TOLERABILIDAD DEL RIESGO

El modo tradicional de evaluar la seguridad de una presa se limitaba a la obtención del factor de seguridad bajo determinados supuestos y comprobar que el resultado era mayor que el valor límite para cada caso. Sin embargo, el análisis del riesgo tiene una visión más amplia de la seguridad, no se limita a si cumple o no los factores de seguridad, sino que considera también las consecuencias que el fallo puede ocasionar. Para el análisis del riesgo se requiere la elaboración del modelo de riesgo más completo posible. Además, el modelo de riesgo bien gestionado implica una actualización continuada de la documentación presente en el Archivo Técnico. La Figura 1 resume los vínculos entre los documentos legales españoles y las necesidades de conocimiento para configurar modelos de riesgo.

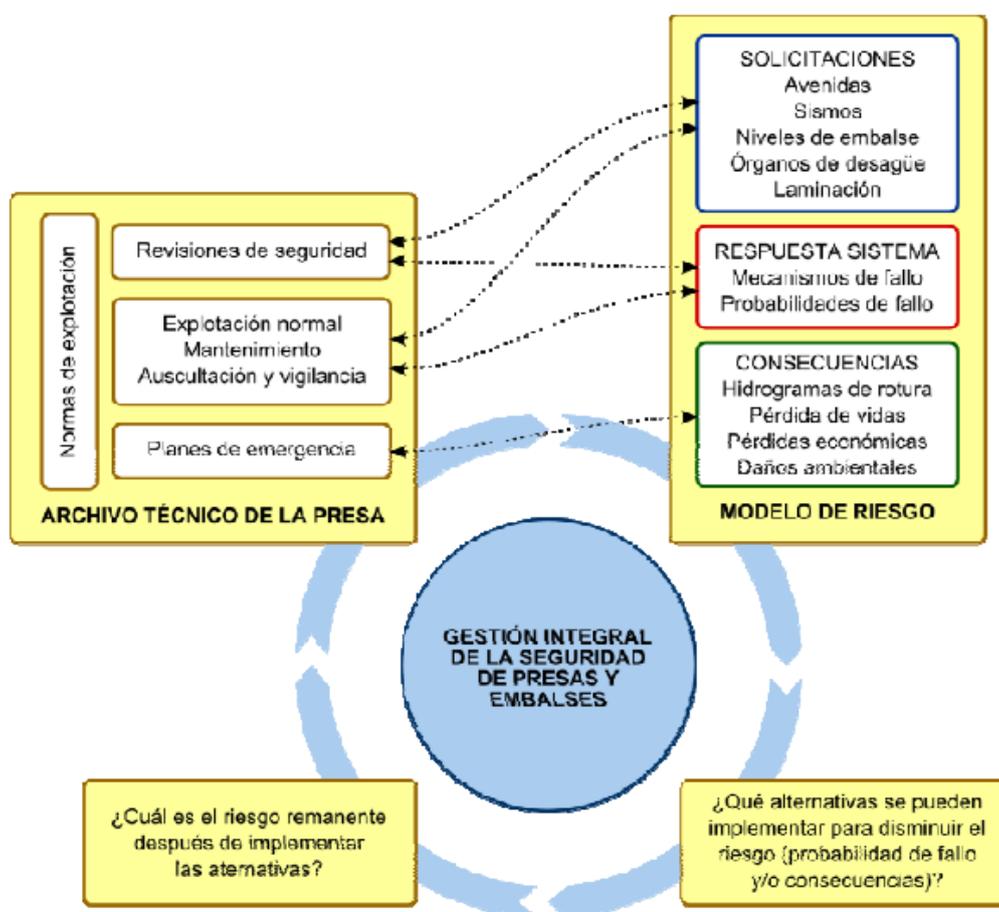


Figura 1. Gestión integral de la seguridad de presas (Serrano et al., 2010).

El Health and Safety Executive (HSE, [17]) de Reino Unido en, 2001, definió tres rangos generales de tolerabilidad. El primer rango corresponde a la región de riesgo inaceptable, donde el riesgo existente solo puede ser justificado en circunstancias extraordinarias. La segunda región es el rango de tolerabilidad, donde el riesgo se encuentra bajo el límite de tolerabilidad. En esta región el riesgo debe ser analizado ya que solo es aceptado por la sociedad si cumple el principio ALARP (tan bajo como sea razonablemente practicable). Por lo tanto, el riesgo solo es tolerable si su reducción es impracticable o si los costes de su reducción son desproporcionados. Por último, la región de amplia aceptación comprende el riesgo que puede ser considerado insignificante y que puede ser controlado adecuadamente.

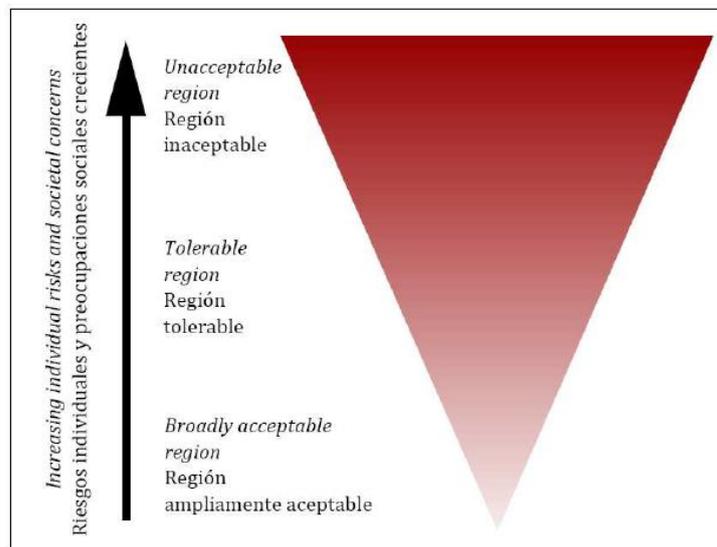


Figura 2. Rangos de tolerabilidad de riesgo (HSE, 2011).

Las recomendaciones desarrolladas a nivel internacional para evaluar el riesgo incremental por fallo de presa se pueden dividir en:

- riesgo individual, es decir, riesgo que asume la persona más expuesta.
- riesgo social, que requiere contrastar con qué probabilidad anual se produciría un cierto número de víctimas y que se analiza a través de curvas F-N.

A continuación, se resumen las recomendaciones más importantes utilizados para comparar los resultados obtenidos:

- Bureau of Reclamation, Estados Unidos (USBR). [14]

Esta recomendación se basa en la representación del riesgo individual a partir de un único punto, cuyo valor en abscisas serían las consecuencias promedio que, multiplicadas por la probabilidad total de fallo (ordenadas) resultarían en el riesgo total de fallo por los efectos incrementales de la rotura de la presa.

Por un lado considera que la probabilidad de fallo anual, independientemente de las consecuencias asociadas, no debe superar un valor de 10^{-4} , valor límite de responsabilidad pública.

Además también divide en tres regiones, en función de la tolerabilidad de riesgo de pérdida de vidas humanas obtenido. La primera es aquella dónde el riesgo elevado justifica la toma de decisiones a corto plazo. La segunda corresponde a una zona dónde la toma de medidas queda justificada pero sin carácter de urgencia. La última región se corresponde con aquella dónde resulta difícil justificar la toma de medidas.

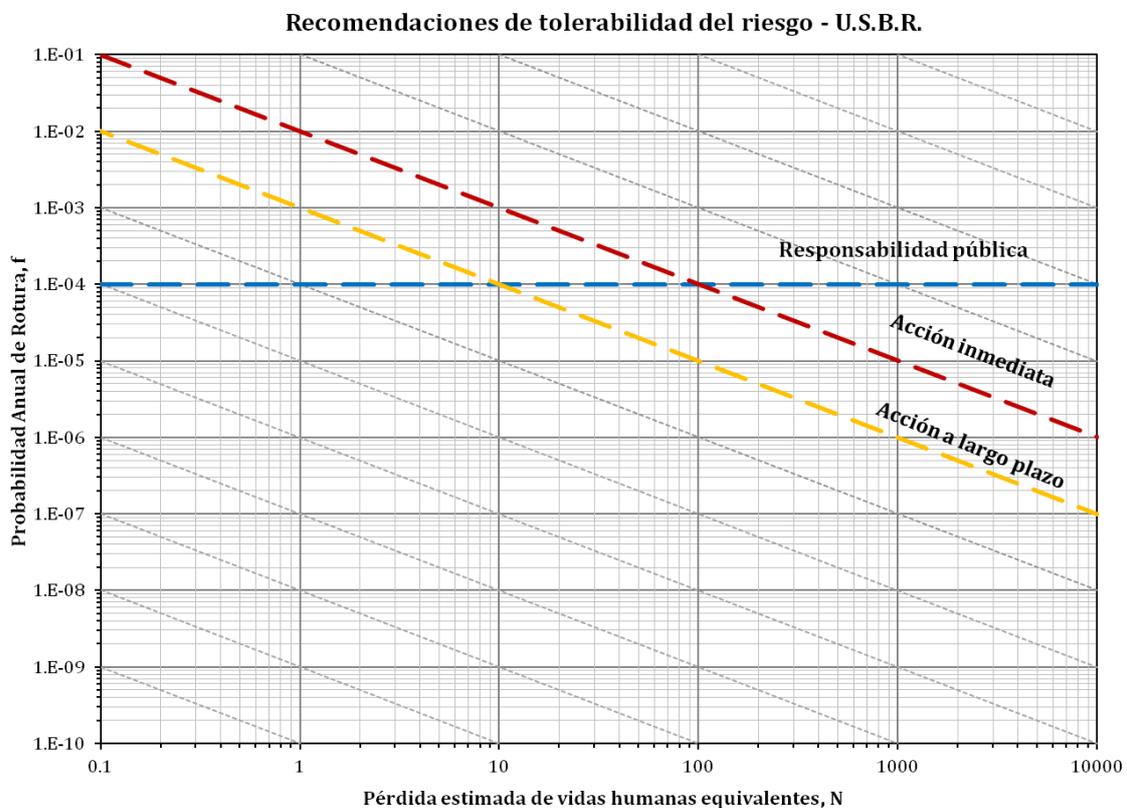


Figura 3. Recomendaciones de tolerabilidad de riesgo USBR para presas.

- Comité Australiano de Grandes Presas (ANCOLD) [16]

Evalúa el riesgo social mediante la representación de la curva F-N obtenida en el gráfico propuesto. El gráfico propuesto se muestra en la Figura 4.

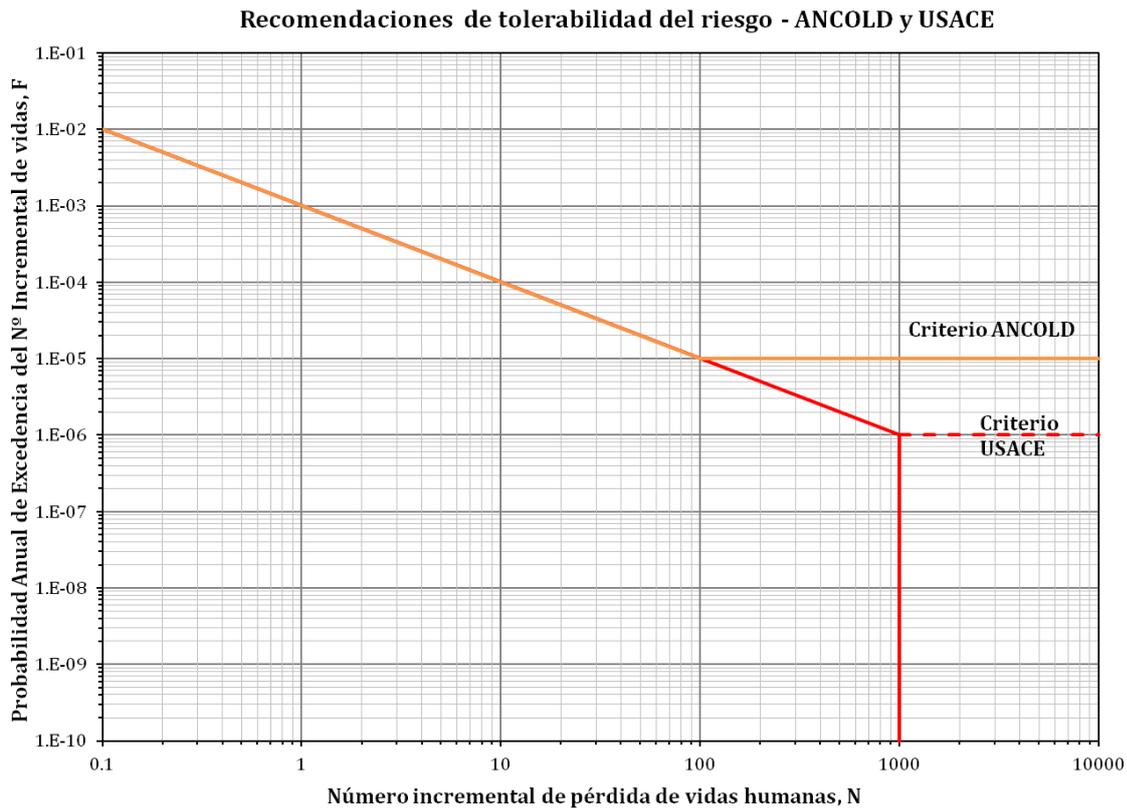


Figura 4. Recomendaciones de tolerabilidad del riesgo. ANCOLD y USACE.

- Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (USACE) [15]

El gráfico propuesto para evaluar el riesgo social se corresponde con el propuesto por el ANCOLD, aportando una limitación adicional a las máximas consecuencias tolerables (Figura 4). Además también propone un valor del límite de tolerabilidad del riesgo individual.

Las recomendaciones propuestas por el organismo USACE para presas existentes son:

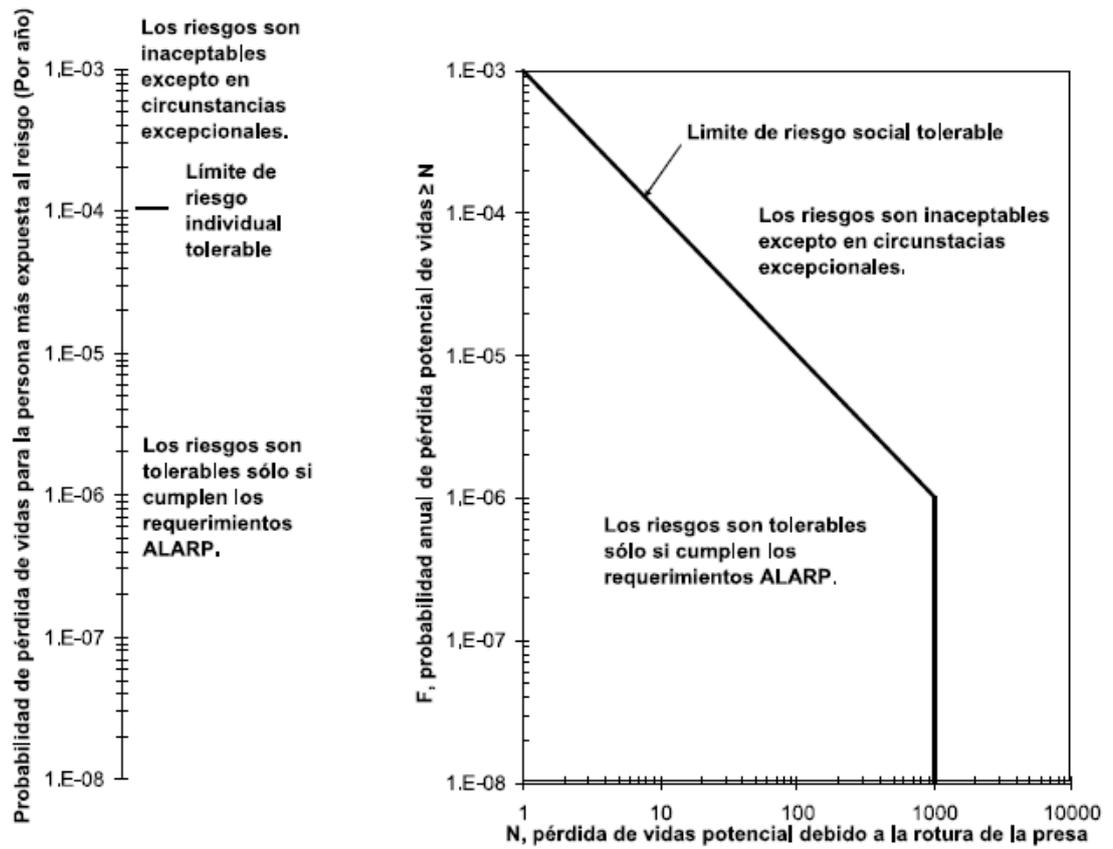


Figura 5. Recomendaciones de tolerabilidad de riesgo para presas existentes (USACE).

ANEJO 2

REPORTAJE FOTOGRÁFICO

ANEJO 2

REPORTAJE FOTOGRÁFICO

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

	Páginas
Fotografía 1. Vista general de la presa aguas arriba (I).....	131
Fotografía 2. Vista general de la presa aguas arriba (II)	131
Fotografía 3. Vista general de la presa aguas abajo	132
Fotografía 4. Aliviadero de la presa	132
Fotografía 5. Caseta de control.....	133
Fotografía 6. Desembocadura del aliviadero de fondo.....	133
Fotografía 7. Carretera de coronación de la presa	134
Fotografía 8. Detalle del estado del hormigón en la rápida de la presa.....	134
Fotografía 9. Detalle de la pila.....	135
Fotografía 10. Paramento de aguas abajo de la presa	135
Fotografía 11 Puente de carretera CN-332- PK aproximado 4842 m.....	135
Fotografía 12 Paso final sobre el río Amadorio – PK aproximado 5070 m.	136



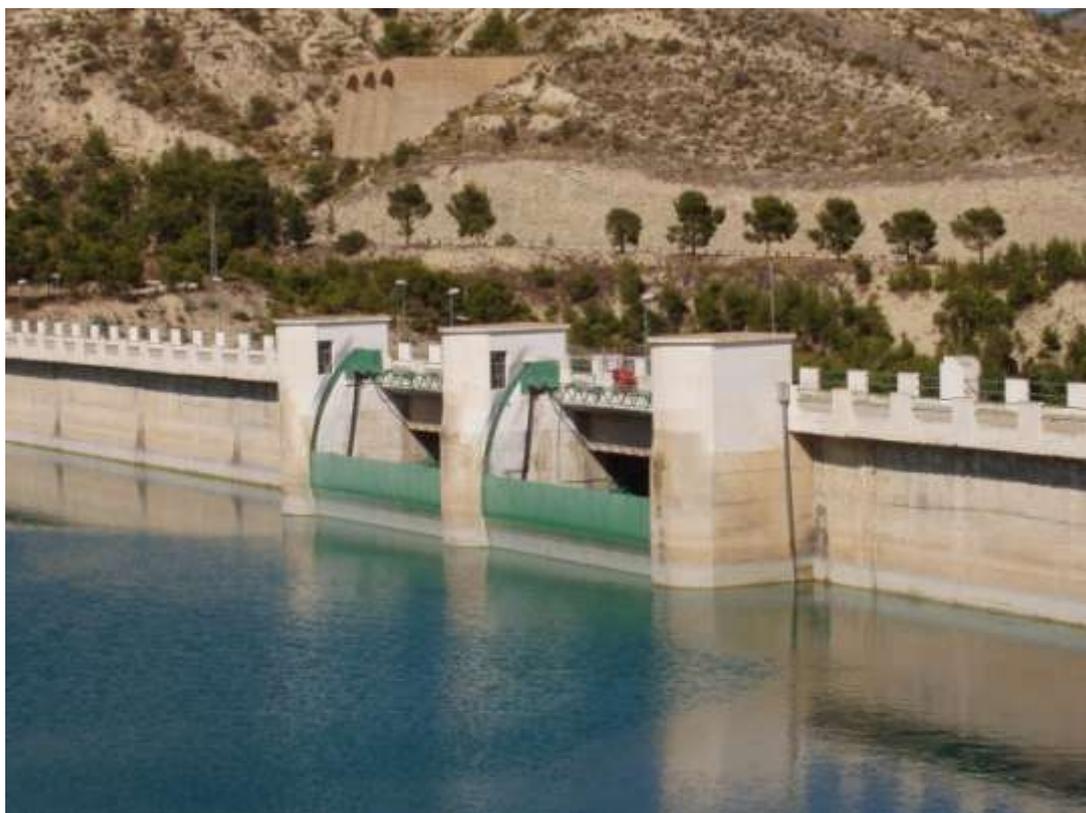
Fotografía 1. Vista general de la presa aguas arriba (I)



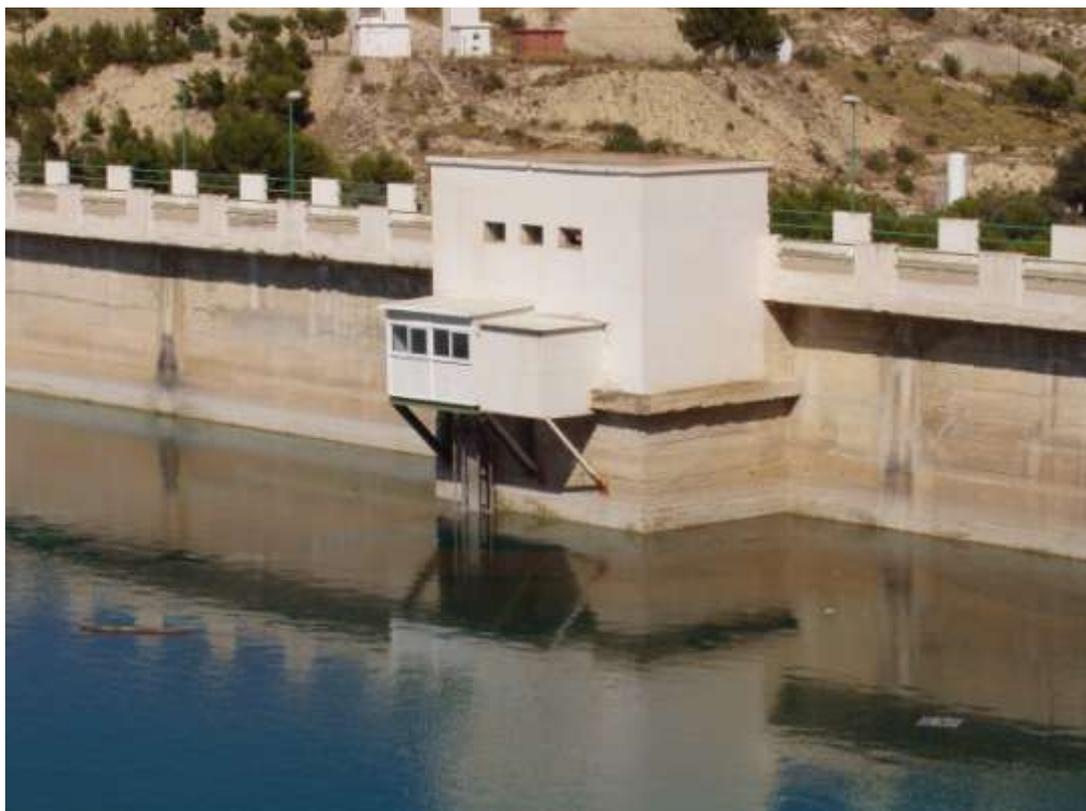
Fotografía 2. Vista general de la presa aguas arriba (II)



Fotografía 3. Vista general de la presa aguas abajo



Fotografía 4. Aliviadero de la presa



Fotografía 5. Caseta de control



Fotografía 6. Desembocadura del aliviadero de fondo



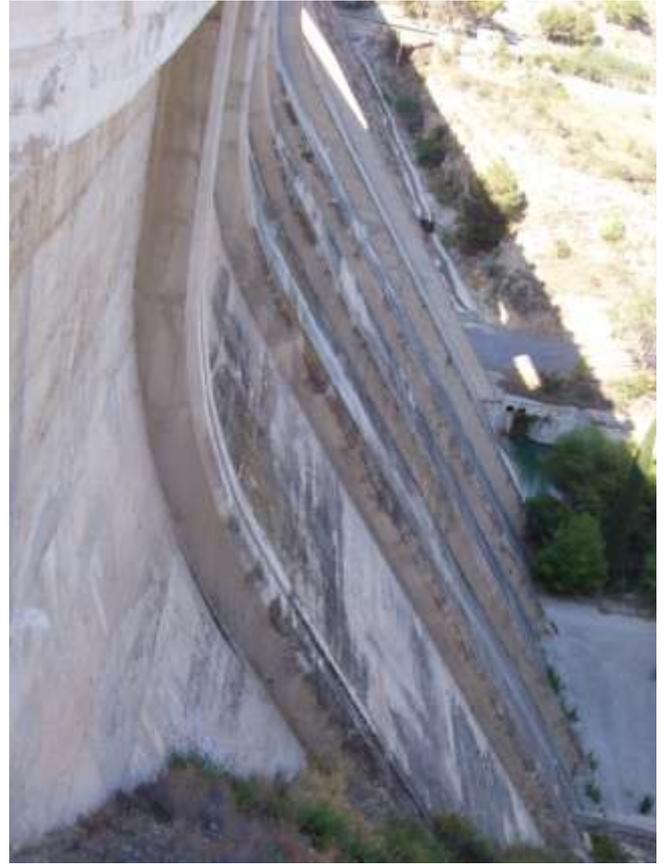
Fotografía 7. Carretera de coronación de la presa



Fotografía 8. Detalle del estado del hormigón en la rápida de la presa



Fotografía 9. Detalle de la pila



Fotografía 10. Paramento de aguas abajo de la presa



Fotografía 11 Puente de carretera CN-332- PK aproximado 4842 m.



Fotografía 12 Paso final sobre el río Amadorio – PK aproximado 5070 m.

ANEJO 3

DESCRIPCIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA PRESA

ANEJO 3

DESCRIPCIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA PRESA

ÍNDICE DE ANEJO

	Páginas
A3. DESCRIPCIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA PRESA.....	141
A3.1. CUERPO DE LA PRESA.....	141
A3.2. CORONACIÓN.....	142
A3.3. ALIVIADERO.....	142
A3.4. DESAGÜE DE FONDO.....	145
A3.5. TOMA INFERIOR; MARGEN DERECHA.....	146
A3.6. TOMA SUPERIOR; MARGEN IZQUIERDA.....	146
A3.7. PLANOS.....	146
A3.8. CUBICACIÓN DEL EMBALSE.....	157
A3.9. CARACTERÍSTICAS DE LA EXPLOTACIÓN.....	158

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. CURVA DE EMBALSE. RELACIÓN COTA-VOLUMEN.....	158

ÍNDICE DE TABLAS

	Páginas
TABLA 1. RELACIÓN COTA-VOLUMEN.....	157
TABLA 2. RESGUARDOS EN LA PRESA DE AMADORIO SEGÚN LA NORMA DE EXPLOTACIÓN.....	159

A3. DESCRIPCIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE LA PRESA

A3.1. CUERPO DE LA PRESA

La presa de Amadorio es de gravedad, recta, de perfil triangular con un talud en el paramento de aguas abajo de 0,76 y en el de aguas arriba de 0,05. La altura de la presa sobre el cauce es de 58 metros y su capacidad de embalse a la cota NMN (127 m) es de 15.827.082 m³.

Para el drenaje e inspección de la presa se construyeron dos galerías que recorren la presa de estribo a estribo.

Las juntas de dilatación tienen una separación media de 15 m, siendo superior en la zona de aliviadero y en los bloques primero y último.

El aliviadero, situado sobre la presa, consta de dos vanos de 15 m de luz separados por una pila de 3,50 m de ancho, los cuales con una lámina vertiente de 4 m pueden evacuar un caudal máximo de 505,6 m³/s, estando el nivel del embalse a la cota NMN. Los estribos y la pila central están armados para poder cerrar los dos vanos con compuertas Taintor de 15 x 4 m.

Al pie del aliviadero se ha construido un dispositivo de anulación de energía consistente en una solera curva con un rastrillo continuo transversal con rediente y un cuenco sin solera formado por una contrapresa emplazada 50 m más abajo, de perfil de gravedad vertedero, de 10,50 m de altura sobre la cimentación.

A3.2. CORONACIÓN

El estribo izquierdo tiene una longitud de 209,70 m y el derecho de 92,50 m, siendo el tramo central de 33,50 m. La longitud total de la coronación es de 335,70 m.

La carretera de la coronación tiene 5 m de ancho de calzada y aceras voladas de 1m a cada lado.

A3.3. ALIVIADERO

Dada la poca anchura del cauce del río en el emplazamiento de la presa, se disponen dos tramos de 15,00 m de longitud por 4,00 m de altura, separados por una pila central de 3,50 m, con sus correspondientes pilas estribos.

En cada uno de los vanos, se aloja una compuerta Taintor de estructura abierta de 15*4 m, de accionamiento mecánico por cadenas Galle y eje de transmisión. El mecanismo está formado por dos cabezales cabestrantes, uno motriz y otro conducido, unidos entre sí mediante reenvíos en ángulo por un eje que va de pila a pila, guiado por cojinetes. A parte del accionamiento mecánico la operación se puede realizar manualmente aunque los tiempos empleados en la maniobra son considerablemente superiores.

La capacidad de desagüe del aliviadero es de 505,6 m³/s con nivel de embalse a la cota NMN. Presenta un perfil tipo Craeger, siendo la cota del labio del vertedero la 123 m, con embocadura frontal, conducción en caída libre y cuenco de amortiguamiento.

Para la obtención de la curva de gasto las ecuaciones empleadas vienen dadas por los siguientes criterios según sea:

- En lámina libre

Se considera que el vertido se produce bajo situación de vertedero de pared gruesa según el cual se produce el calado crítico (H_c) en la sección de aguas abajo. Bajo esta condición se calcula la curva de remanso hacia aguas arriba proporcionando el calado en la sección inicial del vertedero (H_e).

Una vez obtenidas las condiciones hidráulicas y bajo las hipótesis de velocidad nula en el agua del embalse y de ausencia de pérdidas de energía en la entrada al vertedero se calcula la altura en el embalse sobre el umbral del vertedero (H).

Bajo las hipótesis nombradas en el párrafo anterior se han calculado las tablas siguientes. En ellas se observa que los valores parten de un H nulo hasta alcanzar un valor que origina un valor de H_e correspondiente a la apertura máxima de la compuerta.

Por tanto, se puede determinar el valor de H_e que está asociado a la apertura mínima de compuerta bajo vertido en lámina libre, ya que las compuertas están situadas a la entrada del aliviadero.

Además, se tiene en cuenta que el valor H_c correspondiente a cada H se refiere al caudal desaguado.

Finalmente, la ecuación mediante la cual se obtiene el caudal desaguado por el aliviadero en situación de lámina libre, es decir, cuando la apertura de la compuerta es mayor que el calado en la sección inicial del vertedero (H_e) asociado al valor de H tomado, es la siguiente:

$$Q = 2.17 \cdot A \cdot LE \cdot (H)^{3/2}$$

Donde:

$$LE = L - 2 \cdot H \cdot K$$

siendo L la longitud del aliviadero y K el coeficiente de contracción en estribos.

$$A = 0.7851 + 0.38512 \cdot H_c - 0.30221 \cdot (H_c)^2 + 0.17024 \cdot (H_c)^3 - 0.03892 \cdot (H_c)^4$$

Siendo

$H_c = H/H_o$ con H_o la altura de proyecto.

- Bajo compuerta

Cuando la apertura de proyecto sea menor que el valor de H_e correspondiente al valor de H tomado, estaremos en la situación según la cual el desagüe tiene lugar bajo compuerta. Para este caso, el caudal desaguado por unidad de longitud de aliviadero se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \left[C \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot LE \cdot \left(H^{3/2} - (H - B)^{3/2} \right) \right]$$

Donde:

$$C = 0.743 - 0.353 \cdot \frac{B}{H} + 0.82 \cdot \left(\frac{B}{H} \right)^2 - 1.064 \cdot \left(\frac{B}{H} \right)^3 + 0.466 \cdot \left(\frac{B}{H} \right)^4$$

- Sobre compuerta

Cuando el nivel del agua en el embalse excede la cota del borde superior de la compuerta en una altura H_a tiene lugar un desagüe sobre la compuerta. El caudal vertido por unidad de longitud viene dado por:

$$Q = 2 \cdot L \cdot (H_a)^{3/2}$$

En el caso particular que nos concierne los datos básicos utilizados para el cálculo de los caudales desaguados por el aliviadero de la presa de Amadorio son:

- Longitud de aliviadero igual a 2*15 m.
- La cota del umbral corresponde a 123 m.
- La altura de tablero es 4 m.
- La altura de proyecto toma un valor igual a 5.
- El coeficiente de contracción se ha considerado nulo.

A3.4. DESAGÜE DE FONDO

Son dos conductos paralelos, a través de la presa, con una capacidad de desagüe total de 68 m³/s. Consta de las siguientes partes:

- Embocadura y túnel hasta la cámara de compuertas
- Cámara de compuertas
- Túnel de salida

La embocadura del desagüe de fondo se encuentra a la cota 80,00 m y presenta una pequeña transición de una sección cuasi-rectangular de 3,30 m de altura y 1,95 m de ancho a otra de dimensiones 1,5 m de altura y 1,25 m de ancho que se mantendrá constante hasta la salida del desagüe. La distancia entre conductos es

de 3 m. El conducto de salida es rectangular, de dimensiones 1,25 x 1,5 m. La capacidad de desagüe de ambos conductos es de 68 m³/s.

A3.5. TOMA INFERIOR; MARGEN DERECHA

Situada a cota 90 metros consta de dos conductos de 0,50 metros de diámetro. La capacidad de desagüe de ambos conductos es de 2*3 m³/s

La compuerta de paramento es de 0,9 metros. Tiene dos compuertas situadas en serie, la de seguridad de 0,7 metros de diámetro y la de regulación de 0,5 metros.

A3.6. TOMA SUPERIOR; MARGEN IZQUIERDA

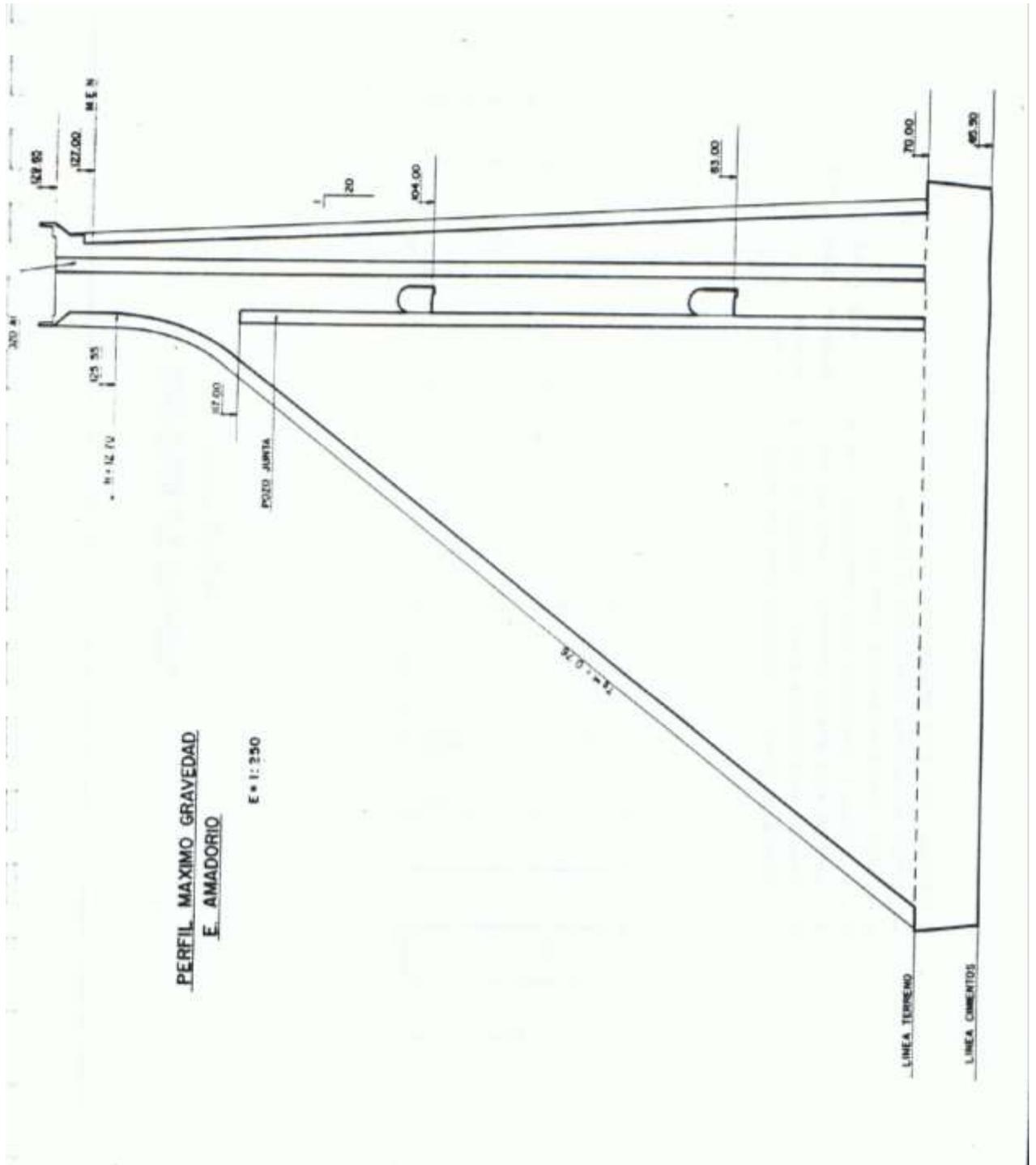
Situada a cota 108,5 metros consta de sólo un conducto de 0,50 metros de diámetro. La capacidad de desagüe es de 2,25 m³/s

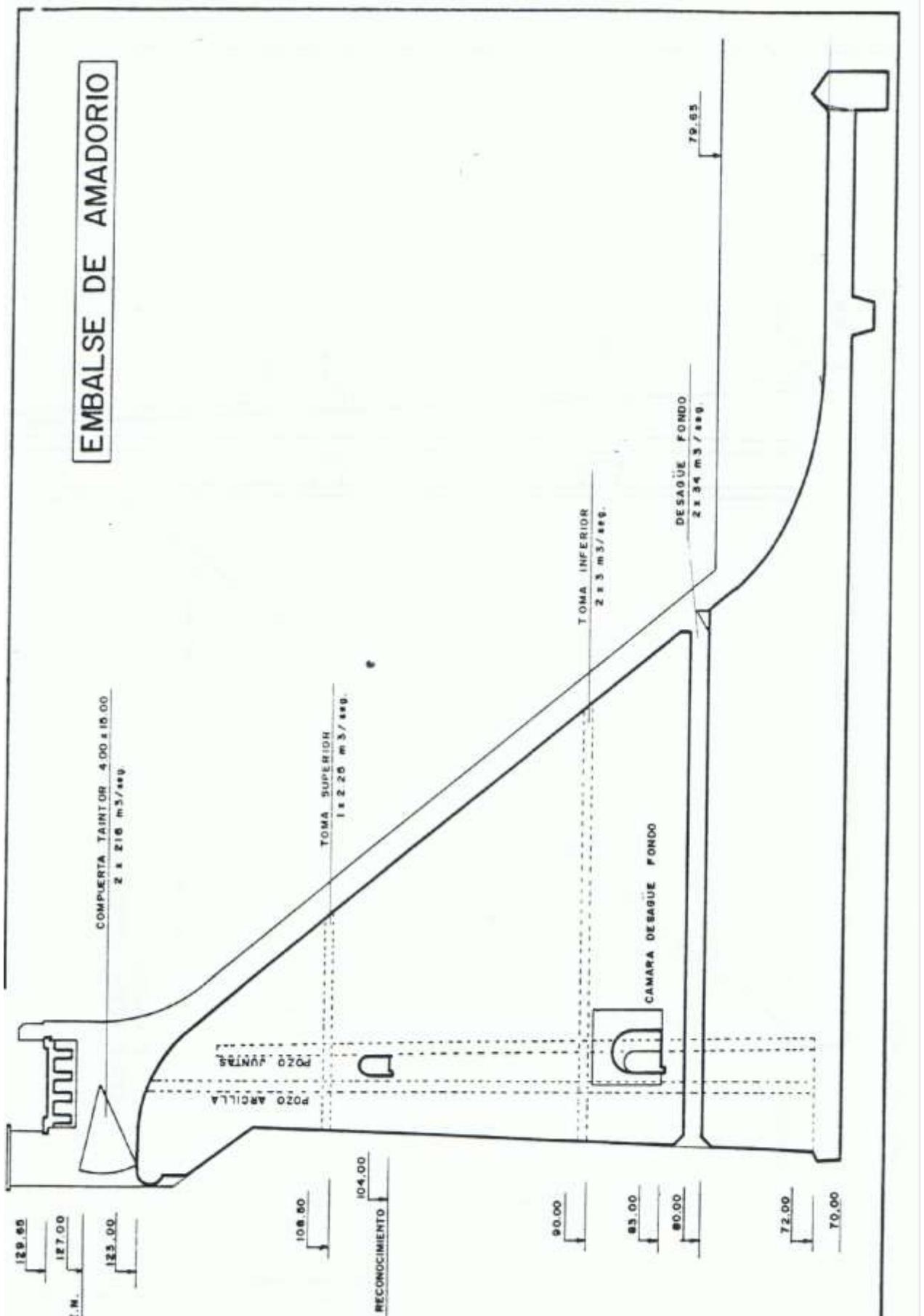
La compuerta de paramento es de 0,9 metros. Tiene dos compuertas situadas en serie, la de seguridad de 0,7 metros de diámetro y la de regulación de 0,5 metros.

A3.7. PLANOS

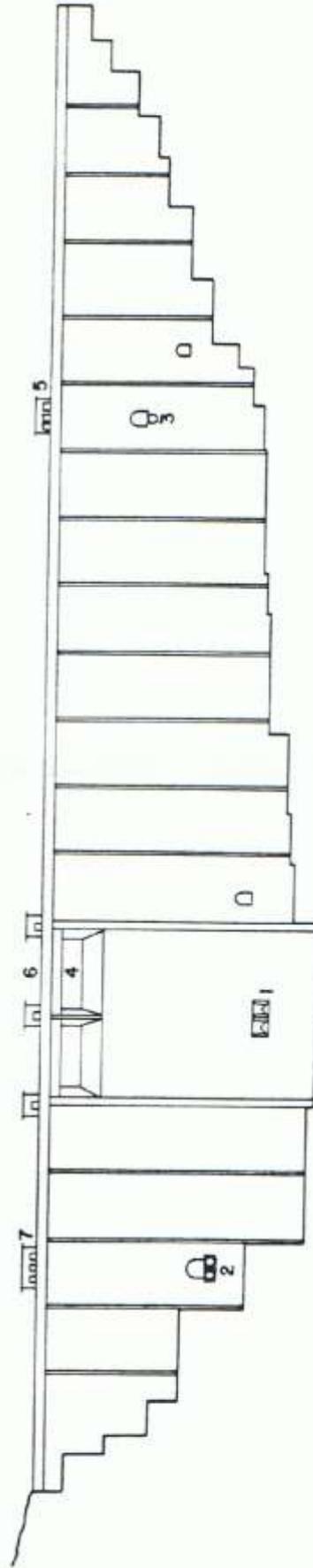
Los planos que se presentan a continuación se encuentran en el “Dossier técnico de la presa de Amadorio”, realizado por un equipo de redacción de la Confederación Hidrográfica del Júcar en marzo de 1995 [8].

Los planos a partir de los cuales se realizó el diseño de la solución propuesta son los presentados en el documento Planos. Su realización se basó en los planos siguientes:





EMBALSE DE AMADORIO
ALZADO PRESA



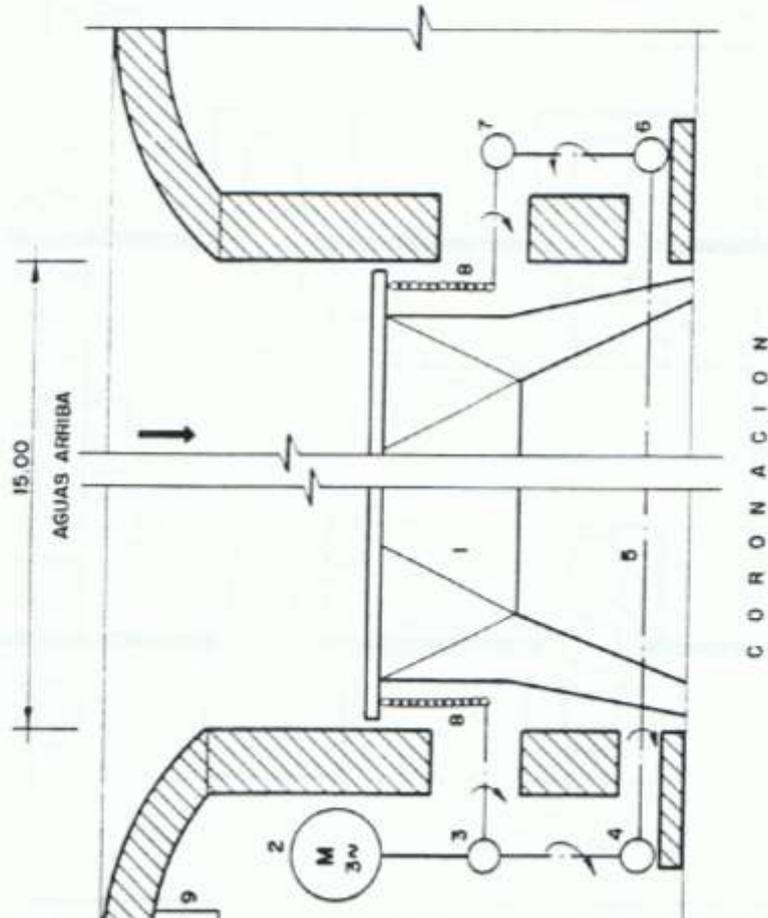
- 1 — DESAGÜE DE FONDO 2 CONDUCTOS CAPACIDAD DESAGÜE 70 m³/seg.
- 2 — TOMA DE AGUA MARGEN DERECHA 2 CONDUCTOS 500 Ø C. DESAGÜE
- 3 — TOMA DE AGUA MARGEN IZQUIERDA 1 CONDUCTO 500 Ø C. DESAGÜE = 2'292 m³/seg.
- 4 — ALIVIADERO 2 CONDUCTOS 15 x 4. COMPUERTAS TAINTOR C. D. = 400 m³/seg.
- 5 — CASETA TOMA AGUA MARGEN IZQUIERDA.
- 6 — CASETA MECANISMOS COMPUERTAS ALIVIADERO.
- 7 — CASETA TOMA AGUA MARGEN DERECHA.

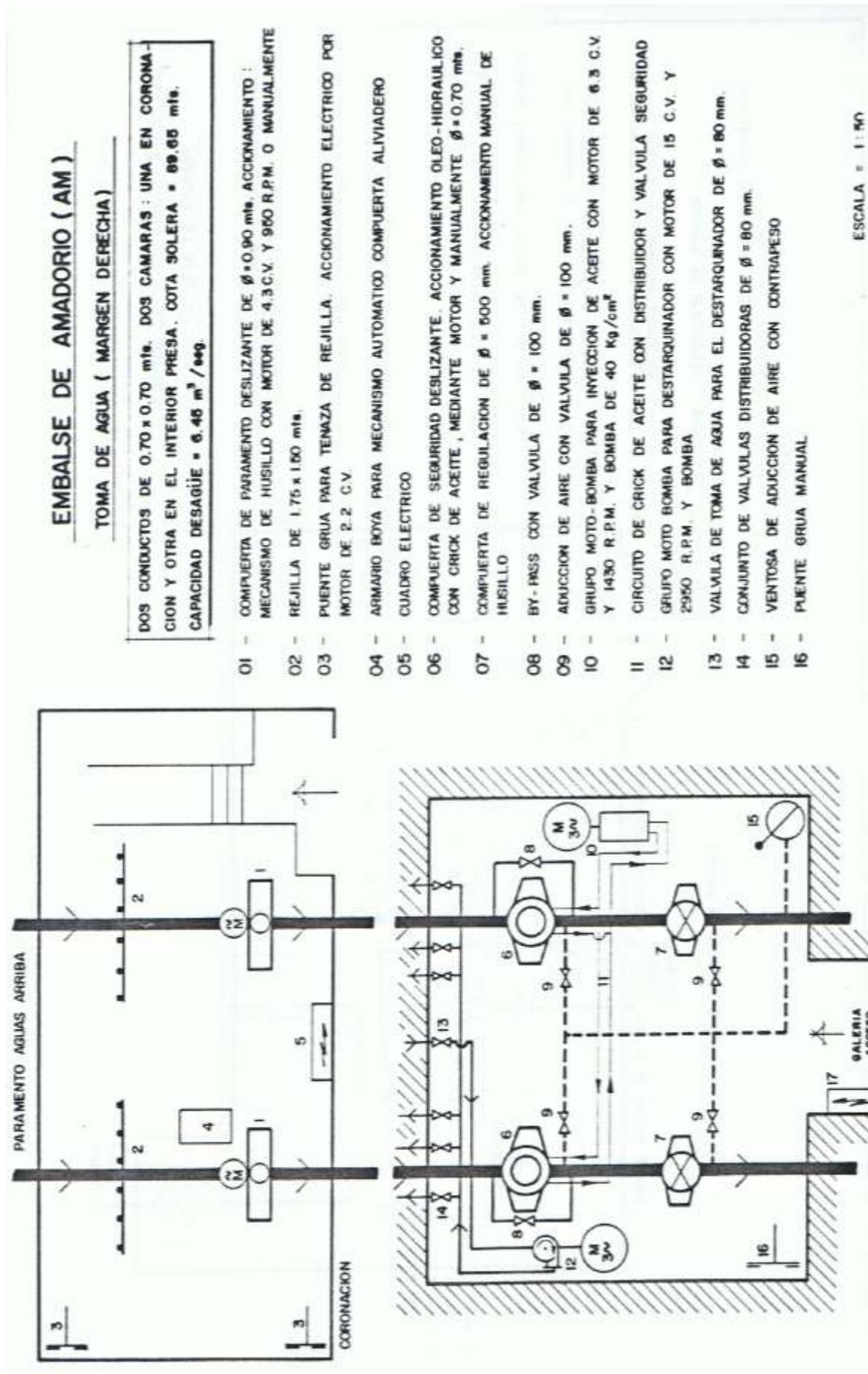
EMBALSE DE AMADORIO (AM)

ALIVIADERO

ALIVIADERO DE DOS OJOS. CAUDAL DESAGUADO = 611 m³/seg
COTA DEL LABIO = 123.00

- 01 - COMPUERTA TAINTOR DE ESTRUCTURA ABIERTA DE 15.00 x 4.00
ACCIONAMIENTO MECANICO, CADENAS GALLE Y E.E DE TRANSMISION
- 02 - MOTOR DE 7.5 C.V. Y 1.450 R.P.M. PARA ACCIONAMIENTO
- 03 - MECANISMO PARA GIRO CADENAS
- 04 - ENGRANAJES CONICOS
- 05 - EJE MECANICO DE TRANSMISION
- 06 - ENGRANAJES CONICOS
- 07 - MECANISMO GIRO CADENA
- 08 - CADENAS GALLE
- 09 - CUADRO ELECTRICO PARA MANDO DE MOTORES

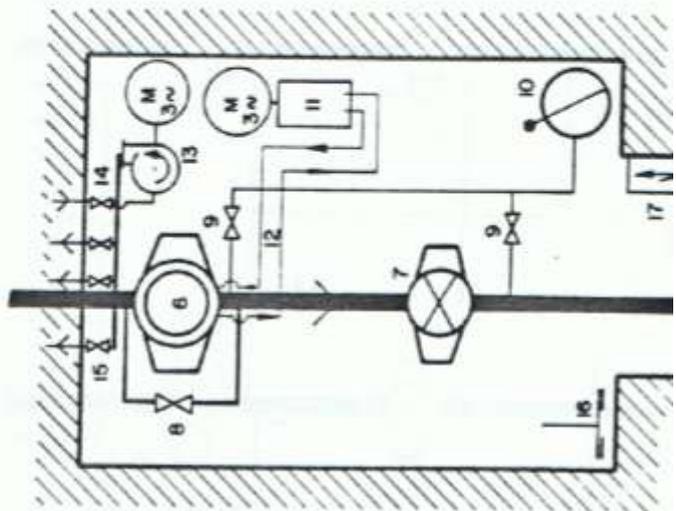
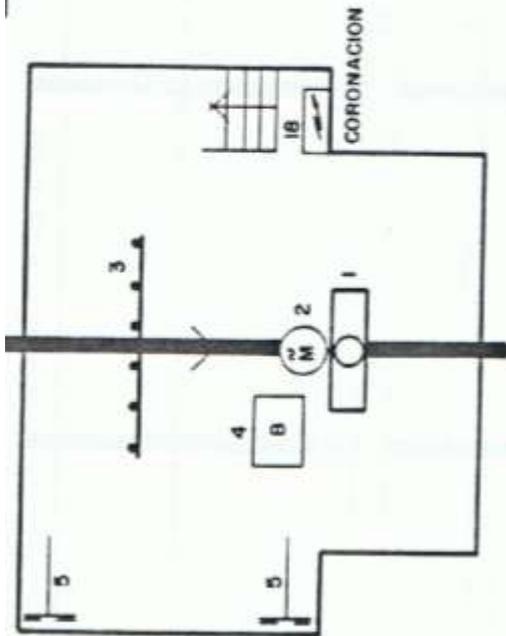




EMBALSE DE AMADORIO (AM)

TOMA DE AGUA (MARGEN IZQUIERDA)

UN CONDUCTO DE 0.70 x 0.70 mts. DOS CAMARAS : UNA EN CORONACION Y OTRA EN EL INTERIOR PRESA .
COTA SOLERA = 108.15 mts. CAPACIDAD DE DESAGÜE = 2.29 m³/seg.



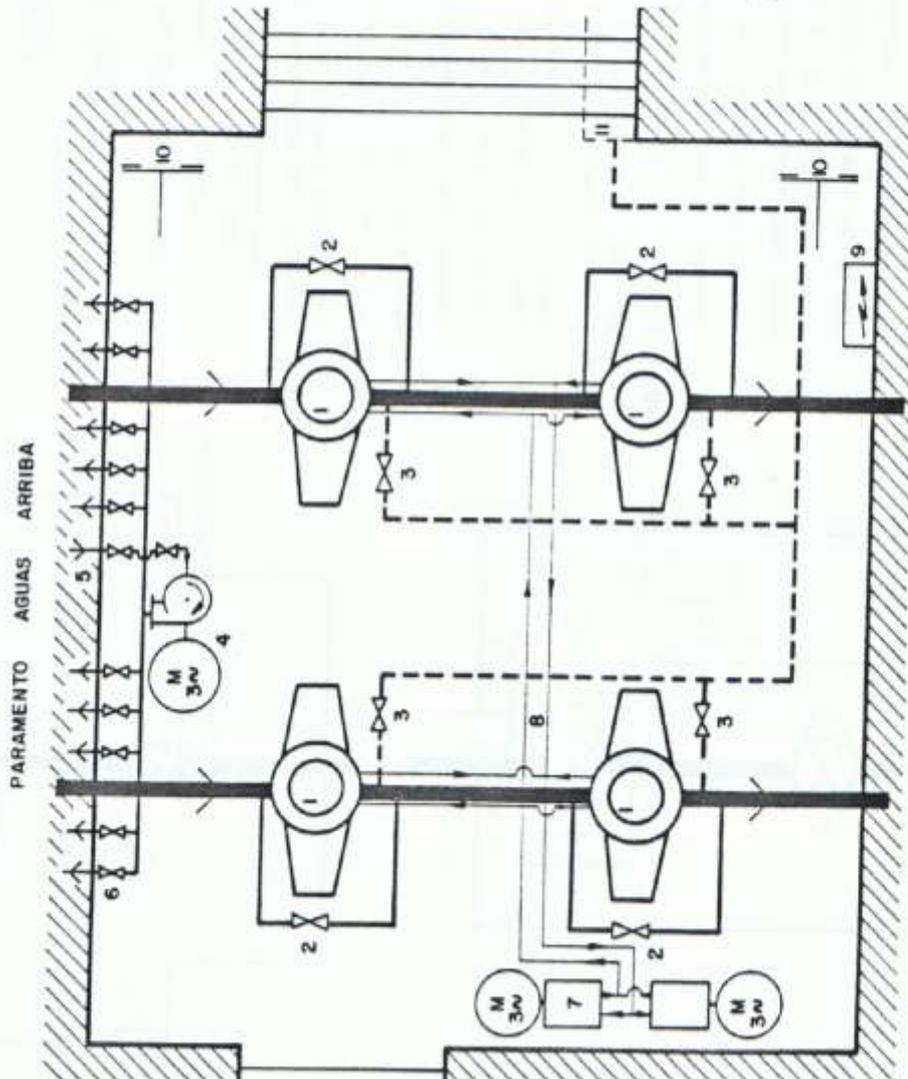
- 01 - COMPUERTA DE PARAMENTO DESLIZANTE DE $\phi = 0.90$ mts. ACCIONAMIENTO : MECANISMO DE HUSILLO POR MOTOR Y MANUAL.
- 02 - MOTOR ELECTRICO DE 12 C.V. Y 950 R.P.M.
- 03 - REJILLA DE 1.75 x 1.50 mts.
- 04 - ARMARIO BOYA PARA COMPUERTA ALIVIADERO
- 05 - PUENTE GRUA PARA TENAZA DE REJAS. ACCIONAMIENTO ELECTRICO CON MOTOR DE 2.2 C.V.
- 06 - COMPUERTA DE SEGURIDAD DESLIZANTE . ACCIONAMIENTO OLEO-HIDRAULICO CON CRICK DE DOBLE EFECTO $\phi = 0.70$ mts. POSIBILIDAD DE ACCIONAMIENTO MANUAL.
- 07 - VALVULA COMPUERTA DE REGULACION DE $\phi = 500$. ACCIONAMIENTO MANUAL CON MECANISMO DE HUSILLO
- 08 - BY-PASS CON VALVULA DE $\phi = 100$ mm.
- 09 - ADUCCION DE AIRE CON VALVULA DE $\phi = 100$ mm.
- 10 - VENTOSA PARA ADUCCION DE AIRE CON CONTRAPESO
- 11 - GRUPO MOTO-BOMBA PARA INYECCION DE ACEITE. MOTOR DE 6.3 C.V. Y 1450 R.P.M. BOMBA DE ACEITE DE 40 Kg/cm²
- 12 - CIRCUITO DEL CRICK , CON DISTRIBUIDOR Y VALVULA DE SEGURIDAD
- 13 - GRUPO MOTO-BOMBA DEL DESTARQUINADOR CON MOTOR DE 15 C.V. Y 2950 R.P.M. Y BOMBA CENTRIFUGA
- 14 - VALVULA DE ENTRADA PARA DESTARQUINADOR $\phi = 80$ mm.
- 15 - GRUPO DE VALVULAS DISTRIBUIDORAS $\phi = 80$ mm.
- 16 - PUENTE GRUA MANUAL.
- 17 - CUADRO ELECTRICO

EMBALSE DE AMADORIO (AM)

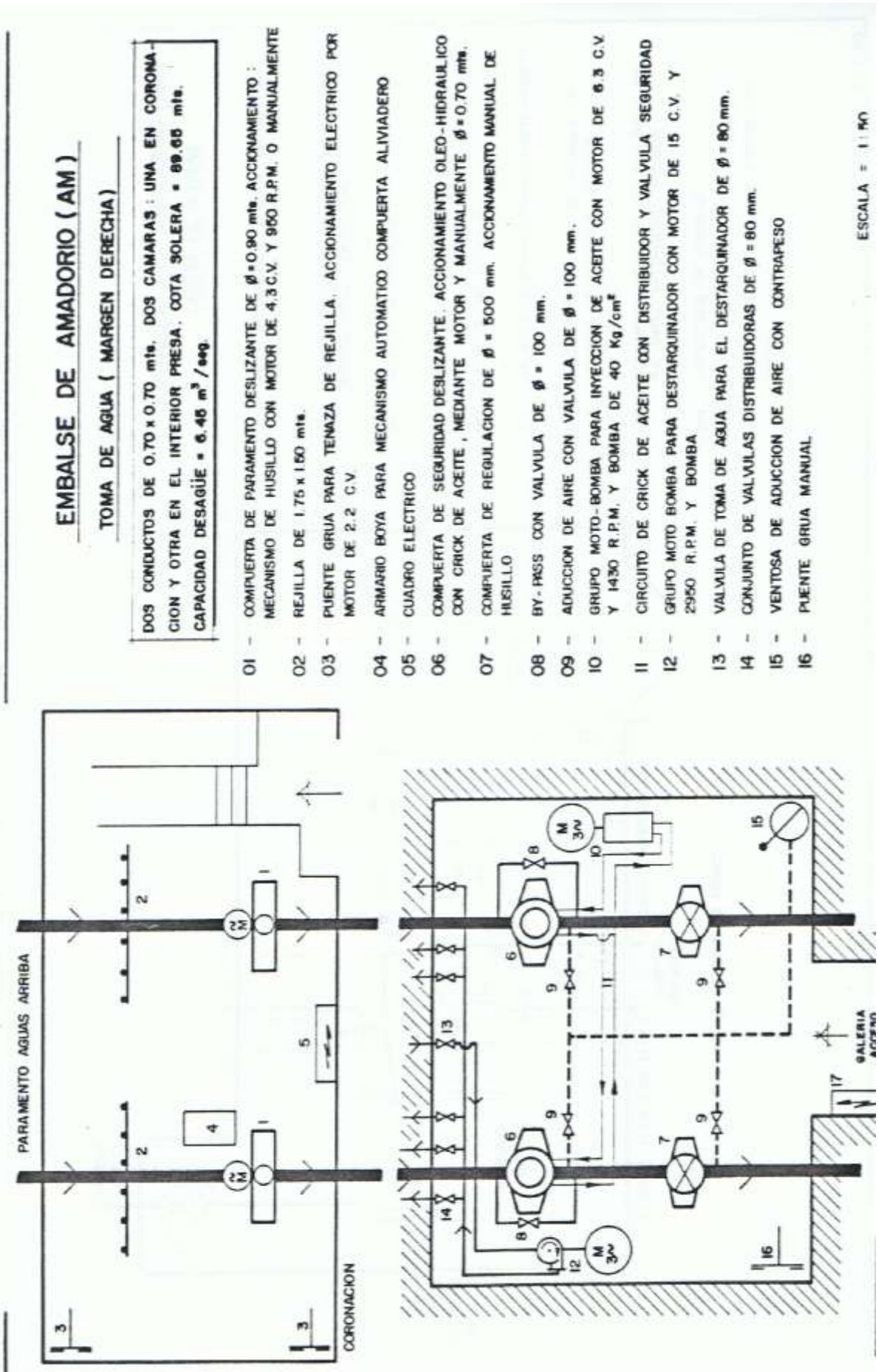
DESAGÜE DE FONDO

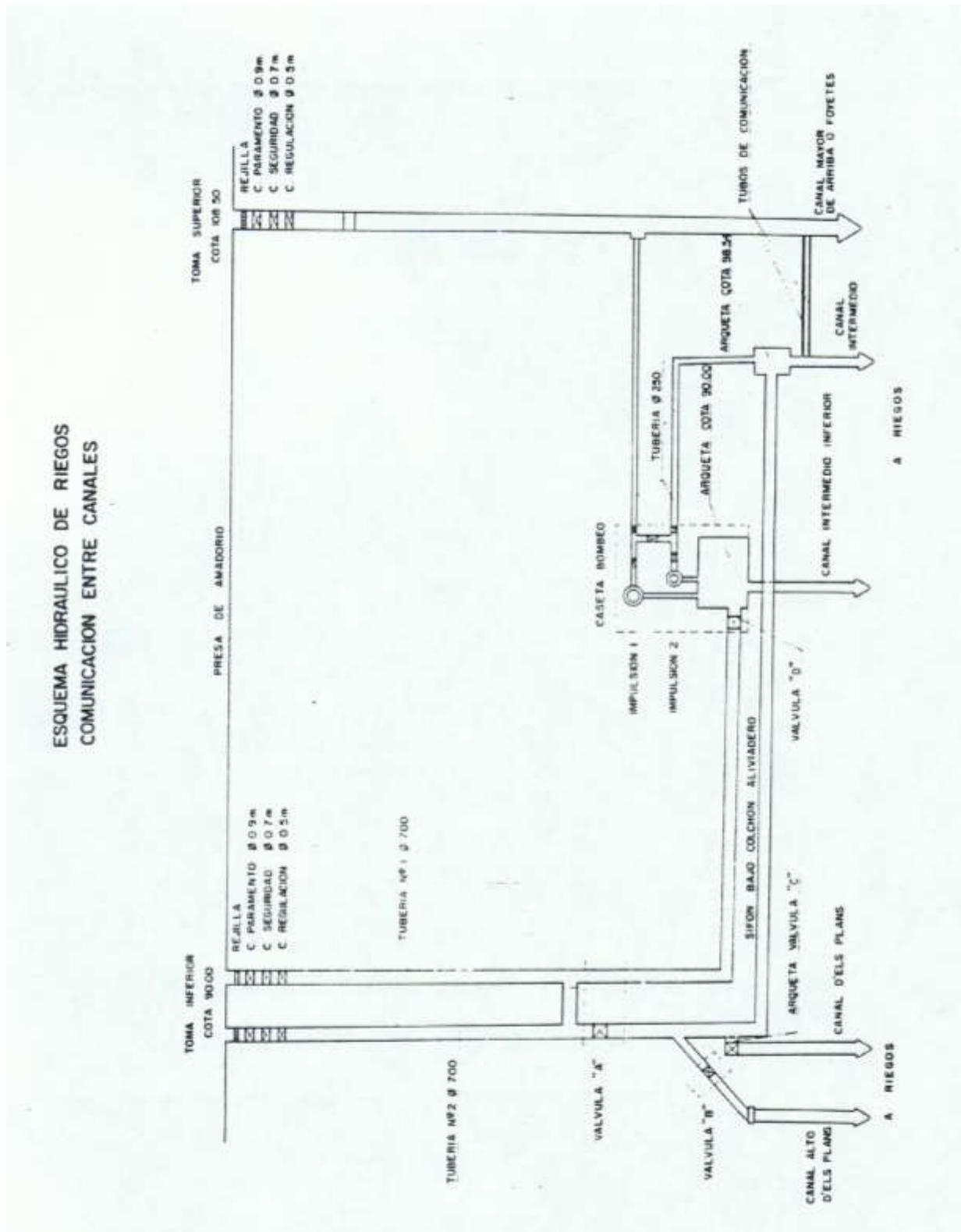
DOS CONDUCTOS DE 1.50 x 1.25 . UNA CAMARA COTA DE LA SOLERA = 80.00. CAPACIDAD DESAGÜE = 70 m³/seg

- 01 - COMPUERTA DESLIZANTE TIPO AMERICANO DE 1.50 x 1.25 ACCIONAMIENTO OLEO-HIDRAULICO CON CRICK DE DOBLE EFECTO
- 02 - BY-PASS CON VALVULAS DE $\phi = 150$
- 03 - ADUCCION DE AIRE CON VALVULAS DE $\phi = 150$
- 04 - GRUPO MOTO-BOMBA PARA DESTARQUINADOR CON MOTOR DE 15 C.V. 1450 R.P.M. Y BOMBA CENTRIFUGA
- 05 - VALVULA DE $\phi = 80$ PARA TOMA DE AGUA
- 06 - VALVULAS DE $\phi = 80$ PARA DISTRIBUIR POR LOS CONDUCTOS (5 POR CONDUCTO)
- 07 - GRUPOS MOTO-BOMBA DE INYECCION DE ACEITE CON MOTOR DE 6.3 C.V. Y 1430 R.P.M. BOMBA DE 40 Kg/cm²
- 08 - CIRCUITO DE CRICK INTERCONEXIONADO, CON DISTRIBUIDORES Y VALVULAS DE SEGURIDAD
- 09 - CUADRO ELECTRICO
- 10 - PUENTE GRUA. ACCIONAMIENTO MANUAL
- 11 - CANAL DE ADUCCION DE AIRE



ESCALA = 1 : 50





A3.8. CUBICACIÓN DEL EMBALSE

El embalse de Amadorio sobre el río de mismo nombre se encuentra situado en el término municipal de Villajoiosa, Alicante.

La capacidad del embalse es de 15,83 hm³ estando el nivel en su NMN. La superficie anegada por el embalse es de 103 Ha y el volumen del mismo a NMN es de 15,287 Hm³.

El objetivo principal de las obras de la presa de Amadorio fue la regulación de los recursos hidráulicos de los ríos Sella y Amadorio para satisfacer las demandas para riego del término municipal de Villajoiosa.

Para un mayor control y mejor regulación del embalse resulta fundamental una cubicación del embalse. Además resulta una herramienta fundamental para observar la laminación de avenidas que se produce en el embalse.

A continuación se muestra la curva característica de embalse de la presa en la actualidad tanto en modo de tabulación como de representación gráfica:

Tabla 1. Relación cota-volumen.

Embalse actual			
Cota (m)	Volumen(m ³)	Cota (m)	Volumen(m ³)
88	0	110	4059499
90	31232	112	4928380
92	115055	114	5909766
94	250080	116	7016721
96	458905	118	8263517
98	733750	120	9642802
100	1087589	122	11190551
102	1519672	124	12918176
104	2023777	126	14816329
106	2612439	128	15827082
108	3298232	130	18505816

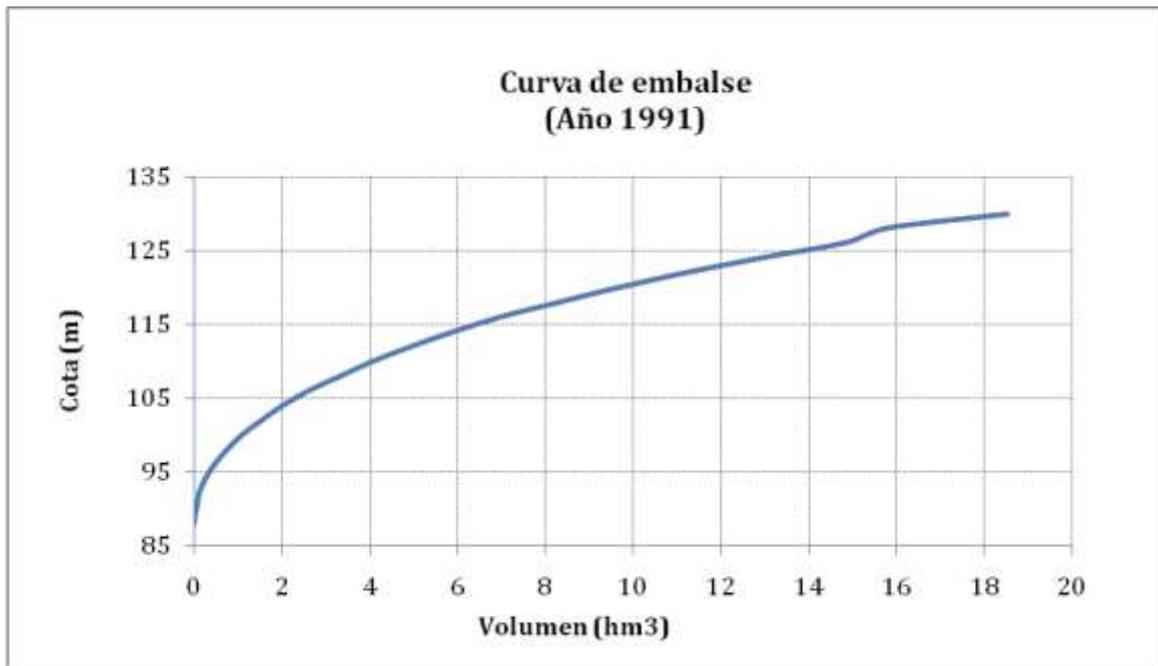


Figura 1. Curva de embalse. Relación cota-volumen.

Los datos presentados serán utilizados para obtener los valores correspondientes al volumen acumulado para intervalos de altura de 1 cm cuyo resultado queda representado posteriormente en el Anejo 4 “Estudio hidráulico de la situación actual”.

A3.9. CARACTERÍSTICAS DE LA EXPLOTACIÓN

Las principales características de la explotación ordinaria son:

- Desembalse ordinario: hasta 10 m³/s (Riegos y abastecimiento) Los caudales se darán, como norma general, por la toma de agua.
- Desembalse técnico: Hasta 50 m³/s. Los caudales se darán por el desagüe de fondo
- Si el caudal de salida supera los 10 m³/s o se producen aumentos significativos de caudal se avisará al Centro de Coordinación de Emergencias

Los resguardos establecidos para los distintos meses del año se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2. Resguardos en la presa de Amadorio según la Norma de Explotación.

Cotas máximas mensuales								
Mes	Enero	Febrero, Marzo	Abril	Mayo, Junio, Julio y Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Cota (m.s.n.m.)	125.22	125.41	124.75	125.41	122.09	117.55	120.9	123.71

Como precauciones especiales destacar:

- No se ha establecido un caudal ecológico a respetar.
- Para caudales superiores a 50 m³/s, se producen afecciones a zona urbana en Villajoyosa.
- Para caudales superiores a 100 m³/s, se producen afecciones a cultivos de secano (frutal) en Villajoyosa.
- Para caudales superiores a 300 m³/s, se producen afecciones a cultivos de regadío (cítricos) y a zona urbana de Villajoyosa.

ANEJO 4

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

ANEJO 4
CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

ÍNDICE DE ANEJO

	Páginas
A4. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS	165
A4.1. INTRODUCCIÓN	165
A4.2. INFORMACIÓN DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL	165
A4.3. DESCRIPCIÓN DE LA GEOLOGÍA	168
A4.3.1. <i>Geología de la cuenca del río Amatorio</i>	168
A4.3.2. <i>Geología de la cerrada de la presa</i>	168
A4.3.3. <i>Geología del vaso del embalse</i>	169

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS	167

A4. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

A4.1. INTRODUCCIÓN

El estudio geológico constituye una parte fundamental en la realización de un proyecto de una presa. Para la obtención de información geológica se realizaron sondeos en diferentes puntos para determinar los materiales y sus características geomecánicas así como su grado de impermeabilidad. También se realizaron mediciones en la superficie del terreno.

La información incluida a continuación se ha obtenido del Instituto Geográfico Nacional y de la Confederación Hidrográfica del Júcar.

A4.2. INFORMACIÓN DEL INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL

El embalse se sitúa en la hoja nº 847 “Villajoyosa” del plano a escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Nacional [32]. Ésta hoja pertenece en su totalidad a la provincia de Alicante, está situada al NO de la misma y entra a formar parte de las Cordilleras Béticas en la zona más externa oriental. En la fig se muestra el mapa correspondiente a dicha hoja en el cual aparece el embalse de Amadorio. En el área geográfica correspondiente al embalse de Amadorio se observa:

- En la cuenca aparecen trazos de depósitos cuaternarios *Q* (color rosáceo) rellenando los valles, siendo de potencia escasa sin alcanzar ninguno de ellos los 10 m. Sobre estos depósitos constituidos por gravas, arenas y limos arcillosos de tonalidad amarillenta se han implantado la mayoría de los cultivos presentes en la cuenca. También se encuentra presente en gran parte del área del embalse.

- A lo largo de la cuenca también se producen muestras de cretácico en forma de facies senonenses C_{23-26} (color amarillo). Estas se presentan en forma de una serie monótona de calizas margosas generalmente de tonalidad muy blanca con ciertos matices rosáceos. Sus características geológicas hacen que sean fácilmente reconocibles en campo, en cambio, su potencia no es medible debido a su comportamiento plástico y la tectonización presente en la zona. Se estima que su variación oscila entre 70 y 250 m.
- Otras muestras del cretácico presentes en la cuenca son las correspondientes a calizas con radiolarios C_{21-22} (color verde). Éstas están presentes con potencia menor a 30 m. Se observan calizas algo margosas de pasta fina y calizas intraclásticas con algún nivel brechoide (intraformacionales).
- Aproximadamente la mitad del embalse y la totalidad de la presa se hallan sobre terreno terciario correspondiente a una serie paleógena indiferenciada T_{11-11}^{A-Ba} (color marrón). Este terreno consiste en sucesiones de margas arcillosas, biocalcarenititas y niveles calcáreos bastante fosilíferos.

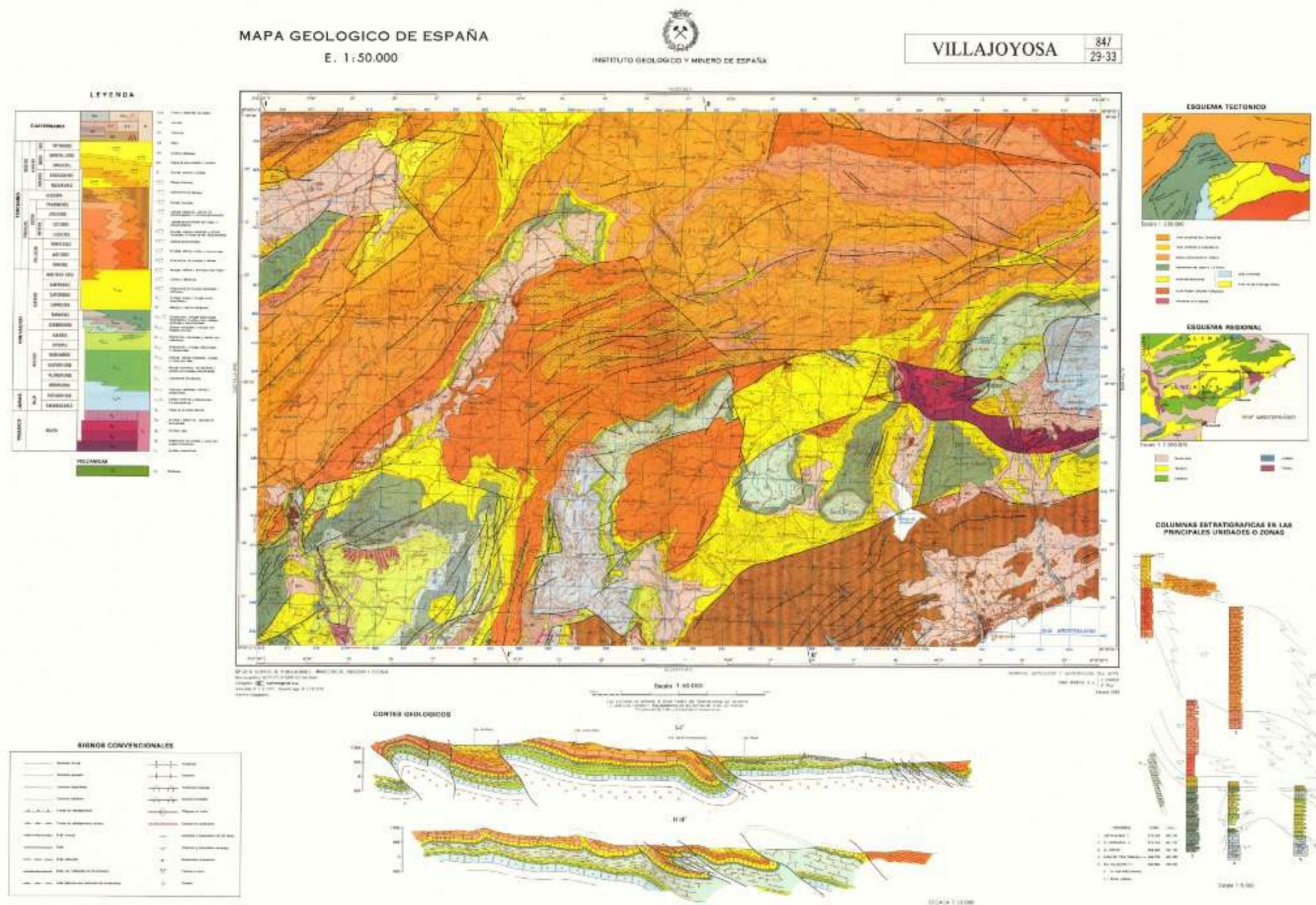


Figura 1. Características geológicas

A4.3. DESCRIPCIÓN DE LA GEOLOGÍA

A4.3.1. Geología de la cuenca del río Amadorio

La cuenca del río Amadorio tiene su cabecera en las estribaciones del macizo montañoso de Aitana y desagua en el mar Mediterráneo. El substratum general de esta zona está constituido por formaciones triásicas, que solamente aparecen descubiertas en el tramo central del curso del Amadorio. En toda la parte alta se encuentra sobre los estratos secundarios, un gran espesor munitífico, mientras que en el tramo inferior se oculta bajo capas miocenas. Cerca de la desembocadura, los depósitos modernos se extienden en una ancha zona formando la planicie de Villajoyosa.

A4.3.2. Geología de la cerrada de la presa

La cerrada donde se ubica la presa de Amadorio se encuentra en el tramo inferior del curso del río donde afloran capas miocenas, que se caracterizan por una alternancia de estratos margo-arcillosos y de calizas margo-arenáceas, cuya dirección es generalmente E.NE a O.SO., formando con el eje del río un ángulo de unos 60º y cuyo buzamiento hacia aguas abajo, es de unos 20º a 30º con la horizontal.

En la cerrada donde se proyectó la presa, se presentan al descubierto, en la ladera derecha, los indicados estratos, salvo un ligero manto de derrubios que carece de importancia; en cambio, en la ladera izquierda, se encuentran aquéllos recubiertos por una gran terraza del río, cuidadosamente abancalada y cultivada, que

enmascara por completo el sustrato firme y cuyo reconocimiento por medio de sondeos determinó el verdadero perfil de cimentación de la presa.

En un reconocimiento general de la zona afectada por la obra, se advierte que, aunque la disposición de los estratos es bastante uniforme y concordante, con la dirección y el buzamiento que ya se ha indicado, existen algunas anomalías en zonas más alejadas de la presa que interrumpen la disposición general de los estratos y que pueden ser explicadas por plegamientos u otros accidentes tectónicos.

En la margen derecha, a escasa distancia aguas arriba de la cerrada donde se ubica la presa, se dibuja una ancha vaguada que desemboca en el río y en la parte alta de la ladera, se marcan claramente estratos con buzamientos discordantes. Parece que un arco anticlinal puede relacionar estos estratos discordantes y quizá la charnela de aquél corresponda a la amplia vaguada referida, idea que viene a reforzar unas irregularidades estratigráficas que se advierten más lejos como señales de iniciación de un pliegue.

El relieve topográfico de la ladera izquierda es más suave y con menos contrastes en la dureza de los bancos alternados que en la derecha. A medida que se desciende estratigráficamente, van predominando las zonas más blandas, margosas, y tienen los estratos mayor inclinación. Aparece, además, una zona aplanada configurada por margas terrosas, grises y amarillentas que parecen haber colmatado una depresión preexistente.

A4.3.3. Geología del vaso del embalse

Salvados los primeros metros, inmediatos al paramento de aguas arriba de la presa, en que aparecen rellenos de volumen considerable, el valle se ensancha notablemente y está tapizado en gran extensión por las margas impermeables, azuladas, que forman el sustrato y pertenecen a la formación general, y otras superiores, muy arenáceas, blanquecinas y rosáceas, con estratificación casi horizontal que denotan una sedimentación más moderna.

En la zona de aguas arriba del vaso, existe una gran masa de caliza blanquecina y ligeramente colorada de diversos tonos, cuyo borde Sur presenta muy delgados estratos formando apretados pliegues locales que indican la existencia de fuertes presiones y que terminan, siguiendo hacia aguas abajo, por recobrar el buzamiento general hacia el S. o S.E.

ANEJO 5

INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

ANEJO 5

INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

ÍNDICE DE ANEJO

	Páginas
A5. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA	175
A5.1. DESCRIPCIÓN CUALITATIVA DE LA CUENCA.....	175
A5.2. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA CUENCA.....	177
A5.3. INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA EXISTENTE.....	178
A5.4. OBTENCIÓN DE HIDROGRAMAS MEDIANTE ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	179
A5.5. OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA PARA T=5000 Y 10000 AÑOS CONSIDERANDO LA HIPÓTESIS A	182
A5.6. OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA PARA T=5000 Y 10000 AÑOS CONSIDERANDO LA HIPÓTESIS SIMULTANEIDAD	185

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. DIVISIÓN TERRITORIAL POR REGIONES Y ÁREAS. FUENTE: CHJ	176
FIGURA 2. LOCALIZACIÓN DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS.	178
FIGURA 3. ESQUEMA DE SUBCUENCAS CONSIDERADO PARA EL ESTUDIO HIDROLÓGICO.	180
FIGURA 4. HIDROGRAMA PARA T=500 AÑOS.	181
FIGURA 5. HIDROGRAMA PARA T=1000 AÑOS.	182
FIGURA 6. FUNCIONES DE AJUSTE A LOS CAUDALES PICO DADOS. HIP A.	183
FIGURA 7. OBTENCIÓN DE CAUDAL PICO CORRESPONDIENTE A T=1000 Y 5000AÑOS MEDIANTE AJUSTE CON DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON III. HIP A.	184
FIGURA 8. HIDROGRAMAS DE ENTRADA. HIP A.	184
FIGURA 9. FUNCIONES DE AJUSTE A LOS CAUDALES PICO DADOS. HIP SIMULTANEIDAD.....	185
FIGURA 10. OBTENCIÓN DE CAUDAL PICO CORRESPONDIENTE A T=1000 Y 5000AÑOS MEDIANTE AJUSTE CON DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON III. HIP SIMULTANEIDAD.	186
FIGURA 11. HIDROGRAMAS DE ENTRADA. HIP SIMULTANEIDAD.	187

ÍNDICE DE TABLAS

	Páginas
TABLA 1. RESUMEN DE LOS CAUDALES PUNTA Y VOLÚMENES DE LOS HIDROGRAMAS.	181
TABLA 2. CAUDAL PUNTA Y VOLUMEN TOTAL PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO.....	185

A5. INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

A5.1. DESCRIPCIÓN CUALITATIVA DE LA CUENCA

La cuenca hidrográfica del sistema Amadorio-Sella se halla situada en su totalidad en la provincia de Alicante.

El Amadorio nace en la Sierra de Plans y discurre encajado entre la divisoria con la cuenca del Sella por la vertiente Norte y las sierras de La Grana, Sierra de Cabezón de Oro, Pla del Carril y Rincón de Cortés por la vertiente Sur, hasta llegar al embalse de Amadorio. Los términos municipales por los cuales discurre el río Amadorio son Penáguila, Torremanzanas, Relleu, Orcheta y Villajoyosa.

El Sella nace en la Sierra de Aitana y su cuenca está delimitada por su margen derecha por la divisoria de cuencas con el Amadorio y por su margen izquierda por la Sierra del Alto de la Peña de Sella. De igual forma que el Amadorio desemboca en el Embalse de Amadorio. Los términos municipales por donde discurre el Sella son Alcolecha, Confrides, Sella y Benimantell.

Aguas abajo del embalse de Amadorio, discurre el río de mismo nombre por el término municipal de Villajoyosa, hasta su desembocadura en el mar Mediterráneo.

La CHJ localiza la cuenca en la Región 5 Marina Baja área 4 Amadorio dentro de la división territorial en regiones y áreas que realiza. Su localización puede observarse en la siguiente figura:

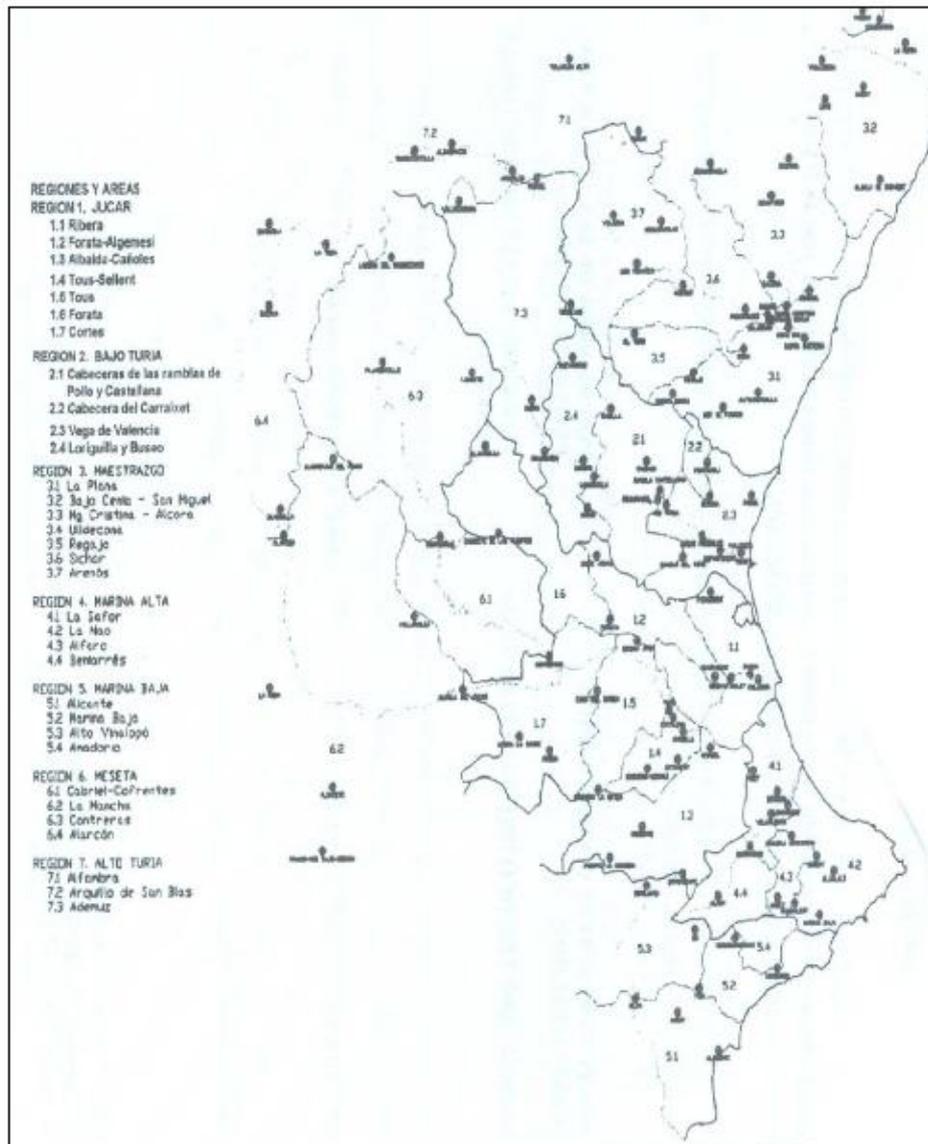


Figura 1. División territorial por regiones y áreas. Fuente: CHJ

El clima correspondiente a la cuenca hidrográfica Amadorio-Sella es Mediterráneo por lo que se tienen largos e intensos periodos estivales. La precipitación media anual es de 360 mm resultando un paisaje principalmente seco. Además las precipitaciones suelen ser de tipo tormentoso, produciéndose en ocasiones el fenómeno climatológico “gota fría”.

Los suelos carentes de vegetación sobre los cuales se produce la precipitación generan una costra al secarse que impide la infiltración y por tanto se favorece el fenómeno de la escorrentía. El resultado es pues, un suelo pobre en humedad, con escasa vegetación y donde se produce una fuerte erosión del suelo.

La vegetación de la zona se corresponde con la característica del Levante Español donde los árboles más comunes son el pino carrasco (*pinus halipensis*), el pino poñonero (*pinus pinea*) y la encina (*quercion illicis*). También resulta abundante la vegetación de tipo matorral con especies como lentisco (*pistacia lentiscus*), olivo silvestre (*olea silvestris*), tomillares, romerales, coscoja (*quercus coccifera*) y la retama (*lygos sphaerocarpa*).

Los cultivos presentes en la zona son árboles frutales, oliveras y cultivos hortícolas.

A5.2. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS DE LA CUENCA

Los datos físicos correspondientes a la cuenca son:

- Superficie total de la cuenca: 210,9 Km²
- Longitud del cauce principal: 17,96 Km
- Altura máxima de la cuenca: 1.462 m
- Altura mínima de la cuenca: 71,65 m
- Pendiente media: 3,426%

A5.3. INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA EXISTENTE

El sistema S.A.I.H. de la CHJ dispone de dos estaciones pluviométricas dentro del sistema Amadorio-Sella, una situada en Sella y otra en Relleu. Sus localizaciones dentro de la cuenca se muestran a continuación:



Figura 2. Localización de las estaciones pluviométricas.

Además, cabe destacar la ausencia de estaciones de aforo en el cauce del río Amadorio.

A5.4. OBTENCIÓN DE HIDROGRAMAS MEDIANTE ESTUDIO HIDROLÓGICO

La CHJ realizó un estudio hidrológico basándose en los datos pluviométricos recogidos por las estaciones antes mencionadas y dividiendo la cuenca en dos subcuencas.

La delimitación de subcuencas llevada a cabo corresponde a las cuencas de los dos ríos principales, el Amadorio y el Sella (ver Figura 3;**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**):

- SUBCUENCA I-1: subcuenca drenada por el río Amadorio.
- SUBCUENCA I-2: subcuenca drenada por el río Sella.

Mediante un análisis hidrológico se obtuvieron hidrogramas para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 500 y 1.000 años, considerando para cada uno de ellos tres hipótesis diferentes de distribución espacial de la lluvia en el sistema Sella-Amadorio:

- Hipótesis A: Tormenta centrada en la cuenca del río Amadorio
- Hipótesis S: Tormenta centrada en la cuenca del río Sella
- Hipótesis de simultaneidad: Llueve homogéneamente en toda la cuenca que vierte al embalse de Amadorio

La caracterización hidrológica de la cuenca, traducida a un umbral de escorrentía, se ha realizado mediante la intersección de coberturas de información en un sistema de información geográfica. Las coberturas necesarias y la fuente de la que proceden se indican a continuación:

- Pendientes del terreno: obtenidas de un modelo de elevación digital del terreno en la zona de estudio, cedido por la Confederación Hidrográfica del Júcar con una resolución de 50x50m
- Usos del suelo: obtenidos a través de los mapas de usos del suelo (formato ARCInfo) de la COPUT (Generalitat Valenciana)
- Tipos de suelo: obtenidos a través de los mapas de litología y capacidad de usos del suelo de la COPUT (Generalitat Valenciana).

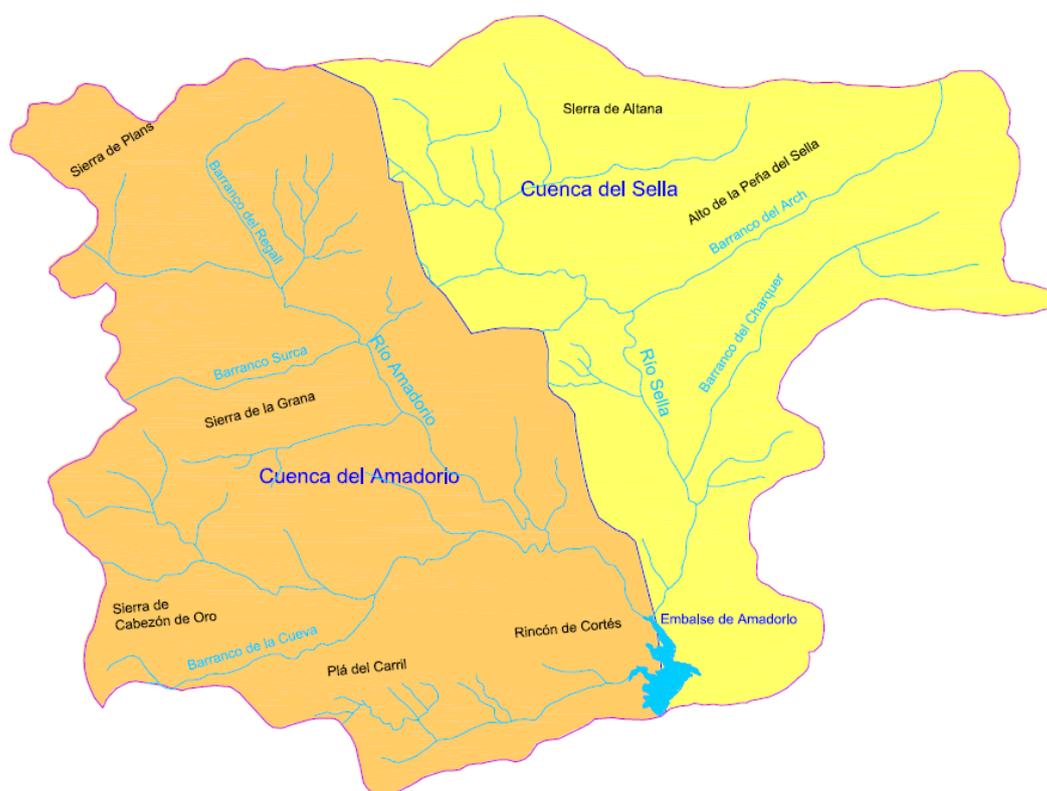


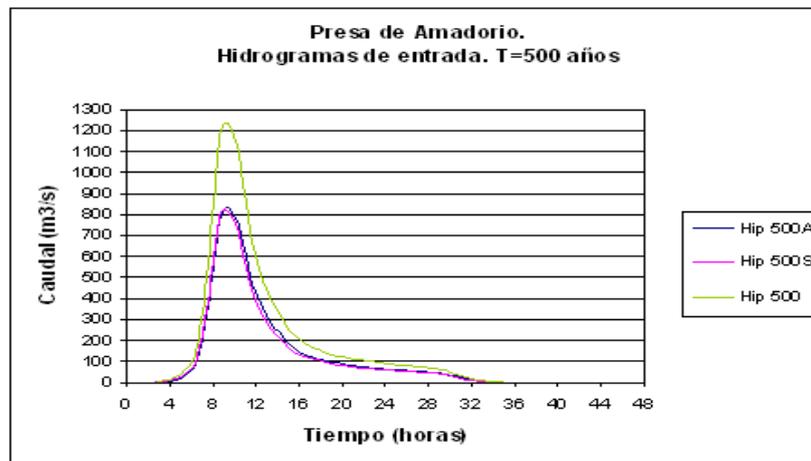
Figura 3. Esquema de subcuencas considerado para el estudio hidrológico.

En el modelo HEC-HMS, este sistema hidrológico se conceptualiza mediante los siguientes elementos del modelo de cuenca: 2 subcuencas, 1 tramo de propagación, 1 nudo de confluencia de flujo y 1 sumidero (desagüe de la cuenca en el mar).

Las características de los hidrogramas obtenidos para cada periodo de retorno (10, 25, 50, 100, 500 y 1000 años), teniendo en cuenta las hipótesis de distribución espacial de lluvia (A, S y Simultaneidad) y para cada subcuenca se resumen en los siguientes cuadros y gráficos :

Tabla 1. Resumen de los caudales punta y volúmenes de los hidrogramas.

Hipótesis	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen (hm ³)
10A	184,7	4,52
10S	216,7	5,1
10	309,3	7,37
25A	286,2	6,92
25S	321,7	7,51
25	465,5	11
50A	380,8	9,16
50S	413,8	9,62
50	605,2	14,2
100A	492,9	11,77
100S	518,7	12
100	766,3	17,88
500A	830,8	19,54
500S	817,2	18,73
500	1233,0	28,43
1000A	1010,4	23,65
1000S	972,0	21,58
1000	1474,0	33,86

**Figura 4.** Hidrograma para T=500 años.

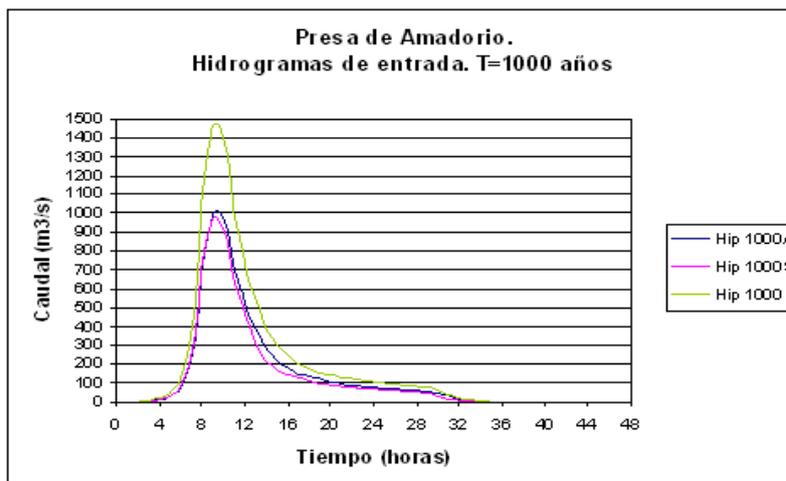


Figura 5. Hidrograma para T=1000 años.

En el caso de estudio se va a considerar los hidrogramas correspondientes a la hipótesis A, dada la mayor probabilidad de ocurrencia de esta situación que el caso de simultaneidad.

A5.5. OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA PARA T=5000 Y 10000 AÑOS CONSIDERANDO LA HIPÓTESIS A

La obtención del resto de hidrogramas necesarios se realiza mediante un ajuste a las distribuciones Log-Pearson III, Gumbel y GEV y se evalúa cuál proporciona un menor error con respecto los hidrogramas dados. La función que mejor se ajuste es la que se aplica para la obtención de los diferentes caudales cada media hora, a lo largo de 48 horas, tal y como los hidrogramas facilitados.

En la Figura 6 se observa el ajuste de las tres funciones a los datos de caudal pico correspondientes a los diferentes periodos de retorno. Por tanto, se comprueba que el menor error se produce con la función Log-Pearson III.

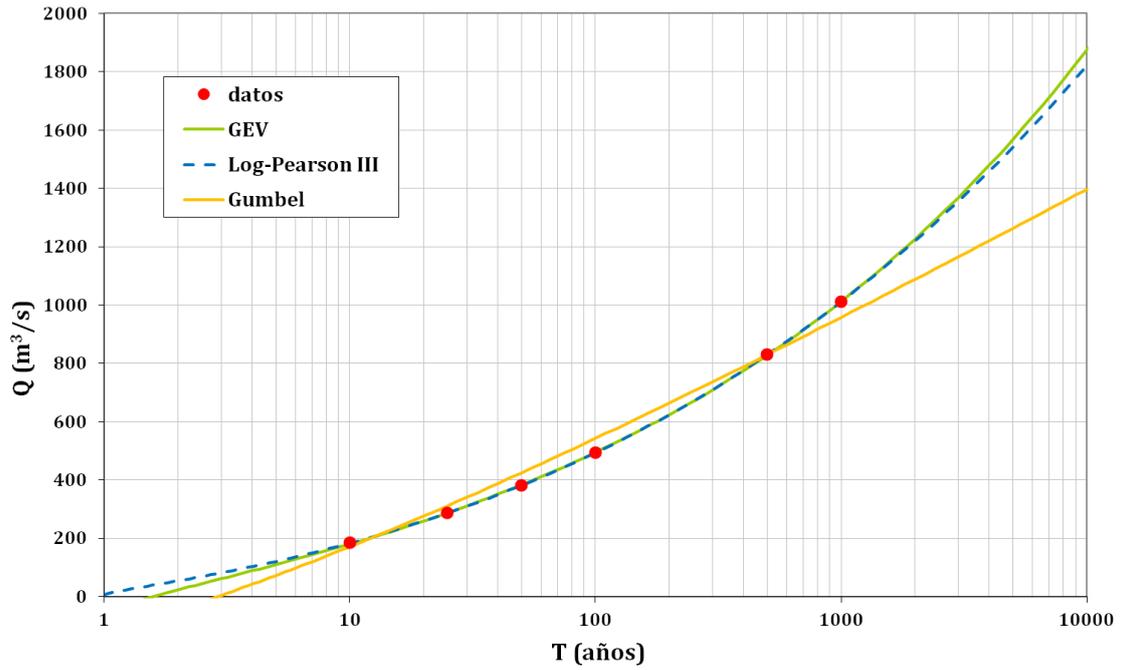


Figura 6. Funciones de ajuste a los caudales pico dados. Hip A.

Mediante el ajuste a una función Log-Pearson que se observa en la Figura 7, se obtienen los caudales pico correspondientes a los periodo de retorno 5,000 y 10,000 años. Una vez obtenidos los caudales pico se pueden calcular los hidrogramas correspondientes.

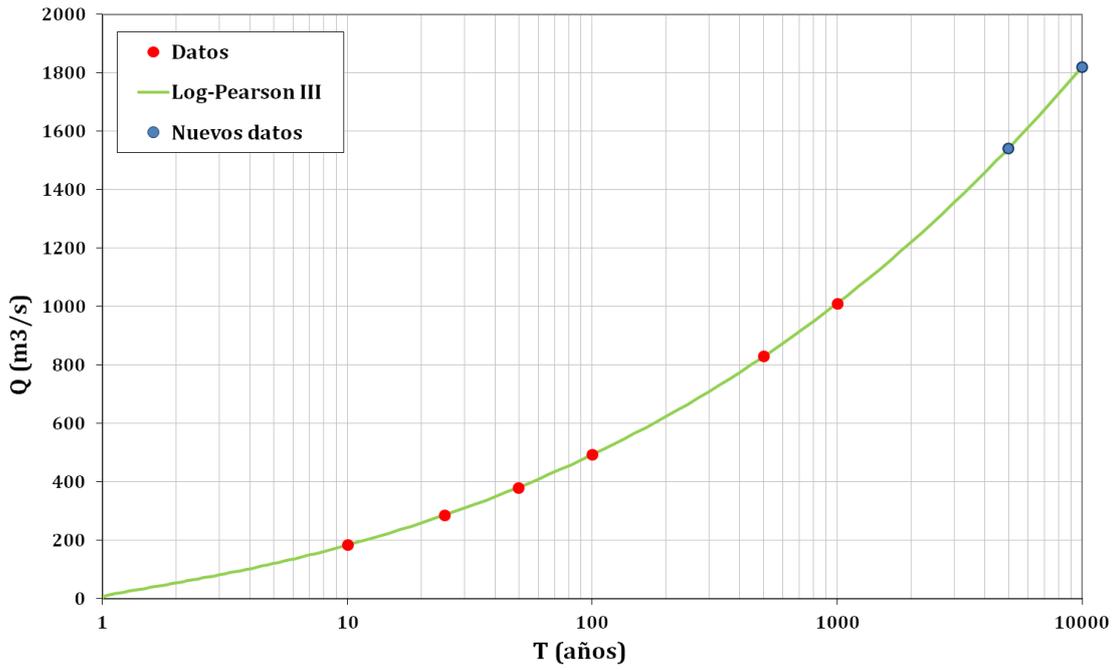


Figura 7. Obtención de caudal pico correspondiente a T=1000 y 5000 años mediante ajuste con distribución Log-Pearson III. Hip A.

Los hidrogramas de entrada considerados en el caso de estudio se presentan a continuación:

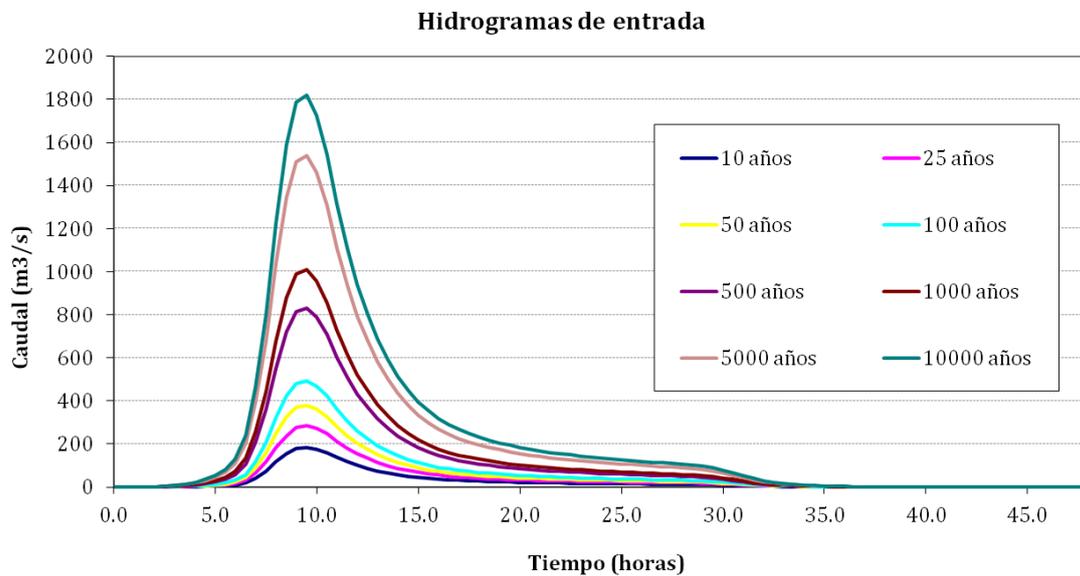


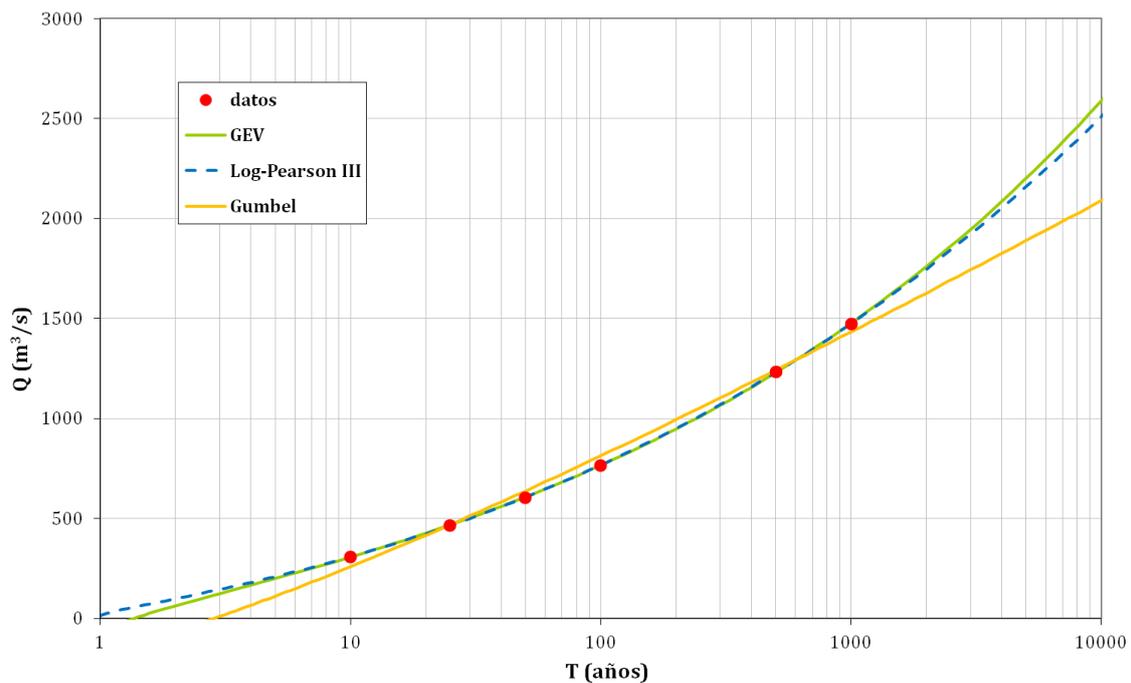
Figura 8. Hidrogramas de entrada. Hip A.

Tabla 2. Caudal punta y volumen total para diferentes periodos de retorno.

T (años)	PAE	Caudal punta (m ³ /s)	Volumen total (hm ³)
10	0.1	184.69	7.37
25	0.04	286.15	11.00
50	0.02	380.83	14.20
100	0.01	492.85	17.88
500	0.002	830.81	28.43
1000	0.001	1010.40	33.86
5000	0.0002	1541.01	49.90
10000	0.0001	1821.38	58.38

A5.6. OBTENCIÓN DEL HIDROGRAMA PARA T=5000 Y 10000 AÑOS CONSIDERANDO LA HIPÓTESIS SIMULTANEIDAD

Utilizando la misma metodología del apartado anterior se realiza el ajuste pero considerando los datos de los hidrograma bajo la hipótesis de simultaneidad. En la Figura 9 se comprueba que el menor error se produce con la función Log-Pearson III.

**Figura 9.** Funciones de ajuste a los caudales pico dados. Hip simultaneidad.

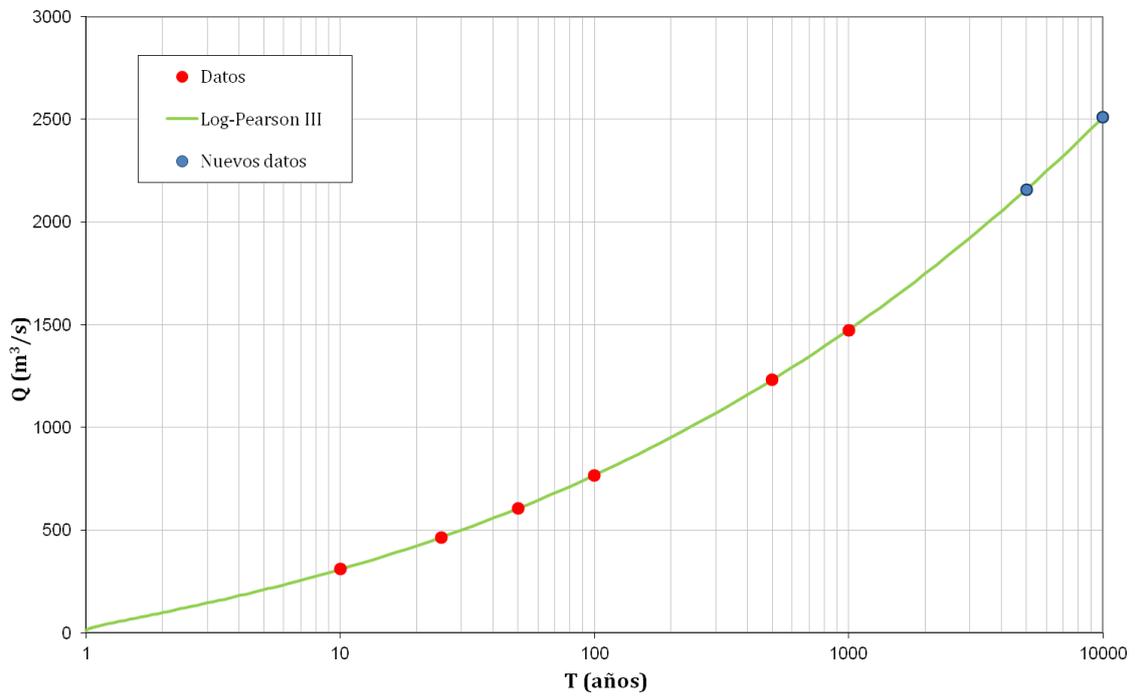


Figura 10. Obtención de caudal pico correspondiente a T=1000 y 5000 años mediante ajuste con distribución Log-Pearson III. Hip simultaneidad.

Los hidrogramas de entrada considerados en el análisis de sensibilidad se presentan a continuación:

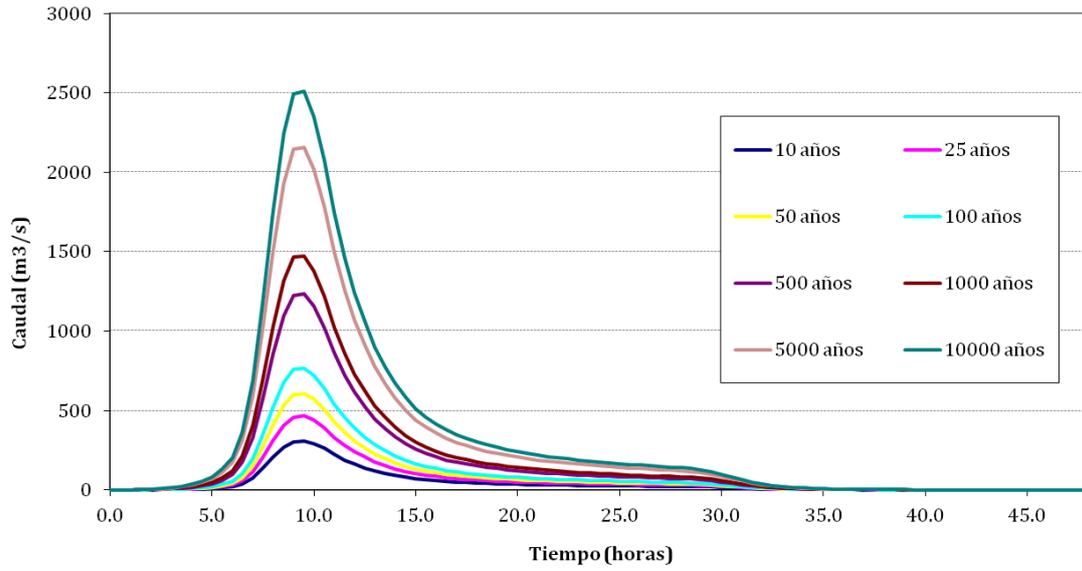


Figura 11. Hidrogramas de entrada. Hip simultaneidad.

ANEJO 6

ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA PRESA: CASO BASE Y MEDIDAS PLANTEADAS

ANEJO 6

ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA PRESA: CASO BASE Y MEDIDAS PLANTEADAS

ÍNDICE DE ANEJO

	Páginas
A6. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA PRESA: CASO BASE Y MEDIDAS PLANTEADAS	195
A6.1.INTRODUCCIÓN	195
A6.2.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA EN LA SITUACIÓN ACTUAL TOMANDO COMO NMN 117.55MSNM	199
A6.3.ALTERNATIVA 2: ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AUMENTANDO EL RESGUARDO	214
A6.4.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AMPLIANDO LA CAPACIDAD DE DESAGÜE MEDIANTE REBAJE DE LABIO (ALTERNATIVA 3A)	216
A6.5.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AMPLIANDO LA CAPACIDAD DE DESAGÜE MEDIANTE 2 NUEVOS VANOS DE 15X4 (ALTERNATIVA 3B)	218
A6.6.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA MEJORA PETRIL (ALTERNATIVA 4).....	220
A6.7.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AUMENTANDO LA COTA DE CORONACIÓN (ALTERNATIVA 5)	222
A6.8.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN UNA VEZ EJECUTADO EL AUMENTO DE LA COTA DE CORONACIÓN	224
A6.9.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN CONSIDERANDO NIVEL PREVIO 125.41MSNM.....	229
A6.10.ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN CONSIDERANDO LA SERIE DE HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD.....	233

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. ÁREA COMPRENDIDA ENTRE LA CURVA DEL HIDROGRAMA DE LA AVENIDA Y LA DEL VERTIDO, EN EL INTERVALO DE TIEMPO (T_0, T_1)	196
FIGURA 2. VOLUMEN ACUMULADO EN EL EMBALSE EN EL INTERVALO DE TIEMPO (T_0, T_1)	196
FIGURA 3. LAMINACIÓN DE UNA AVENIDA CUANDO AL INICIO DE ESTA LA COTA DE EMBALSE ES MENOR A LA DEL UMBRAL DEL ALIVIADERO.	198
FIGURA 4. LAMINACIÓN DE UNA CRECIDA CON VERTEDERO DE LÁMINA LIBRE (LABIO FIJO) Y CON VERTEDERO CON COMPUERTAS.	198
FIGURA 5. HIDROGRAMA PARA LA AVENIDA DE $T=10, T=25, T=50, T=100, T=500, T=1000, T=5000$ Y $T=10000$ AÑOS.	200
FIGURA 6. LAMINACIÓN PARA $T=10$ AÑOS Y $OPA=2, OPDF=0$	201
FIGURA 7. LAMINACIÓN PARA $T=10$ AÑOS Y $OPA=1, OPDF=0$	201
FIGURA 8. LAMINACIÓN PARA $T=10$ AÑOS Y $OPA=0, OPDF=0$	202

FIGURA 9. LAMINACIÓN PARA T=25 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	202
FIGURA 10. LAMINACIÓN PARA T=25 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	203
FIGURA 11. LAMINACIÓN PARA T=25 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	203
FIGURA 12. LAMINACIÓN PARA T=50 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	204
FIGURA 13. LAMINACIÓN PARA T=50 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	204
FIGURA 14. LAMINACIÓN PARA T=50 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	205
FIGURA 15. LAMINACIÓN PARA T=100 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	205
FIGURA 16. LAMINACIÓN PARA T=100 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	206
FIGURA 17. LAMINACIÓN PARA T=100 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	206
FIGURA 18. LAMINACIÓN PARA T=500 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	207
FIGURA 19. LAMINACIÓN PARA T=500 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	207
FIGURA 20. LAMINACIÓN PARA T=500 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	208
FIGURA 21. LAMINACIÓN PARA T=1000 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	208
FIGURA 22. LAMINACIÓN PARA T=1000 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	209
FIGURA 23. LAMINACIÓN PARA T=1000 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	209
FIGURA 24. LAMINACIÓN PARA T=5000 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	210
FIGURA 25. LAMINACIÓN PARA T=5000 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	210
FIGURA 26. LAMINACIÓN PARA T=5000 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	211
FIGURA 27. LAMINACIÓN PARA T=10000 AÑOS Y OPA=2, OpDF=0.	211
FIGURA 28. LAMINACIÓN PARA T=10000 AÑOS Y OPA=1, OpDF=0.	212
FIGURA 29. LAMINACIÓN PARA T=10000 AÑOS Y OPA=0, OpDF=0.	212
FIGURA 30. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	213
FIGURA 31. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	213
FIGURA 32. ALTERNATIVA 2: NIVEL MÁXIMO DEL EMBALSE.	214
FIGURA 33. ALTERNATIVA 2: ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	215
FIGURA 34. ALTERNATIVA 2: CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	215
FIGURA 35. ALTERNATIVA 3A: NIVEL MÁXIMO DEL EMBALSE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	216
FIGURA 36. ALTERNATIVA 3A: ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	217
FIGURA 37. ALTERNATIVA 3A: CAUDAL MÁXIMO SALIENTE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	217
FIGURA 38. ALTERNATIVA 3B: NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	218
FIGURA 39. ALTERNATIVA 3B: ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	219
FIGURA 40. ALTERNATIVA 3B: CAUDAL MÁXIMO SALIENTE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	219
FIGURA 41. ALTERNATIVA 4: NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	220
FIGURA 42. ALTERNATIVA 4: ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	221
FIGURA 43. ALTERNATIVA 4: CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	221
FIGURA 44. ALTERNATIVA 5: NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	222
FIGURA 45. ALTERNATIVA 5: ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	223
FIGURA 46. ALTERNATIVA 5: CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	223
FIGURA 47. A5 IMPLANTADO. A1'': NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	224
FIGURA 48. A5 IMPLANTADO. A1'': ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	225
FIGURA 49. A5 IMPLANTADO. A1'': CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	225
FIGURA 50. A5 IMPLANTADO. A3A'': NIVEL MÁXIMO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	226
FIGURA 51. A5 IMPLANTADO. A3A'': ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	226
FIGURA 52. A5 IMPLANTADO. A3A'': CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	227
FIGURA 53. A5 IMPLANTADO. A3B'': NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	228
FIGURA 54. A5 IMPLANTADO. A3B'': ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	228
FIGURA 55. A5 IMPLANTADO. A3B'': CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA CADA CASO DE ESTUDIO.	229
FIGURA 56. NIVEL MÁXIMO DE EMBALSE PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON NMN=125.41MSNM.	230
FIGURA 57. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON NMN=125.41MSNM.	230
FIGURA 58. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON NMN=125.41MSNM.	231

FIGURA 59. NIVEL MÁXIMO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON NMN=125.41MSNM.....	232
FIGURA 60. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON NMN=125.41MSNM.	232
FIGURA 61. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON NMN=125.41MSNM.....	233
FIGURA 62. HIDROGRAMAS DE ENTRADA OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD.....	234
FIGURA 63. NIVEL MÁXIMO DEL EMBALSE PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 117.55MSNM.....	234
FIGURA 64. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 117.55MSNM.....	235
FIGURA 65. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 117.55MSNM.....	235
FIGURA 66. NIVEL MÁXIMO DEL EMBALSE PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 125.41MSNM.....	236
FIGURA 67. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 125.41MSNM.....	236
FIGURA 68. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA LA SITUACIÓN ACTUAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 125.41MSNM.....	237
FIGURA 69. NIVEL DE EMBALSE PARA LA SITUACIÓN FINAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 117.55MSNM.....	237
FIGURA 70. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 117.55MSNM.....	238
FIGURA 71. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 117.55MSNM.....	238
FIGURA 72. NIVEL MÁXIMO DEL EMBALSE PARA LA SITUACIÓN FINAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 125.41MSNM.....	239
FIGURA 73. ALTURA DE SOBREVERTIDO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 125.41MSNM.....	239
FIGURA 74. CAUDAL MÁXIMO LAMINADO PARA LA SITUACIÓN FINAL CON HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD Y NIVEL PREVIO A 125.41MSNM.....	240

ÍNDICE DE TABLAS

	Páginas
TABLA 1. CAUDAL PUNTA Y VOLUMEN TOTAL DE LA AVENIDA DE PERÍODO 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000 Y 10000 AÑOS.....	200

A6. ESTUDIO HIDRÁULICO DE LA PRESA: CASO BASE Y MEDIDAS PLANTEADAS

A6.1. INTRODUCCIÓN

La laminación de avenidas es un proceso hidráulico que tiene lugar en los embalses durante la evacuación de riadas. Su objetivo es disminuir la punta de la crecida en magnitud a su paso por el embalse y además retrasarla en el tiempo.

El cálculo está basado en un análisis del balance hidráulico de los volúmenes de agua que entran y se vierten del embalse mientras sobreviene la riada. El caudal entrante se corresponde al dado por el hidrograma de la avenida mientras que el caudal vertido viene dado por el evacuado mediante los órganos de desagüe de la presa. Evidentemente, la diferencia de caudal entrante y vertiente origina una variación de volumen que provoca un cambio en el nivel del embalse. La variación del volumen embalsado (dV) en un elemento diferencial de tiempo (dt), viene expresada mediante la siguiente ecuación de continuidad:

$$dV=(q_a-q_v)dt$$

siendo,

q_a el caudal entrante

q_v el caudal vertido por los órganos de desagüe de la presa.

La variación de volumen en el embalse origina una variación del nivel de altura del agua embalsada (dh). Se debe tener en cuenta que la superficie ocupada por la lámina de agua no varía de manera proporcional con la altura, por tanto, la correspondencia del volumen embalsado con la cota se obtiene gracias a la curva característica del embalse.

Así pues el método numérico iterativo es fácilmente programable para ordenador, pero también puede resolverse de manera gráfica. Éste último procedimiento permite visualizar y entender perfectamente el mecanismo físico de la laminación. Por tanto, en la resolución gráfica la ecuación de continuidad vendría dada por:

$$V_i - V_o = \int_{t_o}^{t_i} (q_a - q_v) dt$$

Que representa el área comprendida entre la curva del hidrograma de la avenida y la de vertidos, definidas ambas en un diagrama caudales-tiempos.

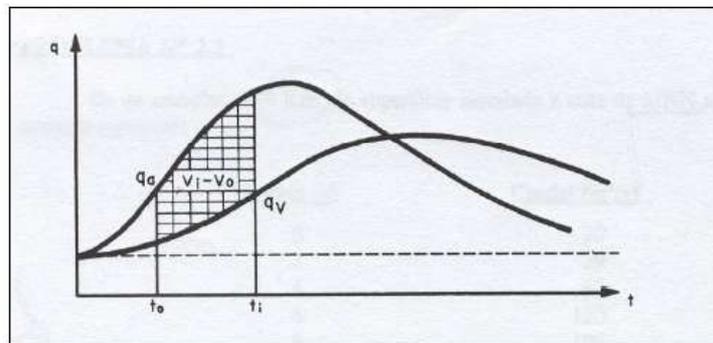


Figura 1. Área comprendida entre la curva del hidrograma de la avenida y la del vertido, en el intervalo de tiempo (t_o,t_i).

También el valor de $\int_{h_o}^{h_i} S dh$ representa la capacidad (V_i-V_o) que tiene el embalse entre los niveles h_o y h_i, lo cual se puede leer a su vez en la curva característica (diagrama volumen-cota de embalse).

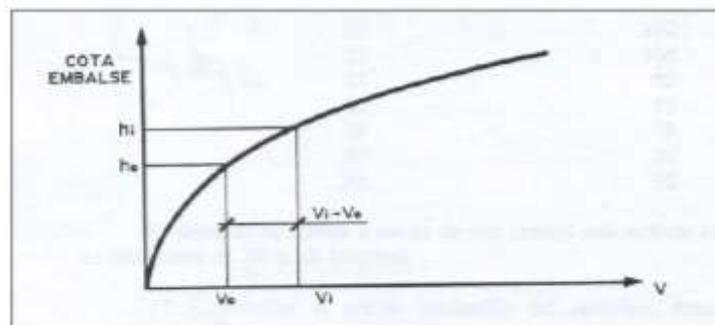


Figura 2. Volumen acumulado en el embalse en el intervalo de tiempo (t_o,t_i).

La resolución de la laminación mediante cualquiera de estos gráficos resulta sencilla y rápida, pero se deben tener en cuenta una serie de aspectos que caracterizan el comportamiento de la laminación.

Las características del fenómeno de la laminación de avenidas son las siguientes:

- Si el caudal vertido es menor que el aportado por la avenida, el volumen diferencial se corresponde al aumento de volumen de agua experimentado por el embalse, es decir, al agua que queda transitoriamente embalsada. En el caso contrario se produce una pérdida de volumen embalsado por lo que decrece el nivel del embalse.
- Cuando el embalse se encuentra en una fase ascendente de nivel, el caudal entrante como consecuencia de la avenida es siempre mayor que el evacuado mediante los órganos de desagüe.
- La ley de caudales vertidos viene dada por la suma de los caudales evacuados por los desagües profundos y los aliviaderos. La expresión es la siguiente:

$$Q_v = q_d + C_d \cdot L_u \cdot h^{3/2}$$

Donde:

q_d es el caudal vertido por los desagües profundos

C_d es el coeficiente de desagüe del vertedero

L_u es la longitud útil del aliviadero

h es el calado vertiente por el aliviadero

- Si en la laminación de la avenida se vierte por desagüe profundo ($q_d \neq 0$), la zona que representa este caudal ocupa la base del diagrama.

- Si cuando se sobreviene la avenida el embalse no ha alcanzado la cota del labio del aliviadero tendrá que llenarse hasta alcanzarla antes de evacuar.

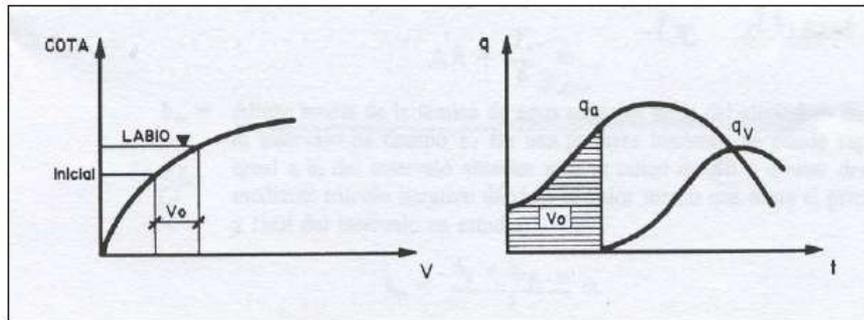


Figura 3. Laminación de una avenida cuando al inicio de esta la cota de embalse es menor a la del umbral del aliviadero.

- El punto donde las curvas q_a y q_v se intersectan se corresponde con la punta máxima de caudal vertido (q_v máximo).
- Desde el caudal máximo desaguado, los caudales del aliviadero son superiores a los naturales.
- En vertederos con labio fijo la curva q_v inicia con tangente horizontal cuando comienza el vertido, es decir, todos los caudales del aliviadero son menores que los naturales.

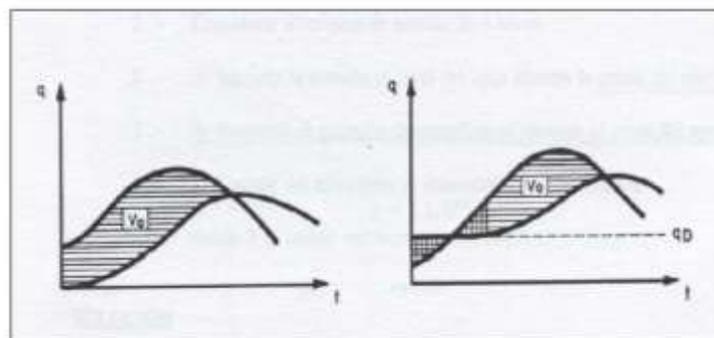


Figura 4. Laminación de una crecida con vertedero de lámina libre (labio fijo) y con vertedero con compuertas.

A6.2. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA EN LA SITUACIÓN ACTUAL TOMANDO COMO NMN 117.55msnm

En este apartado, la laminación de avenidas se calculará para los distintos periodos de retorno considerados ($T=10$, $T=25$, $T=50$, $T=100$, $T=500$, $T=1000$, $T=5000$ Y $T=10000$ años) y para cada combinación de funcionamiento de los órganos de desagüe, suponiendo que el nivel previo del embalse se sitúa en el 117.55. El volumen correspondiente a dicha cota es de 15827082 m³.

Para el cálculo de la laminación se han considerado las premisas de las Normas de Explotación:

- El desagüe de fondo no se tendrá en cuenta para la laminación de avenidas, a tal efecto sólo se utilizará el aliviadero.
- El caudal a desaguar no podrá superar, en ningún caso, el caudal de entrada al embalse.
- Se considera la toma de decisión de apertura de compuerta cada 10 minutos.

Los datos básicos a tener en cuenta son las características geométricas de la presa, la curva característica y los hidrogramas de entrada al embalse para los distintos periodos de retorno a estudiar.

Los datos más significativos del hidrograma son el volumen total, el caudal punta y cuándo se produce este. A continuación se muestra una gráfica con los hidrogramas para los períodos de retorno considerados:

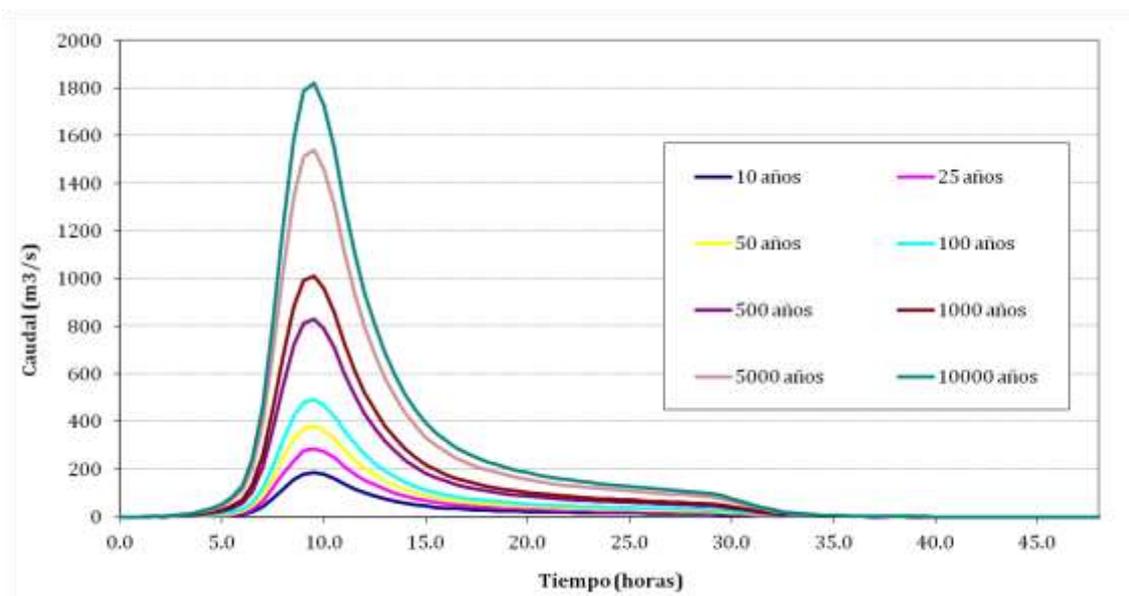


Figura 5. Hidrograma para la avenida de T=10, T=25, T=50, T=100, T=500, T=1000, T=5000 Y T=10000 años.

Tabla 1. Caudal punta y volumen total de la avenida de período 10, 25, 50, 100, 500, 1000, 5000 y 10000 años.

T (años)	PAE	Caudal punta (m3/s)	Volumen total (hm3)
10	0.1	184.69	7.37
25	0.04	286.15	11.00
50	0.02	380.83	14.20
100	0.01	492.85	17.88
500	0.002	830.81	28.43
1000	0.001	1010.40	33.86
5000	0.0002	1541.01	49.90
10000	0.0001	1821.38	58.38

A continuación se ha realizado la laminación de avenidas para el estado actual y con nivel previo 117.55m.s.n.m. de la presa utilizando para ello el programa Excel.

Las siguientes figuras muestran el caudal laminado por la presa, mientras tiene lugar la avenida, para los distintos periodos de retorno así como las cotas alcanzadas en el embalse. También se tiene en consideración el posible fallo de una o ambas compuertas del aliviadero.

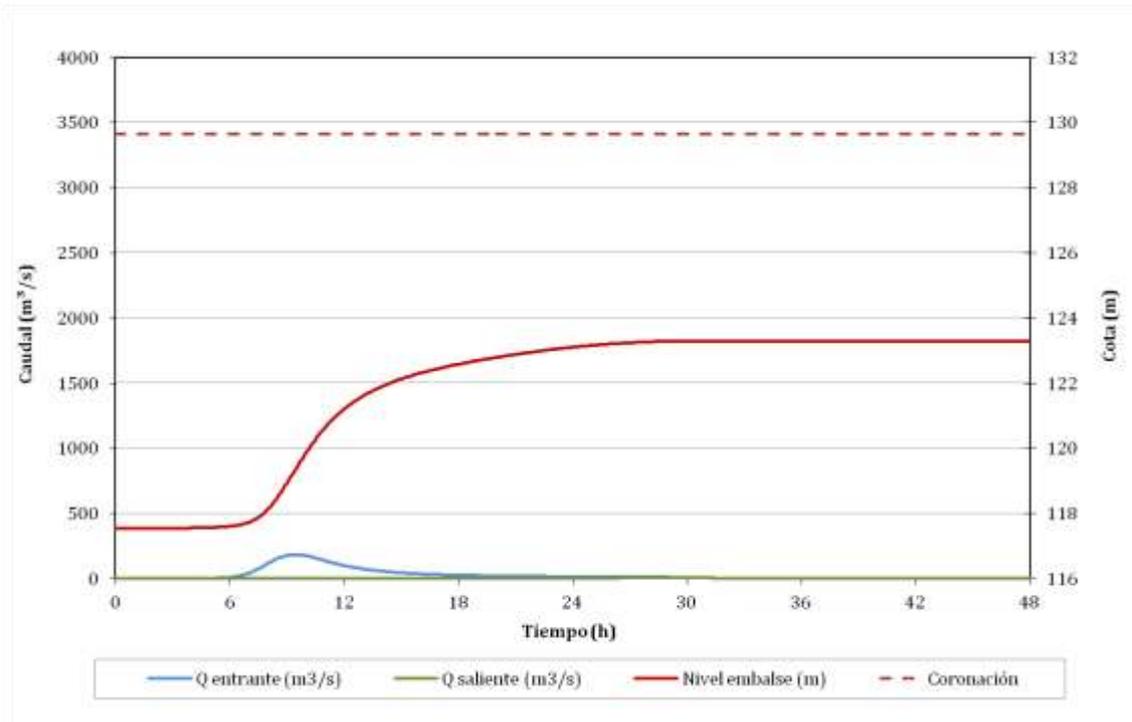


Figura 6. Laminación para T=10 años y OpA=2, OpDF=0.

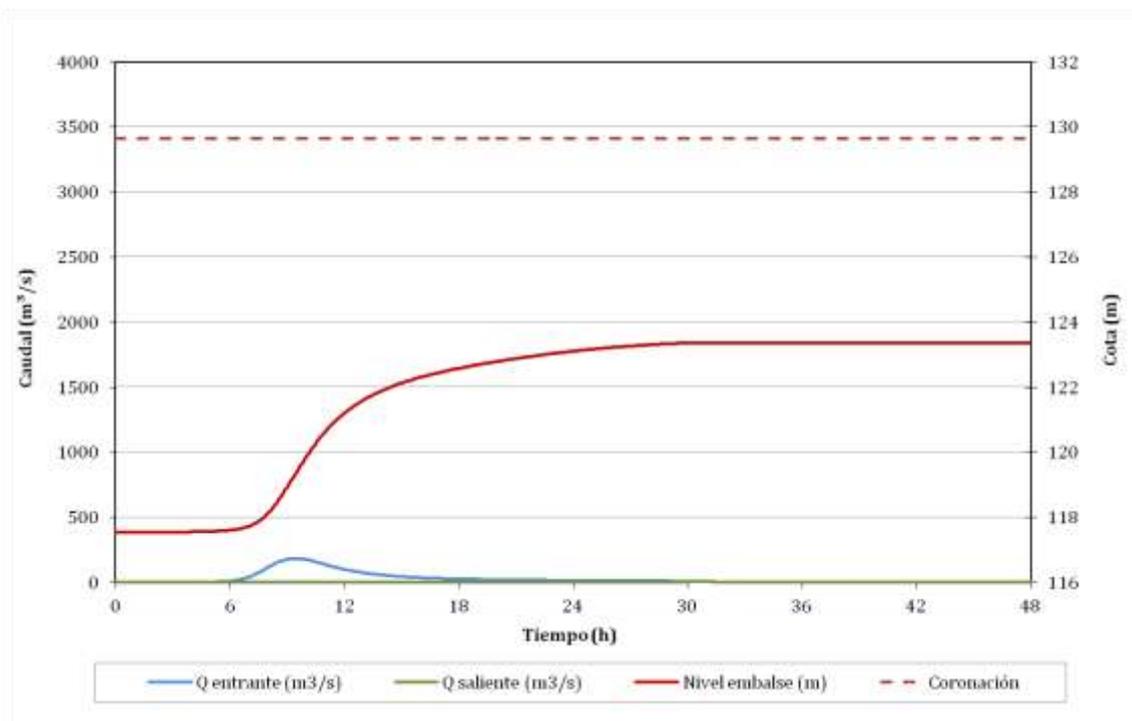


Figura 7. Laminación para T=10 años y OpA=1, OpDF=0.

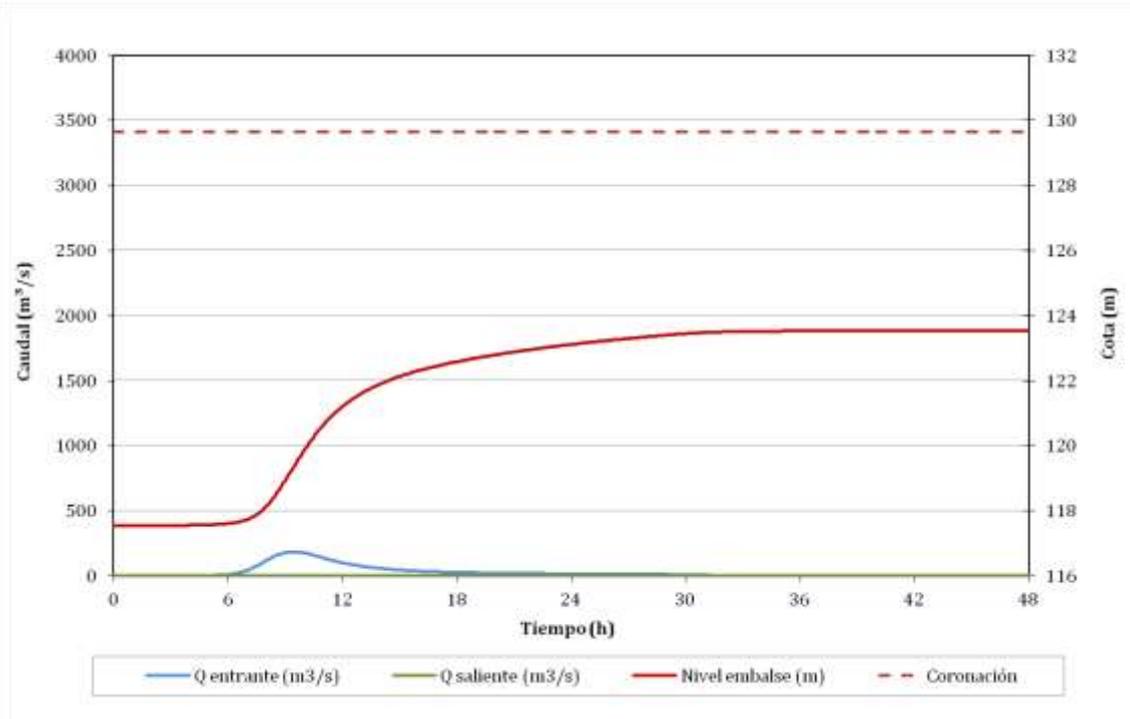


Figura 8. Laminación para T=10 años y OpA=0, OpDF=0.

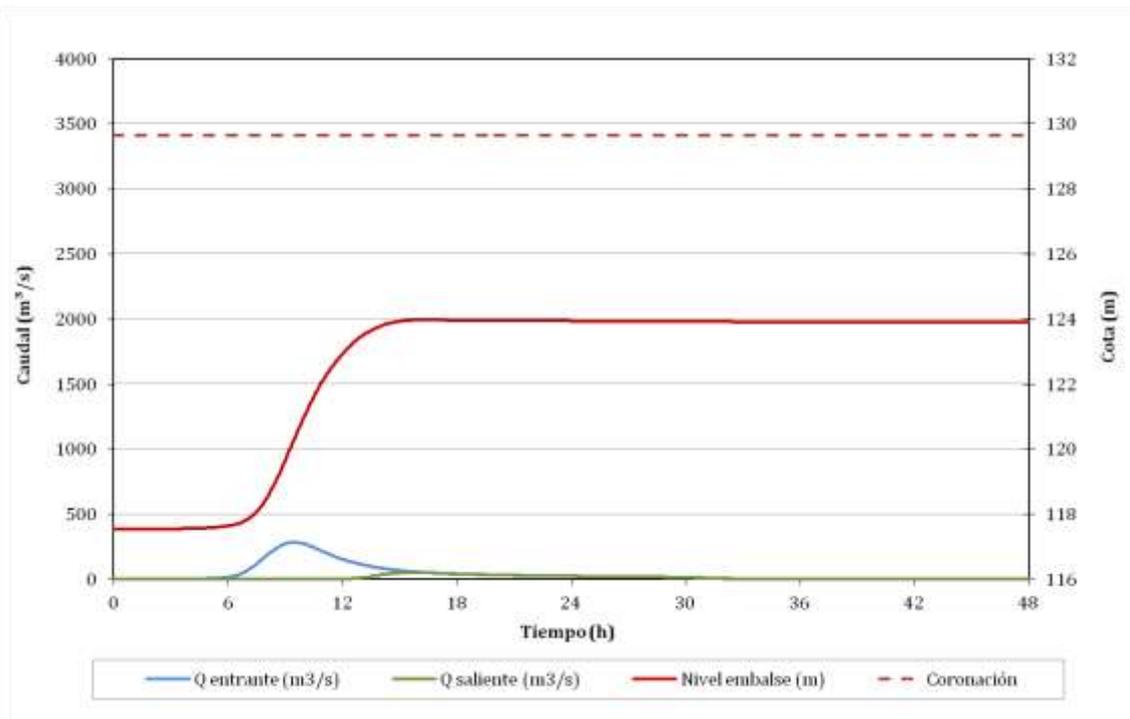


Figura 9. Laminación para T=25 años y OpA=2, OpDF=0.

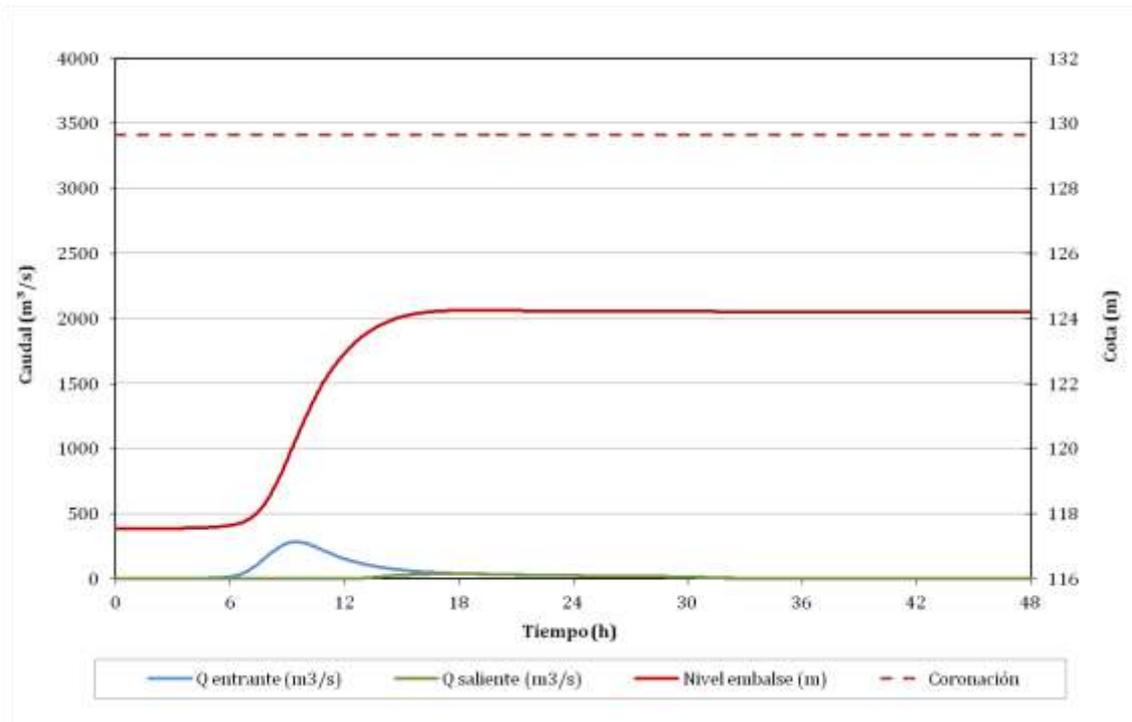


Figura 10. Laminación para T=25 años y OpA=1, OpDF=0.

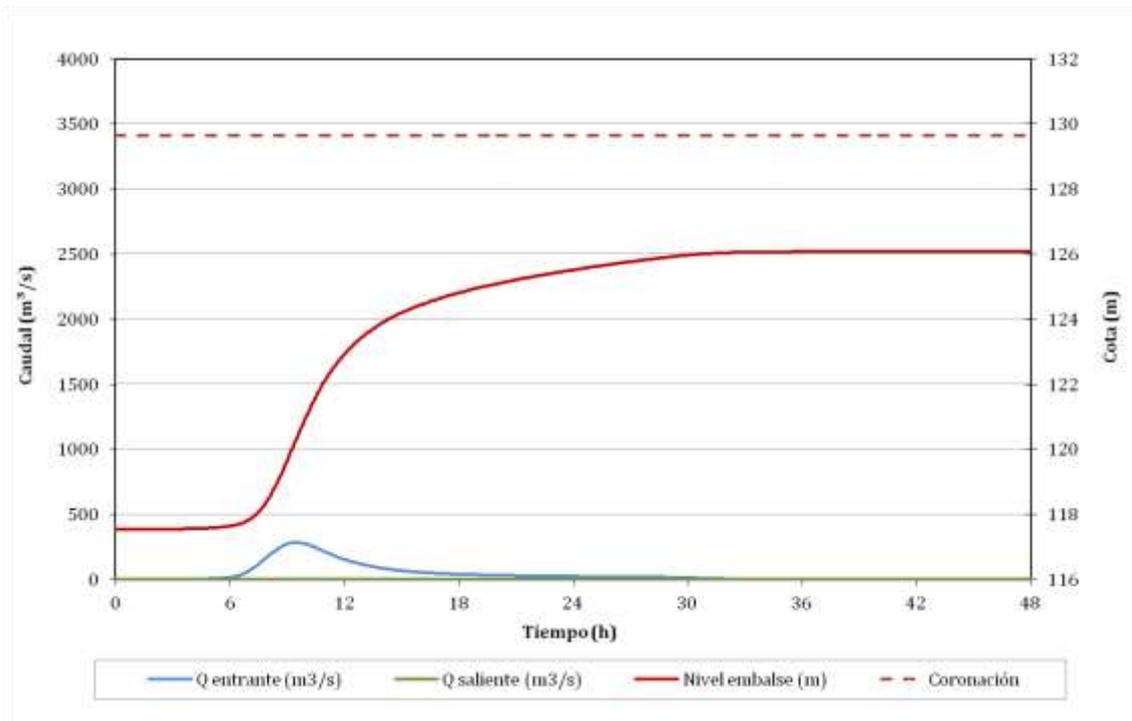


Figura 11. Laminación para T=25 años y OpA=0, OpDF=0.

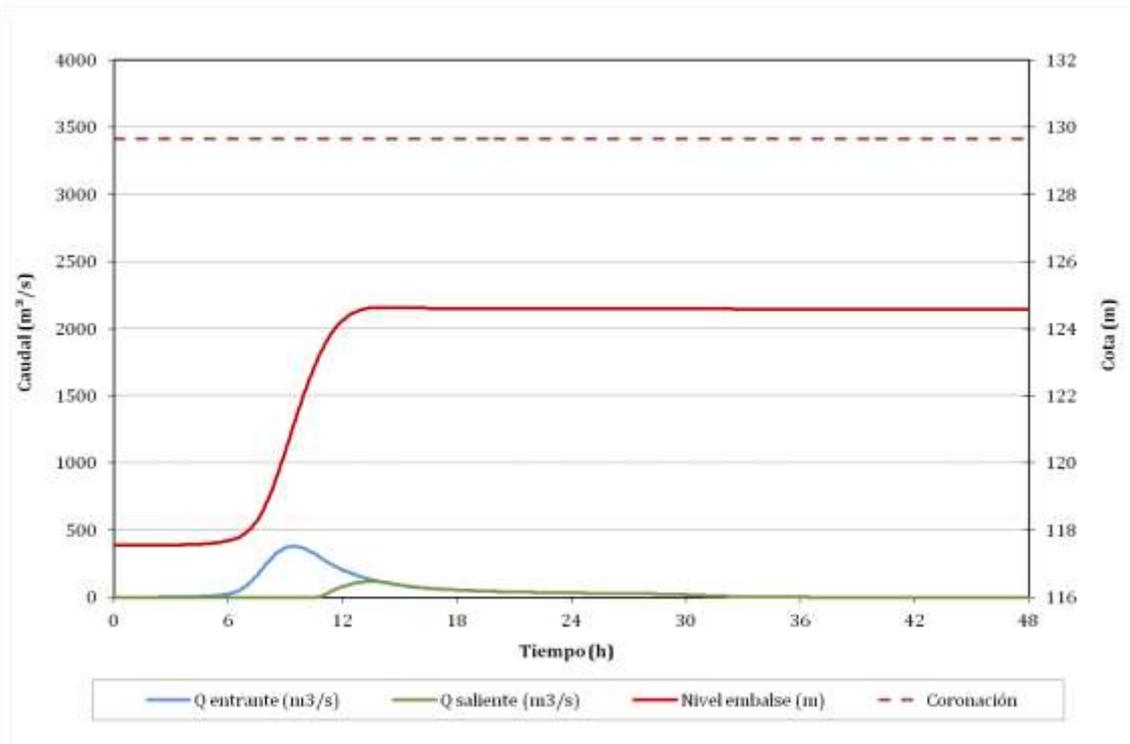


Figura 12. Laminación para T=50 años y OpA=2, OpDF=0.

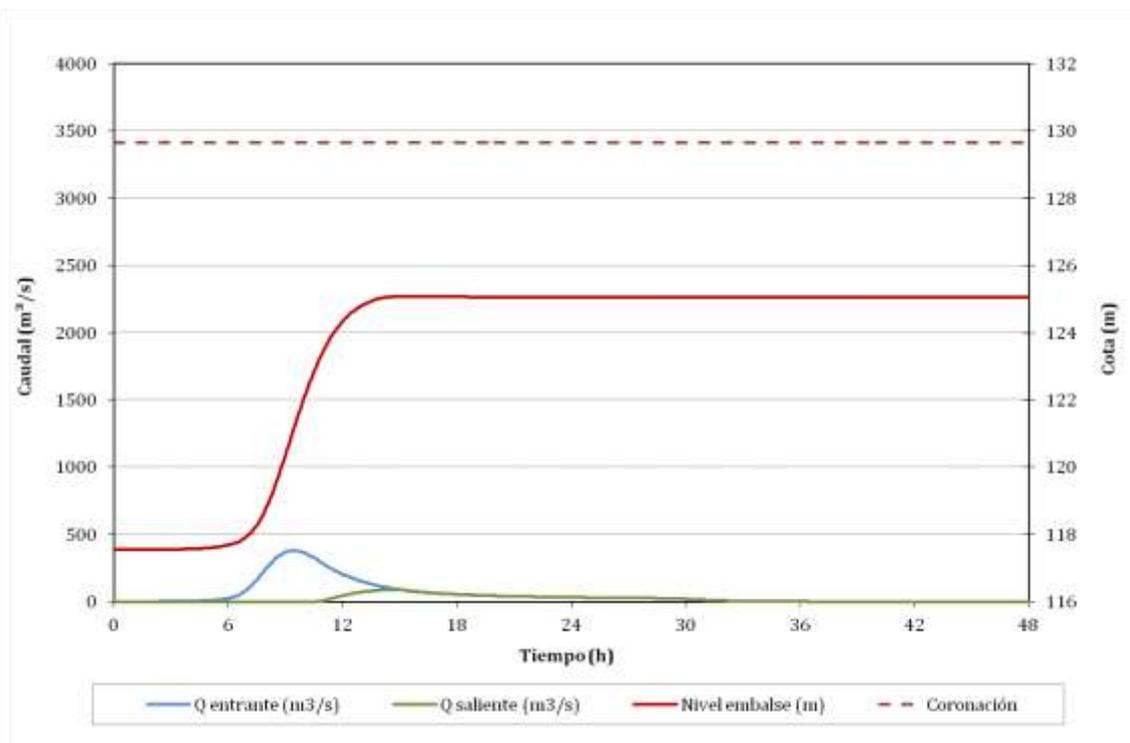


Figura 13. Laminación para T=50 años y OpA=1, OpDF=0.

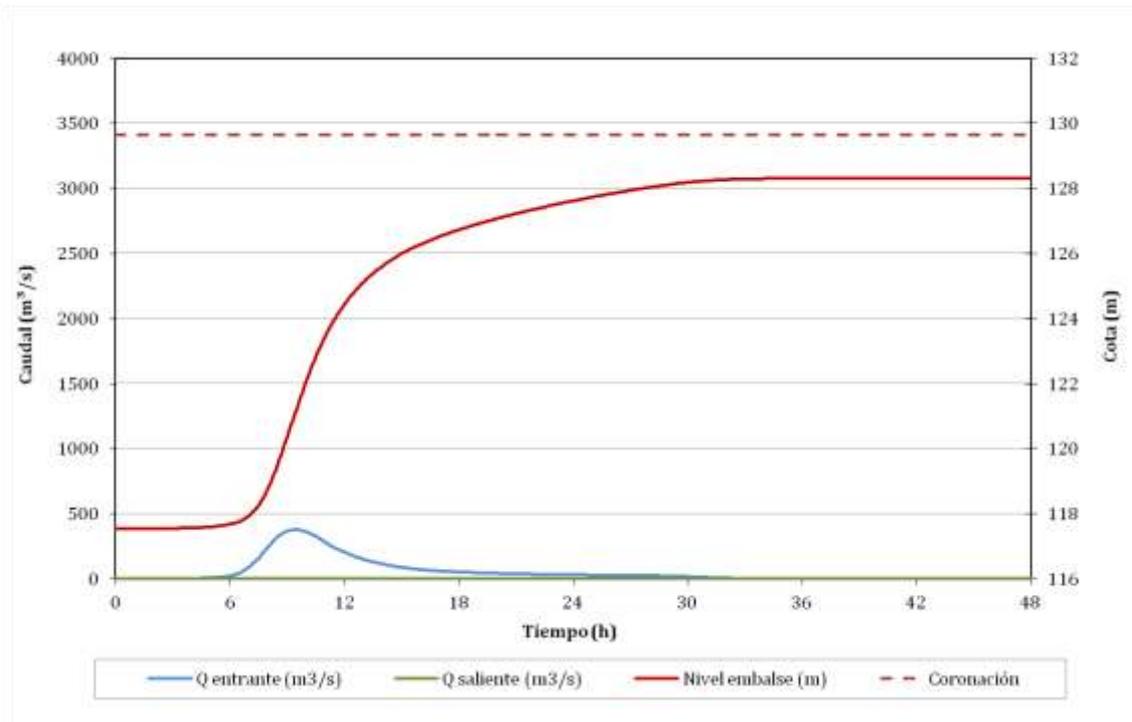


Figura 14. Laminación para T=50 años y OpA=0, OpDF=0.

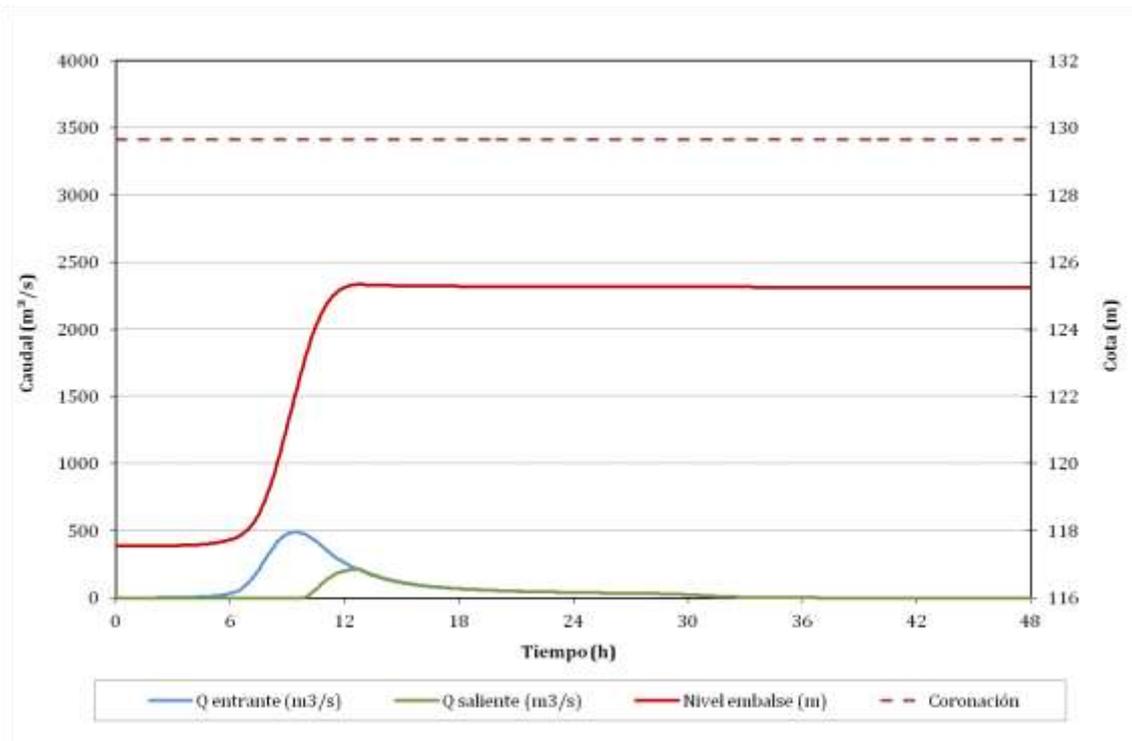


Figura 15. Laminación para T=100 años y OpA=2, OpDF=0.

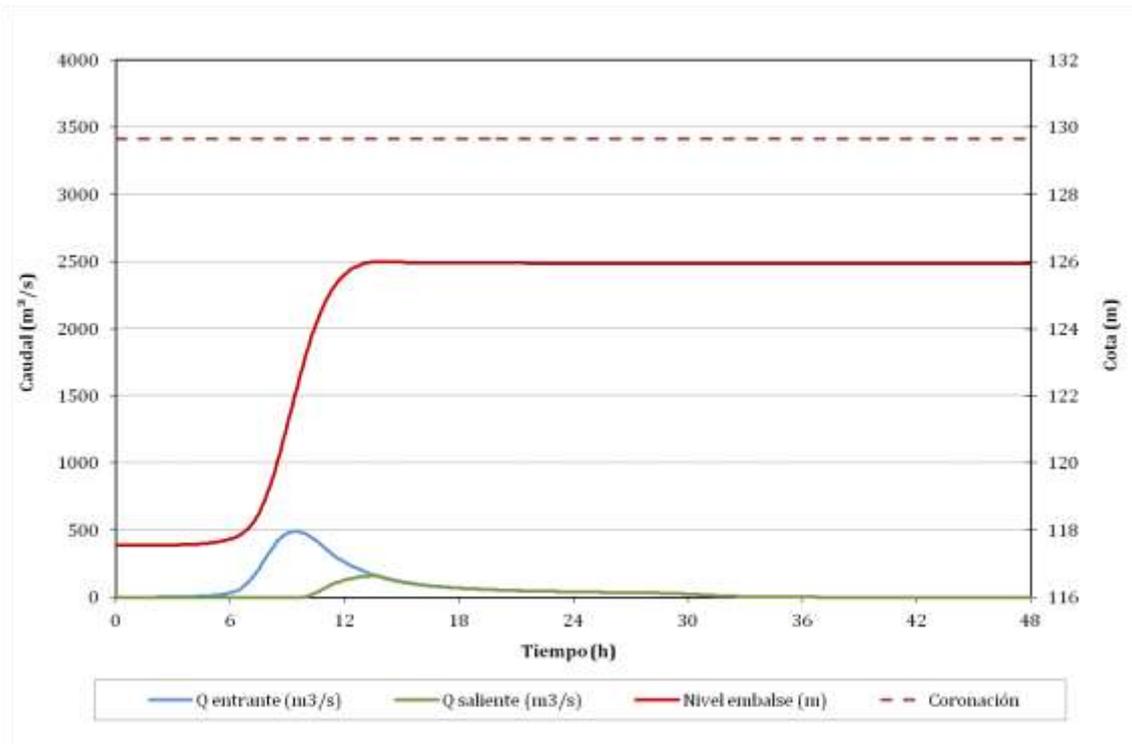


Figura 16. Laminación para T=100 años y OpA=1, OpDF=0.

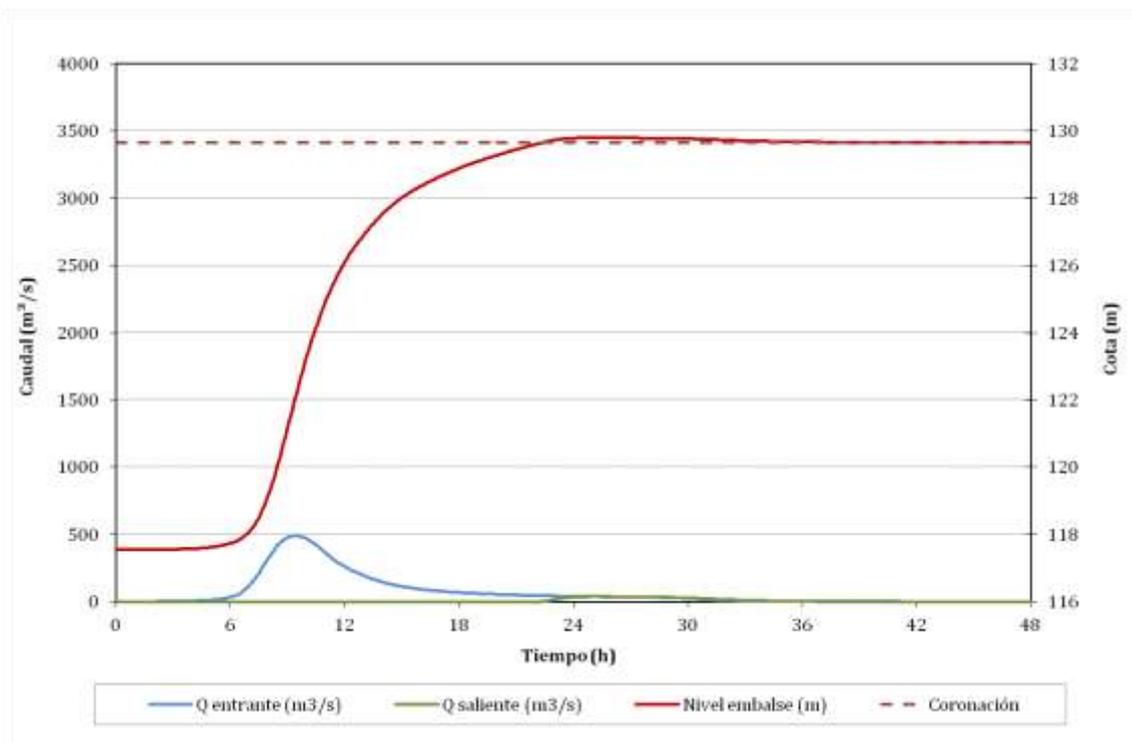


Figura 17. Laminación para T=100 años y OpA=0, OpDF=0.

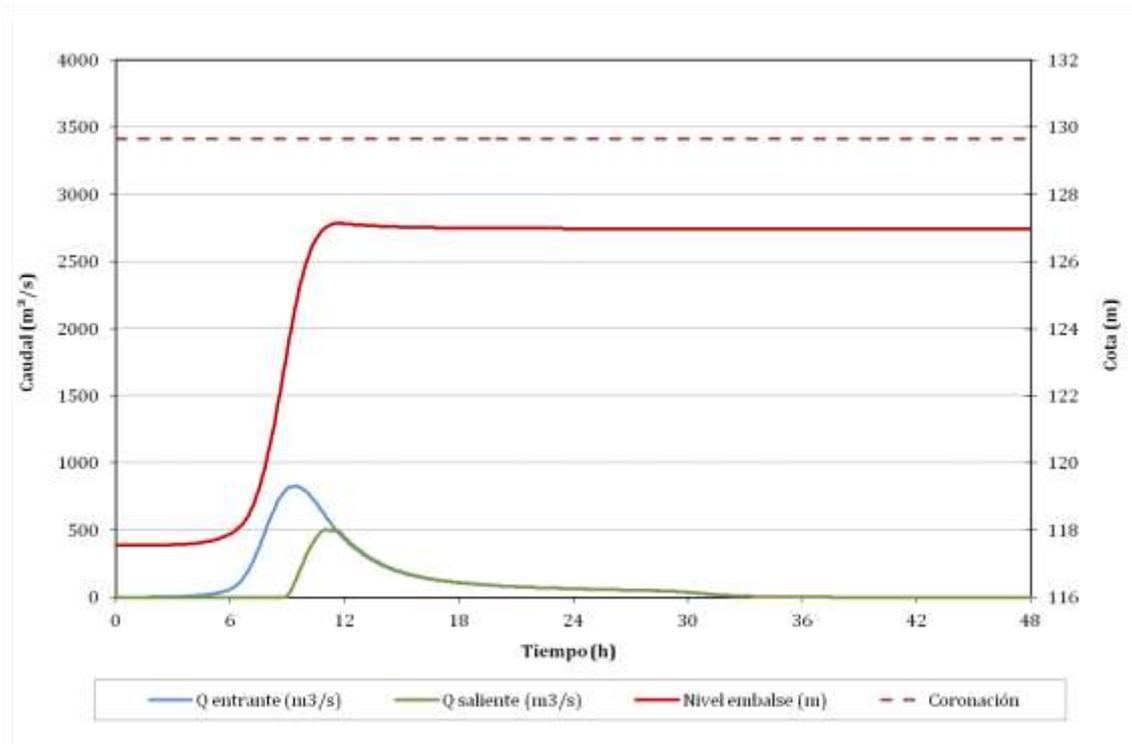


Figura 18. Laminación para T=500 años y OpA=2, OpDF=0.

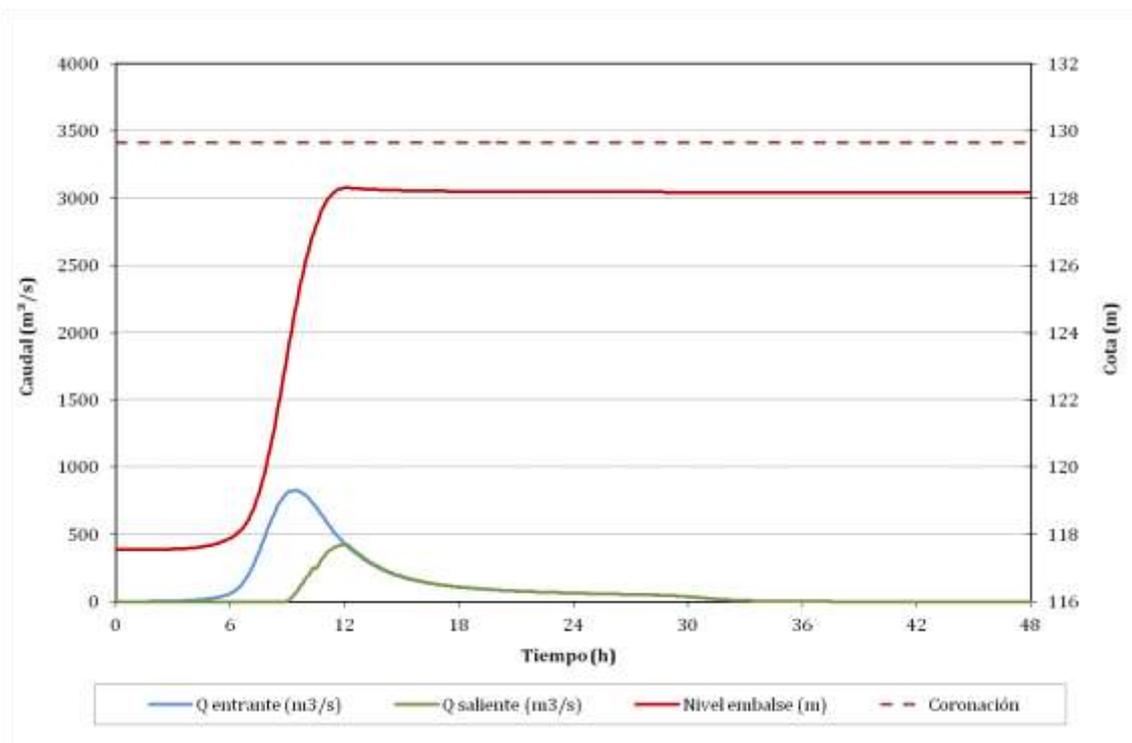


Figura 19. Laminación para T=500 años y OpA=1, OpDF=0.

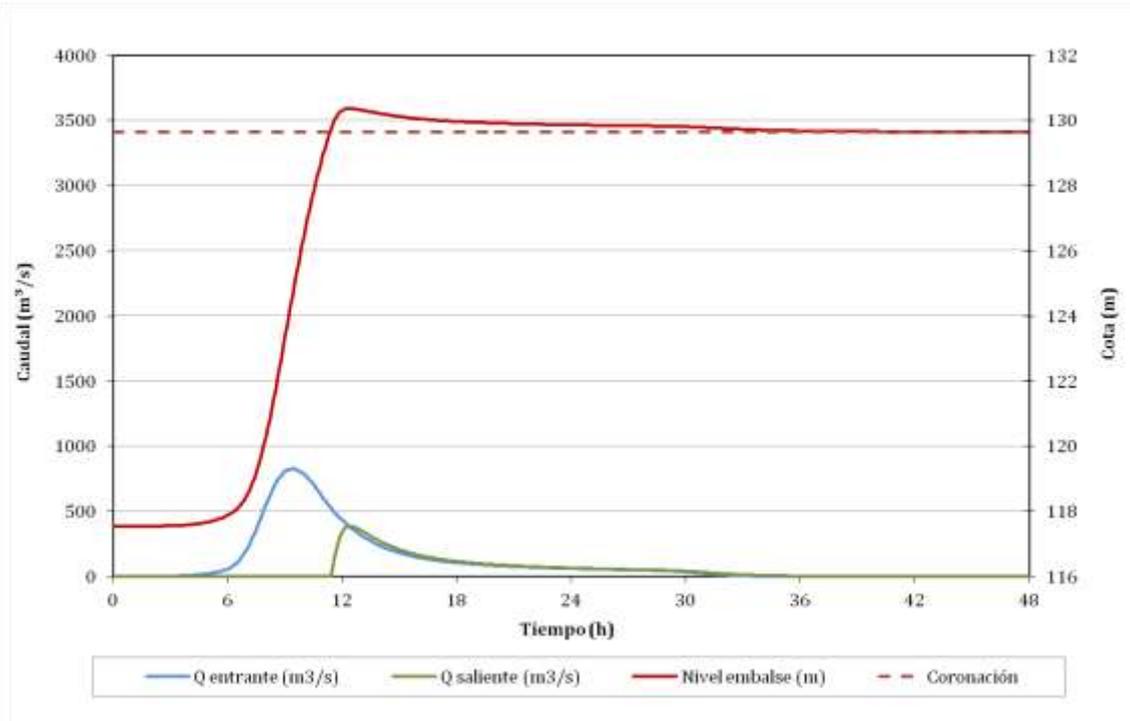


Figura 20. Laminación para T=500 años y OpA=0, OpDF=0.

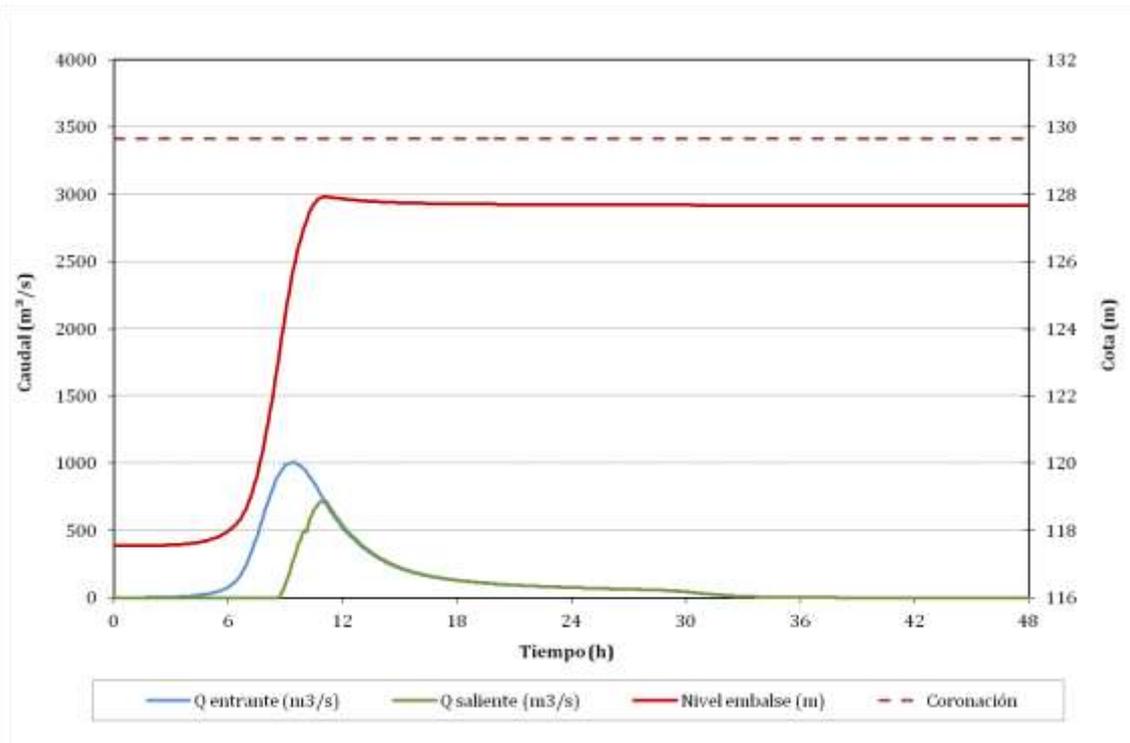


Figura 21. Laminación para T=1000 años y OpA=2, OpDF=0.

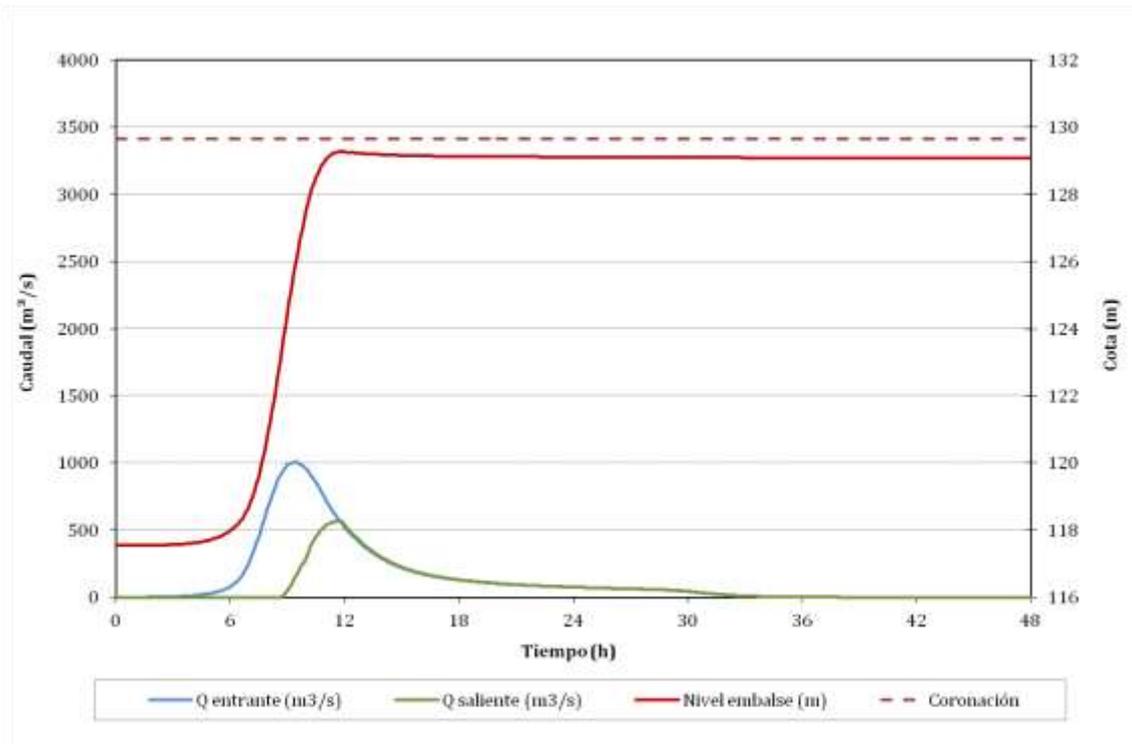


Figura 22. Laminación para $T=1000$ años y $OpA=1$, $OpDF=0$.

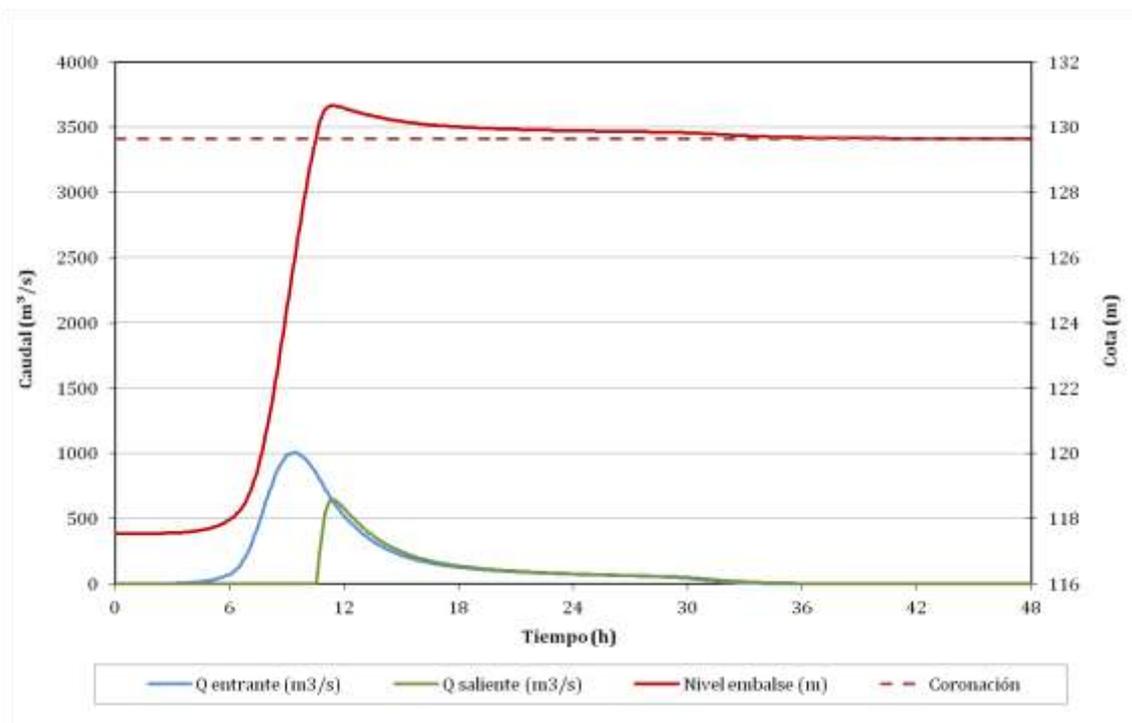


Figura 23. Laminación para $T=1000$ años y $OpA=0$, $OpDF=0$.

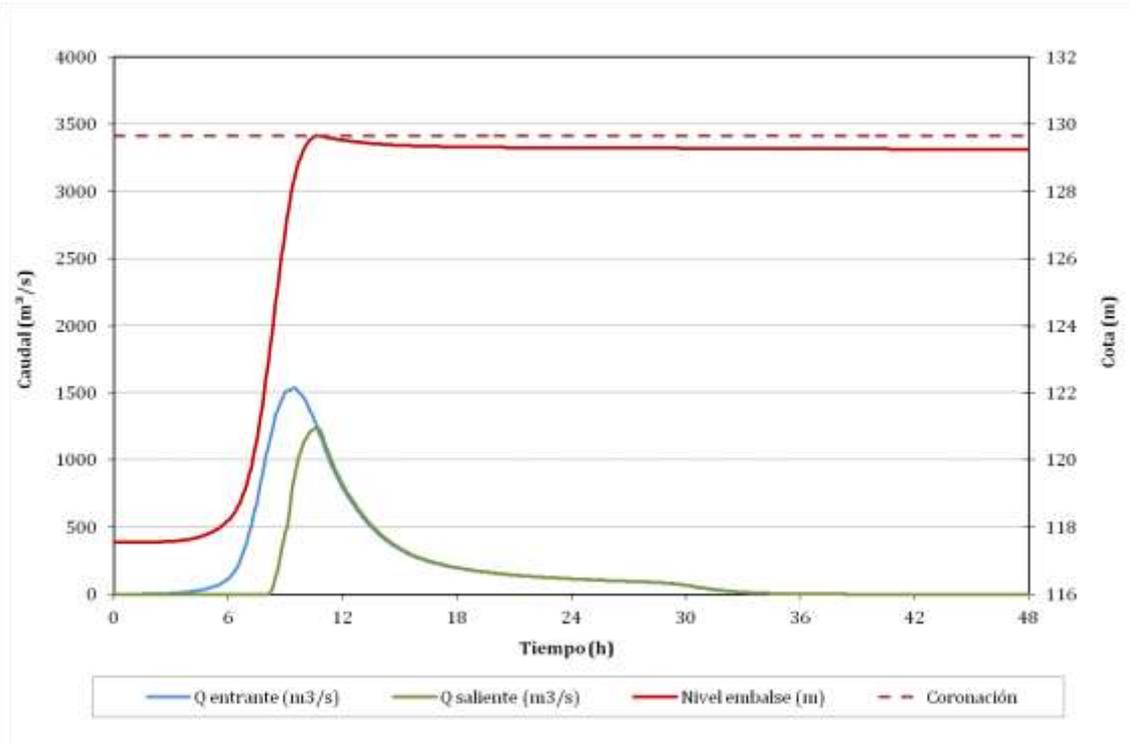


Figura 24. Laminación para T=5000 años y OpA=2, OpDF=0.

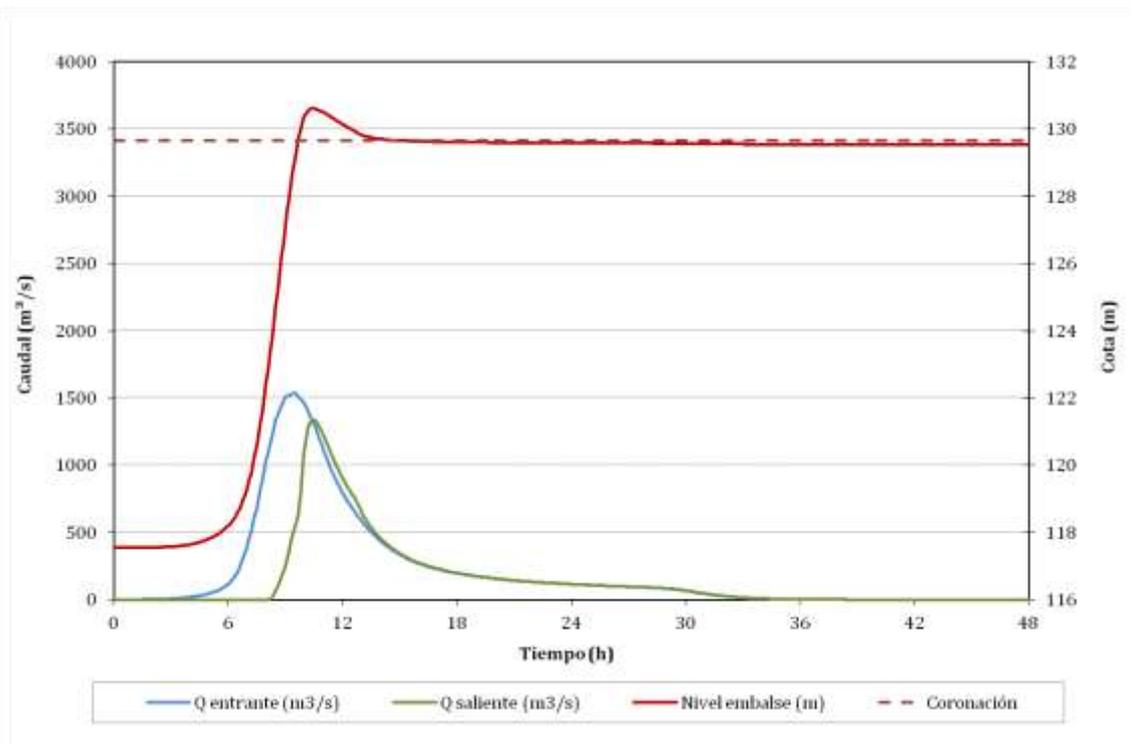


Figura 25. Laminación para T=5000 años y OpA=1, OpDF=0.

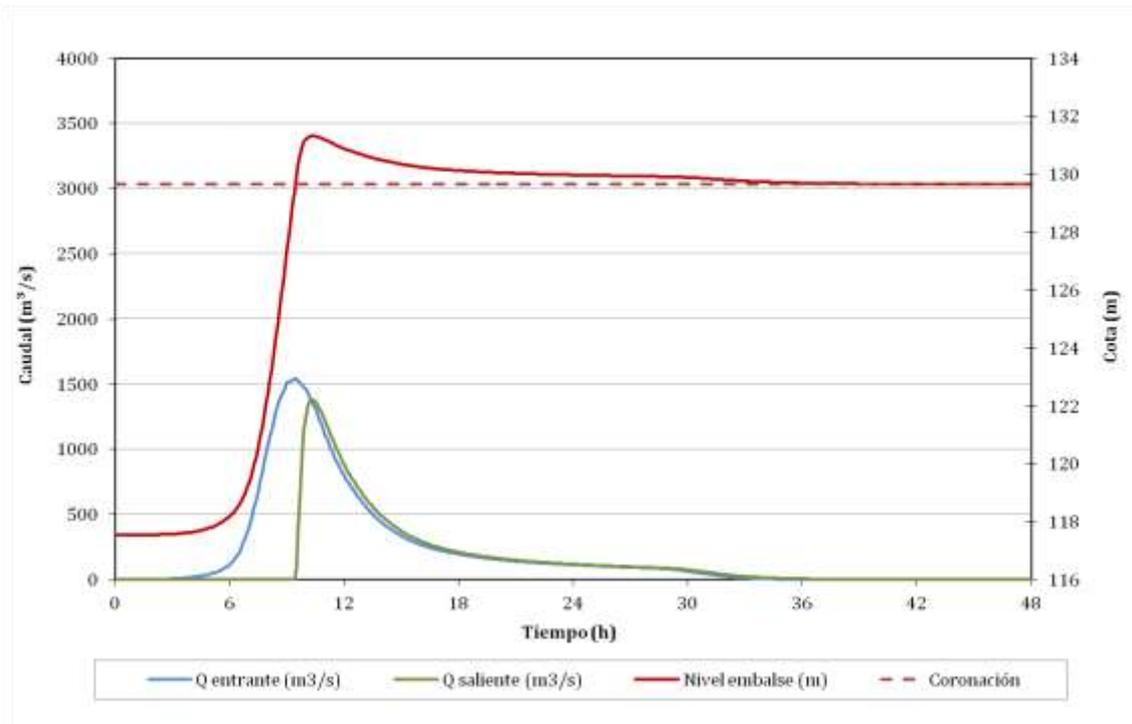


Figura 26. Laminación para T=5000 años y OpA=0, OpDF=0.

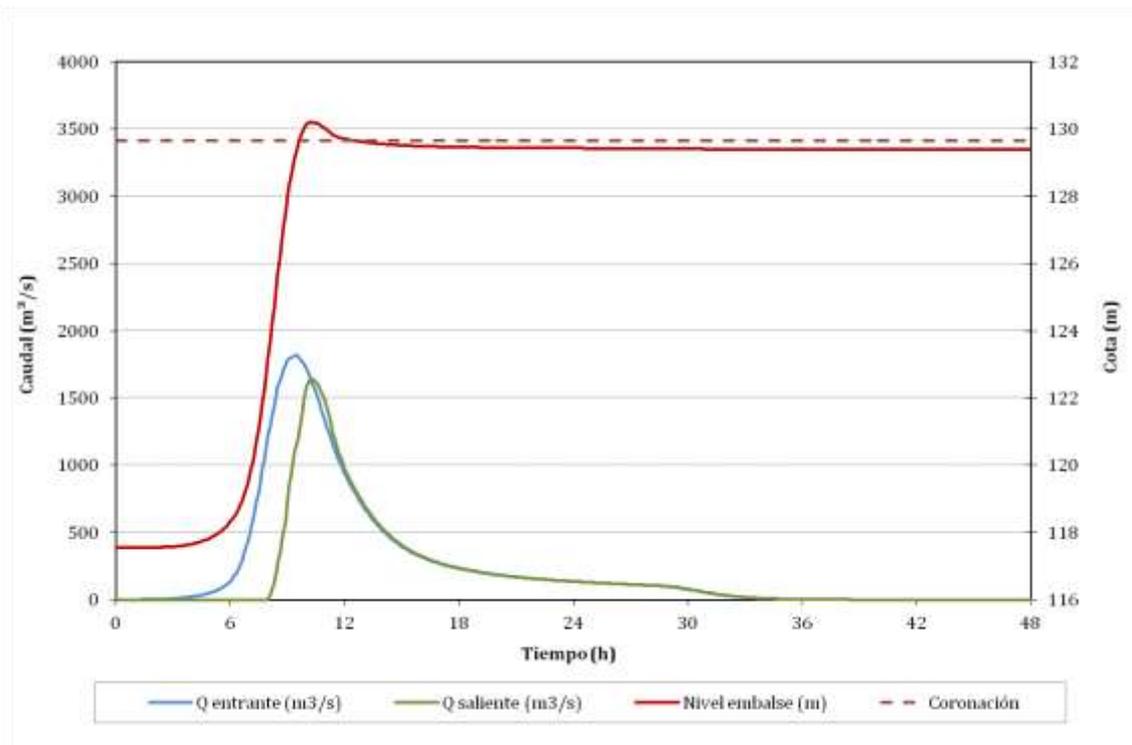


Figura 27. Laminación para T=10000 años y OpA=2, OpDF=0.

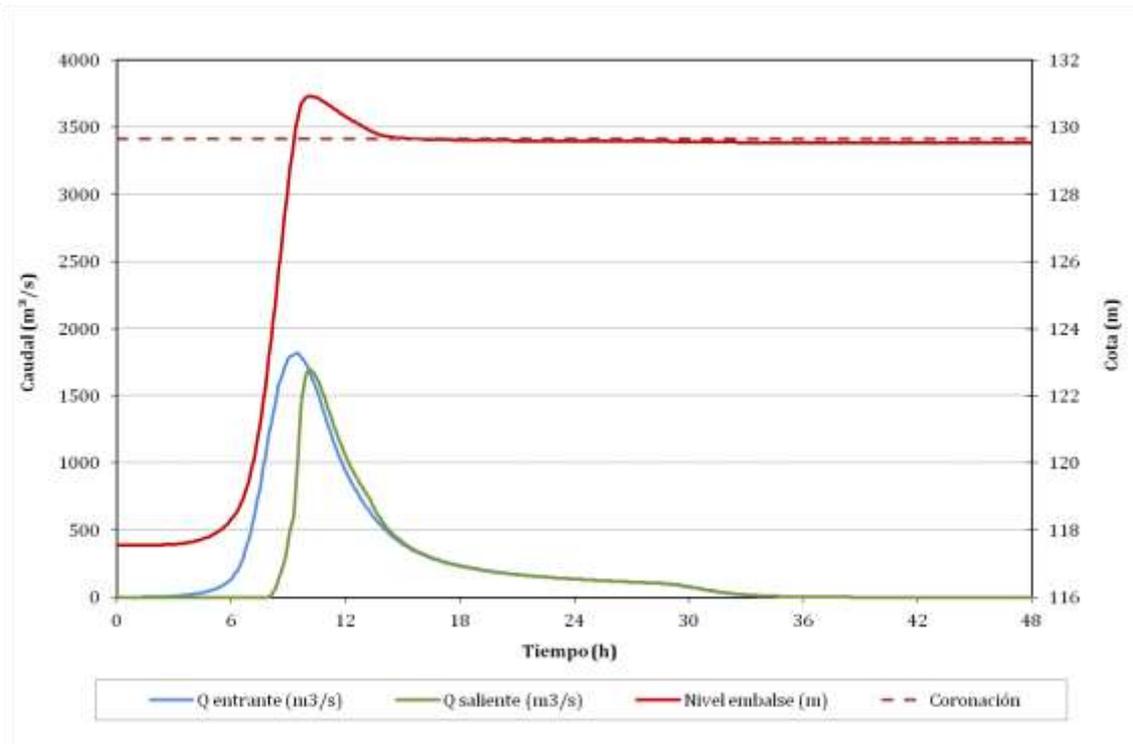


Figura 28. Laminación para T=10000 años y OpA=1, OpDF=0.

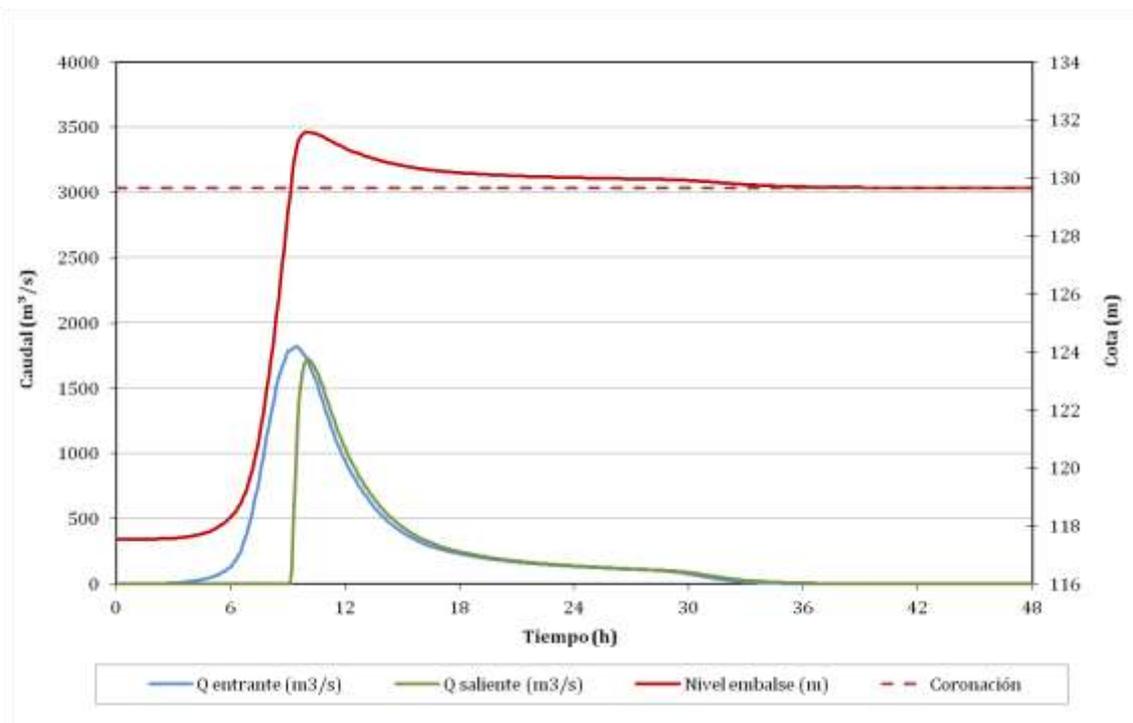


Figura 29. Laminación para T=10000 años y OpA=0, OpDF=0.

Por último, se muestra a modo de resumen las alturas de sobrevertido que se producen en cada uno de los casos evaluados:

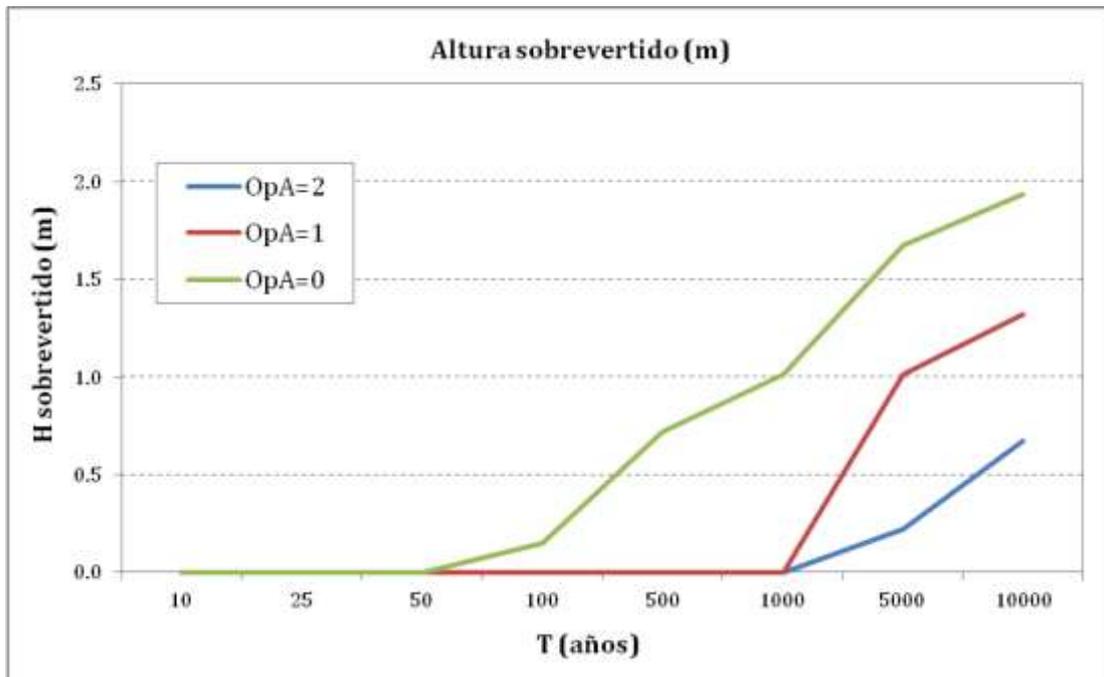


Figura 30. Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

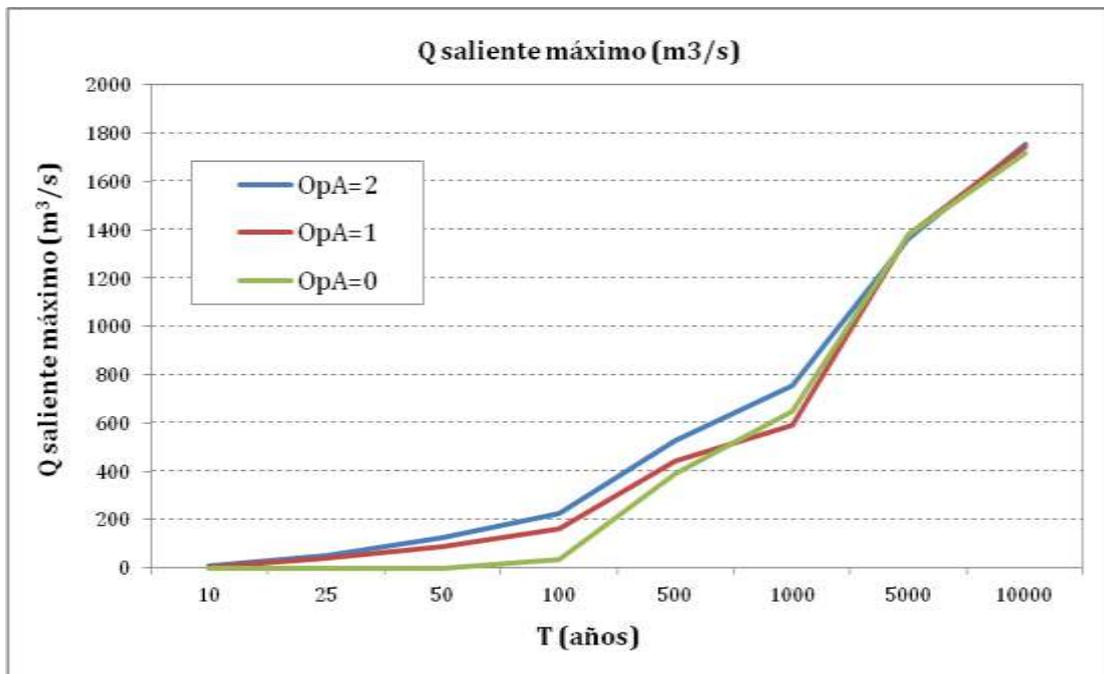


Figura 31. Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

A la vista de los resultados anteriores, se concluye que la presa, no considerando resguardos adicionales, no cumpliría el Reglamento Técnico de Seguridad de 1996, ya que para el caso de la avenida de proyecto se produce vertido por sobre coronación.

A6.3. ALTERNATIVA 2: ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AUMENTANDO EL RESGUARDO

La medida correctora planteada de aumento del resguardo modifica el estudio de laminación del caso base, ya que, en con esta medida, el nivel previo se sitúa a cota 116.5msnm. Los resultados se muestran en las siguientes figuras. En primer lugar se observan los niveles máximos que alcanza el embalse para cada uno de los casos evaluados:

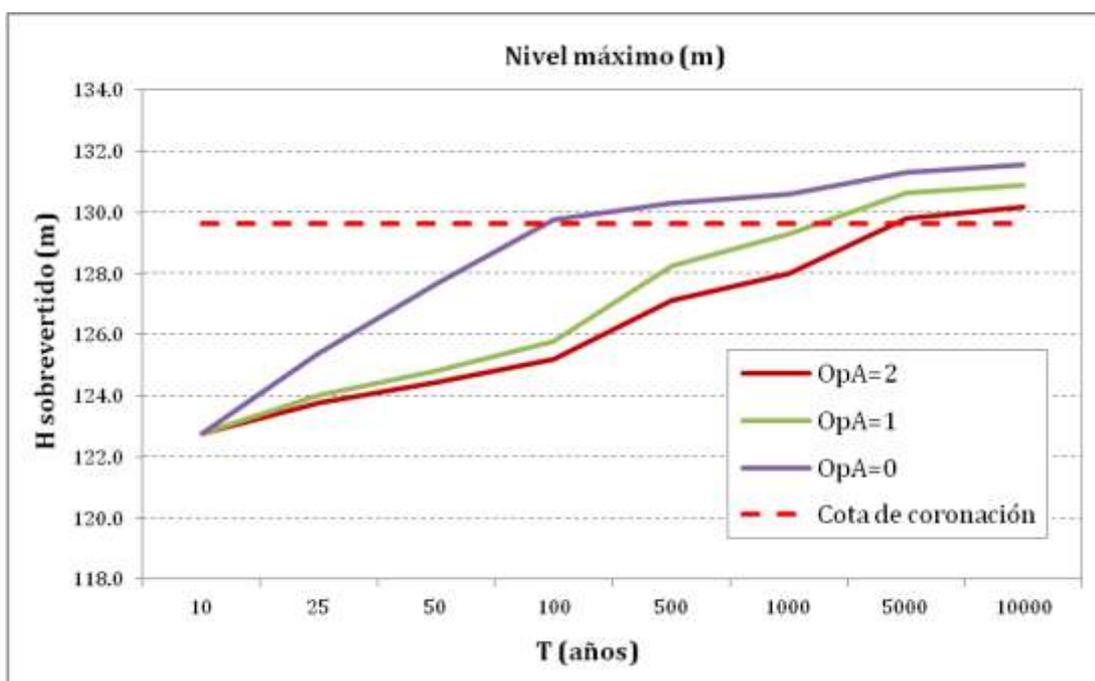


Figura 32. Alternativa 2: Nivel máximo del embalse.

La Figura 33 muestra con mayor detalle la altura de sobrevuerto que se alcanza en varios de los casos estudiados. A la vista de los resultados, se concluye que la presa, no considerando resguardos adicionales, no cumpliría el Reglamento Técnico de Seguridad de 1996, ya que para el caso de la avenida extrema se produce vertido por sobrecoronación.

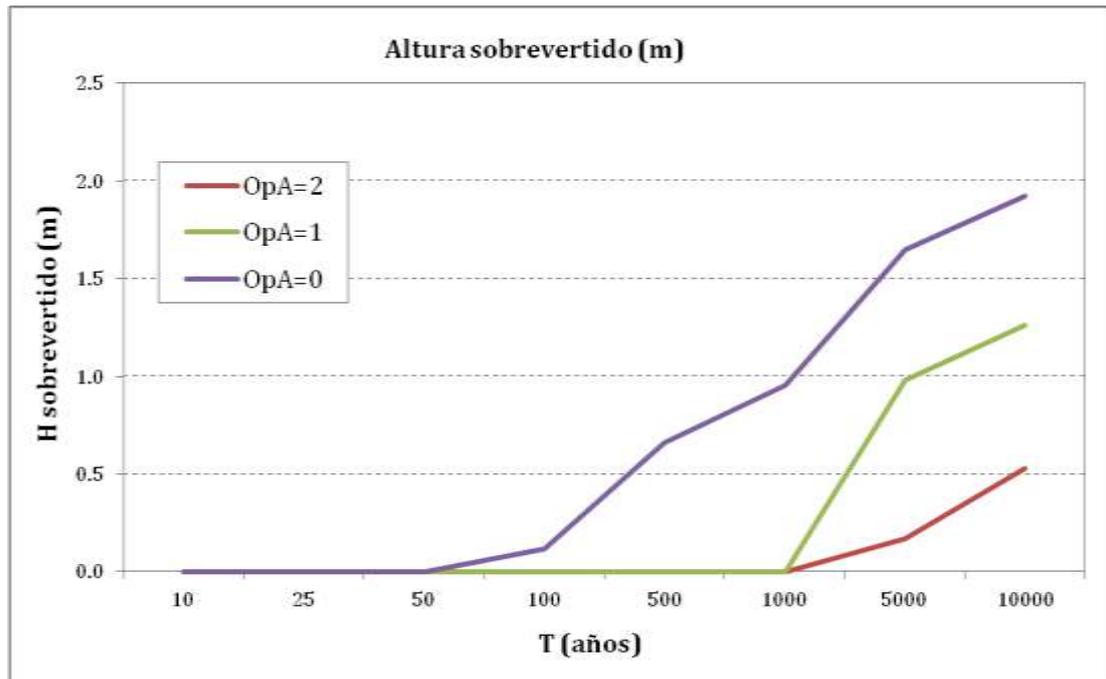


Figura 33. Alternativa 2: Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

La Figura 34 muestra los caudales pico vertidos de manera conjunta por los órganos de desagüe como por coronación.

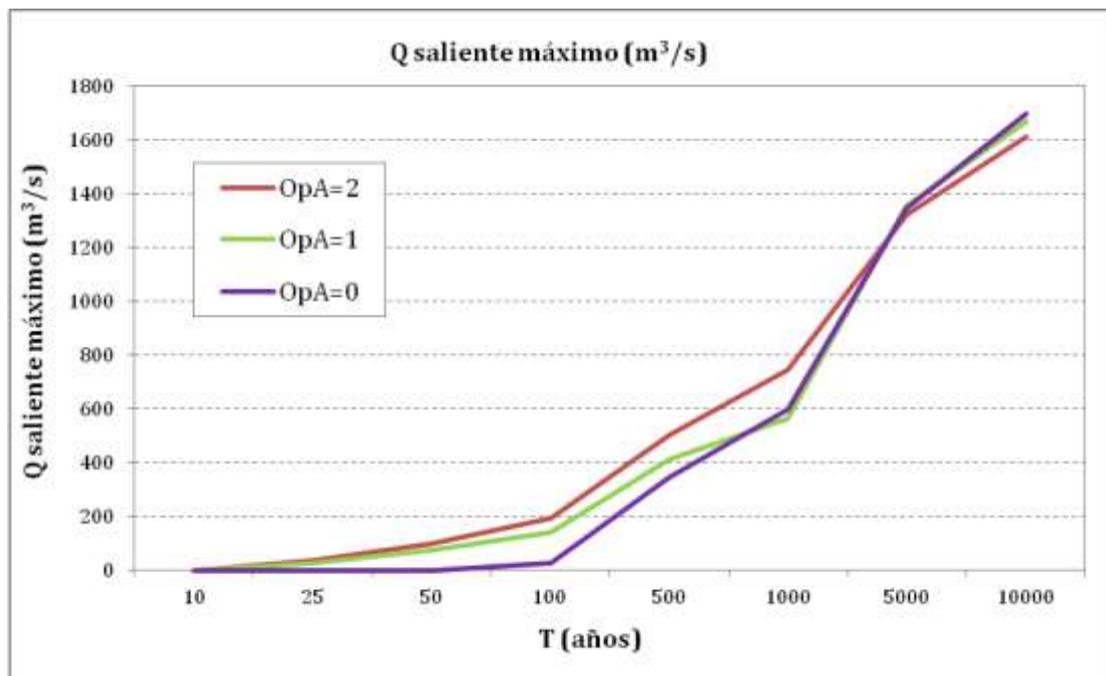


Figura 34. Alternativa 2: Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

A6.4. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AMPLIANDO LA CAPACIDAD DE DESAGÜE MEDIANTE REBAJE DE LABIO (ALTERNATIVA 3a)

La medida planteada de aumento de la capacidad del aliviadero mediante un rebaje de la cota umbral del mismo modifica la laminación del caso base. En este caso la cota del labio se sitúa a 120manm. Además se modifica la curva de gasto con las nuevas condiciones del vano. Los resultados de la laminación se muestran en las siguientes gráficas. La primera muestra el nivel máximo alcanzado por el embalse en cada uno de los casos estudiados.

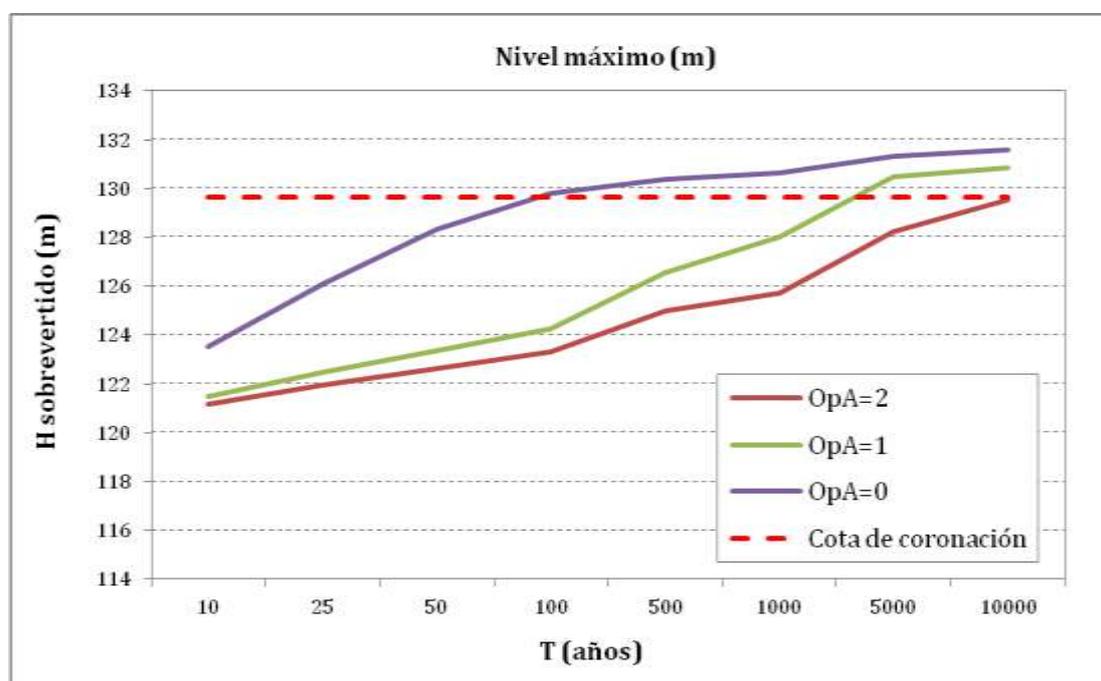


Figura 35. Alternativa 3a: Nivel máximo del embalse para cada caso de estudio.

La Figura 36 muestra las alturas de sobrevvertido que se producen, se observa que para el funcionamiento correcto de ambas compuertas no se genera sobrevvertido por coronación. Por tanto, se concluye que la presa laminaría la avenida extrema sin producir sobrevvertido, siempre y cuando ambas compuertas funcionen correctamente.

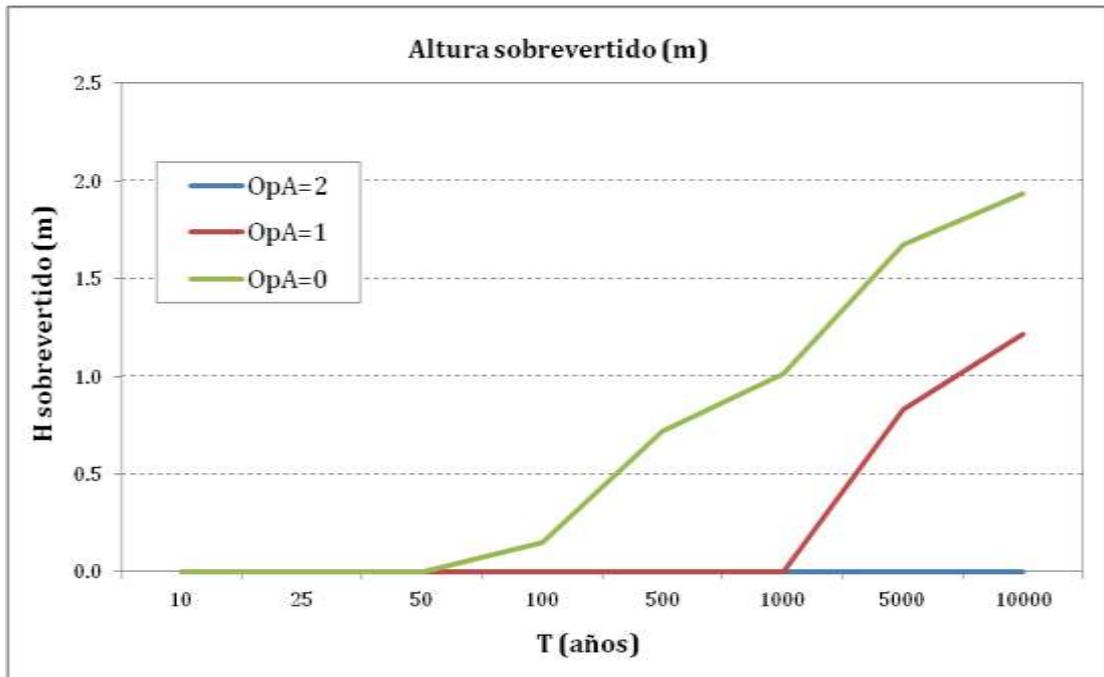


Figura 36. Alternativa 3a: Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

Por último, la Figura 37 muestra el caudal máximo evacuado en cada uno de los casos evaluados:

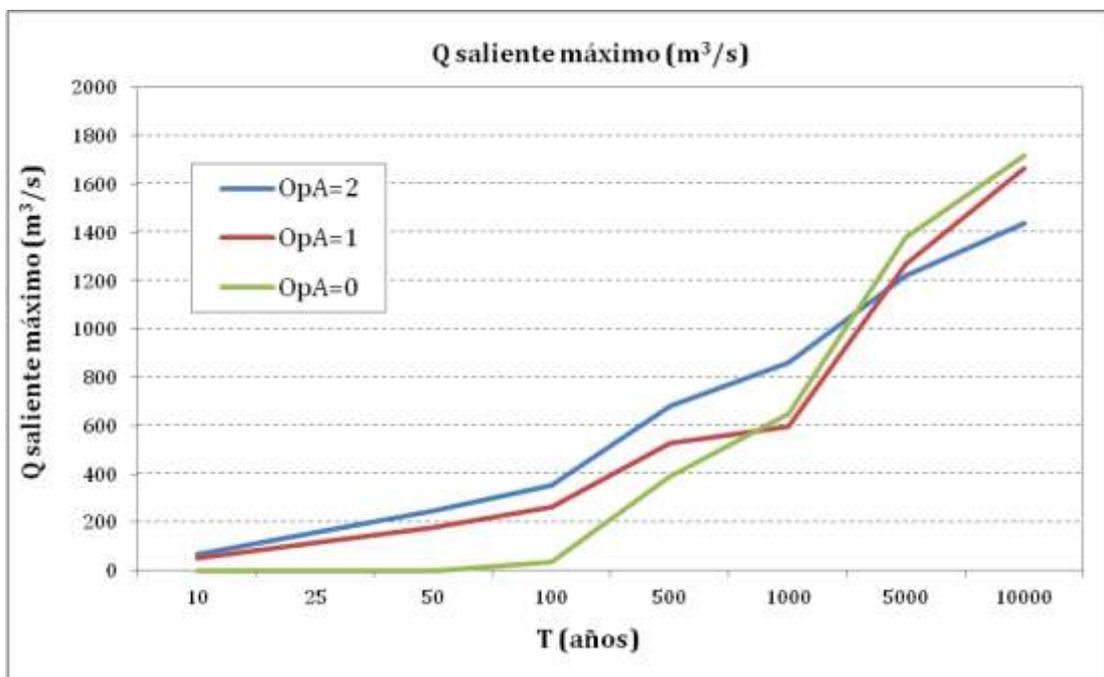


Figura 37. Alternativa 3a: Caudal máximo saliente para cada caso de estudio.

A6.5. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AMPLIANDO LA CAPACIDAD DE DESAGÜE MEDIANTE 2 NUEVOS VANOS DE 15x4 (ALTERNATIVA 3b)

La alternativa propuesta consiste en la ampliación de 2 nuevos vanos regulados por compuerta. Así pues se incrementa el número de combinaciones de funcionamiento de las compuertas.

La Figura 38 muestra los nivel máximos alcanzados por el embalse en cada caso.

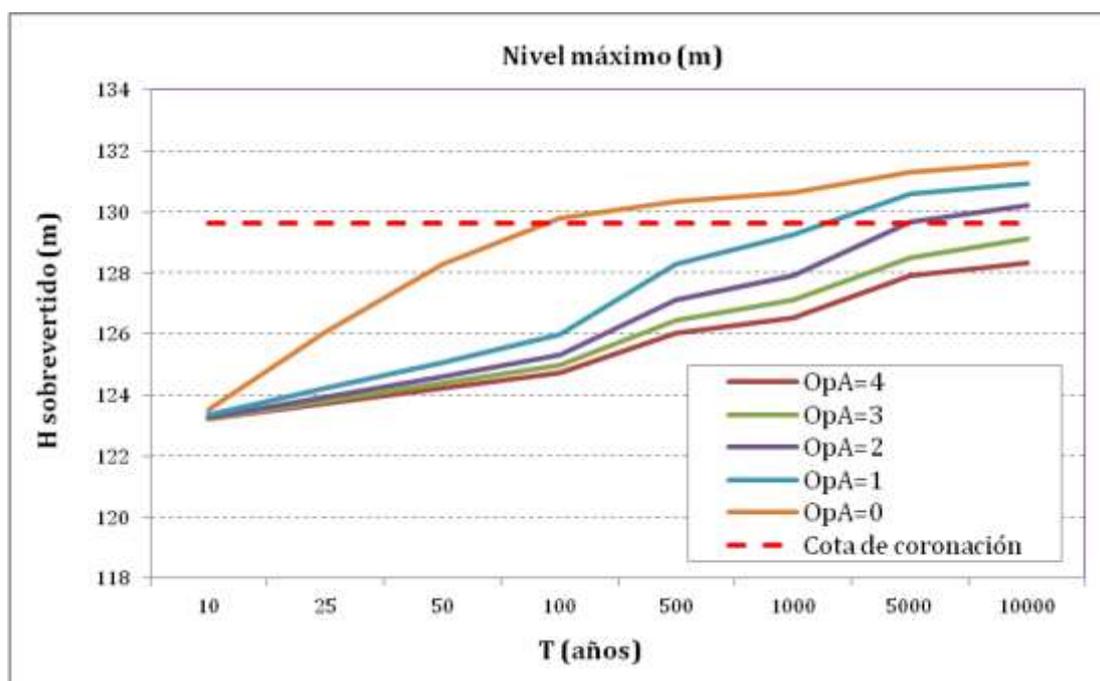


Figura 38. Alternativa 3b: Nivel máximo de embalse para cada caso de estudio.

La siguiente figura, muestra las alturas de sobrevertido. En caso de que tres de las cuatro compuertas funcionasen correctamente no se produciría vertido por coronación.

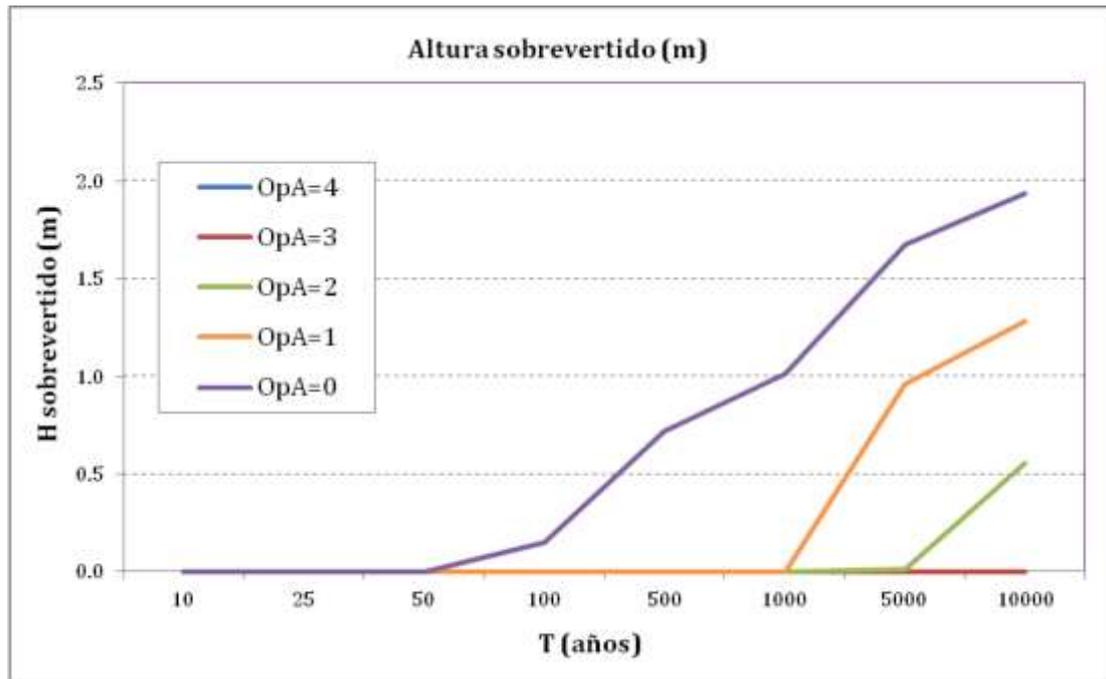


Figura 39. Alternativa 3b: Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

Por último, el caudal máximo evacuado que se produce en cada uno de los casos evaluados se observa en la Figura 40:

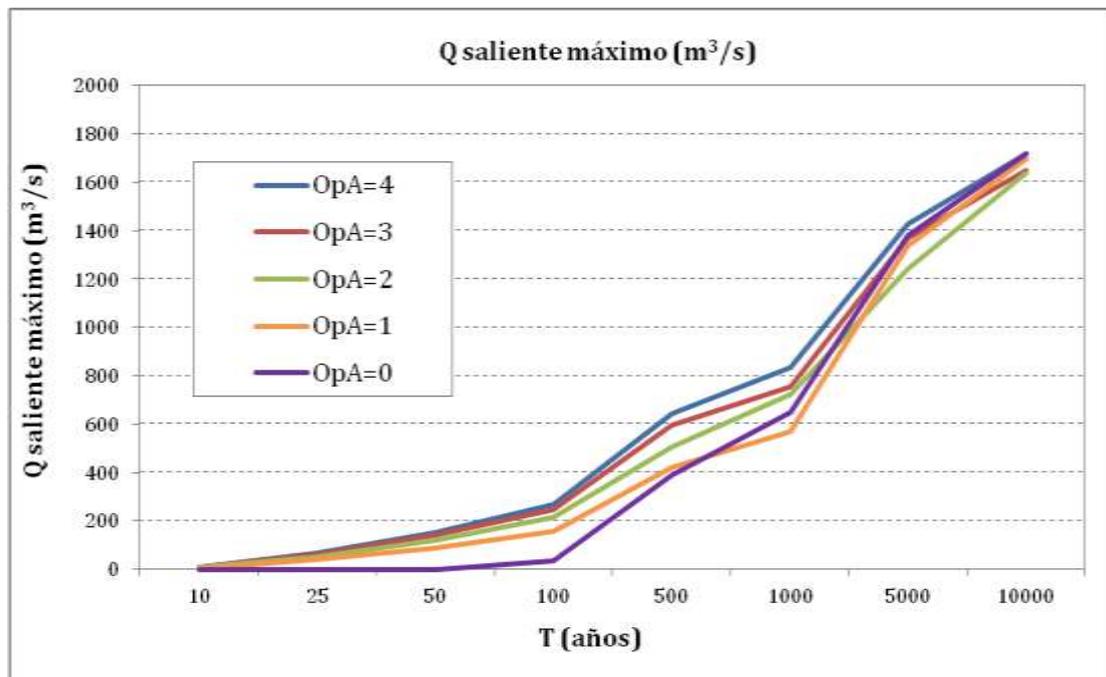


Figura 40. Alternativa 3b: Caudal máximo saliente para cada caso de estudio.

A6.6. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA MEJORA PETRIL (ALTERNATIVA 4)

La alternativa de mejora del pretil supone que la cota a partir de la cual se produce sobrevertido ascienda en 80cm. Por ello, se recalcula la laminación considerando la cota de coronación en 130.45msnm.

La Figura 41 muestra que se produce sobrevertido, pero en el caso de funcionamiento de ambas compuertas es mínimo y se inicia para un periodo de retorno y se inicia para un periodo de retorno próximo a 10000 años.

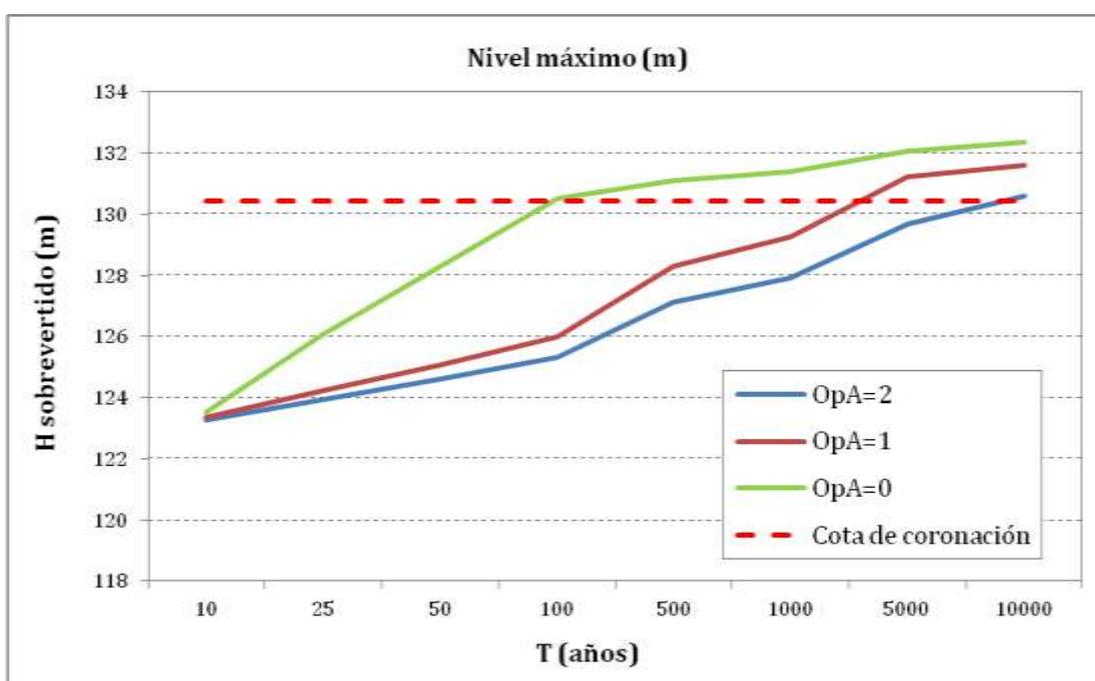


Figura 41. Alternativa 4: Nivel máximo de embalse para cada caso de estudio.

A la vista de la Figura 42, donde se observan las alturas de sobrevertido, se concluye que la presa laminaría la avenida extrema sin producir sobrevertido siempre y cuando ambas compuertas funcionen correctamente.

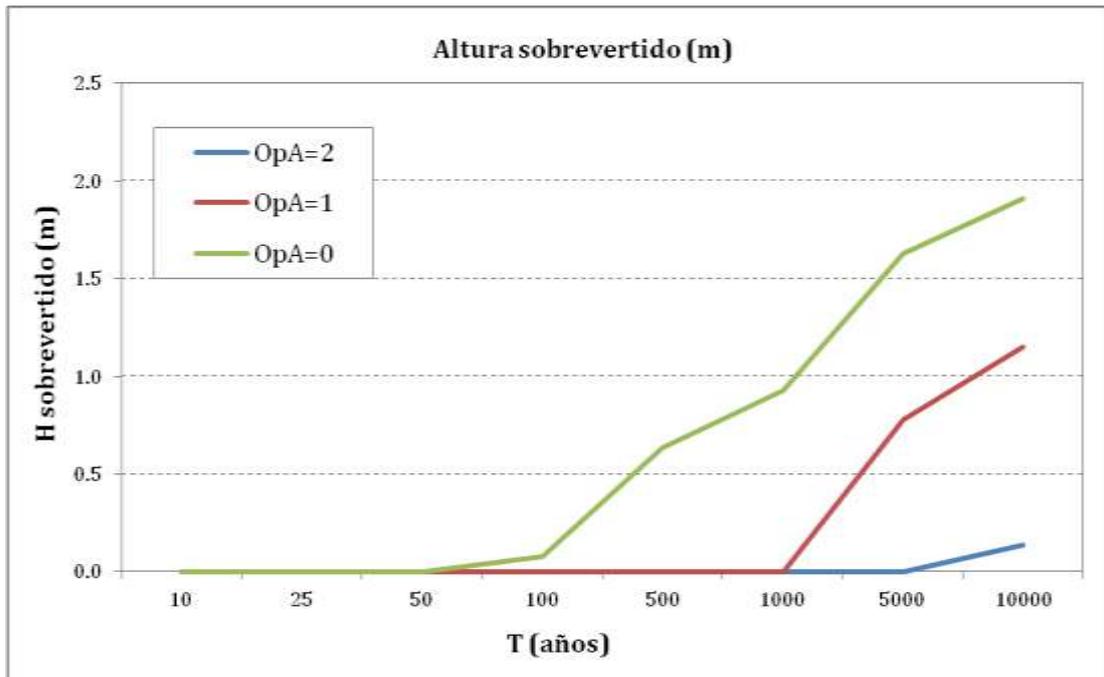


Figura 42. Alternativa 4: Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

Por último, se muestra los caudales máximos salientes que se producen en cada uno de los casos evaluados:

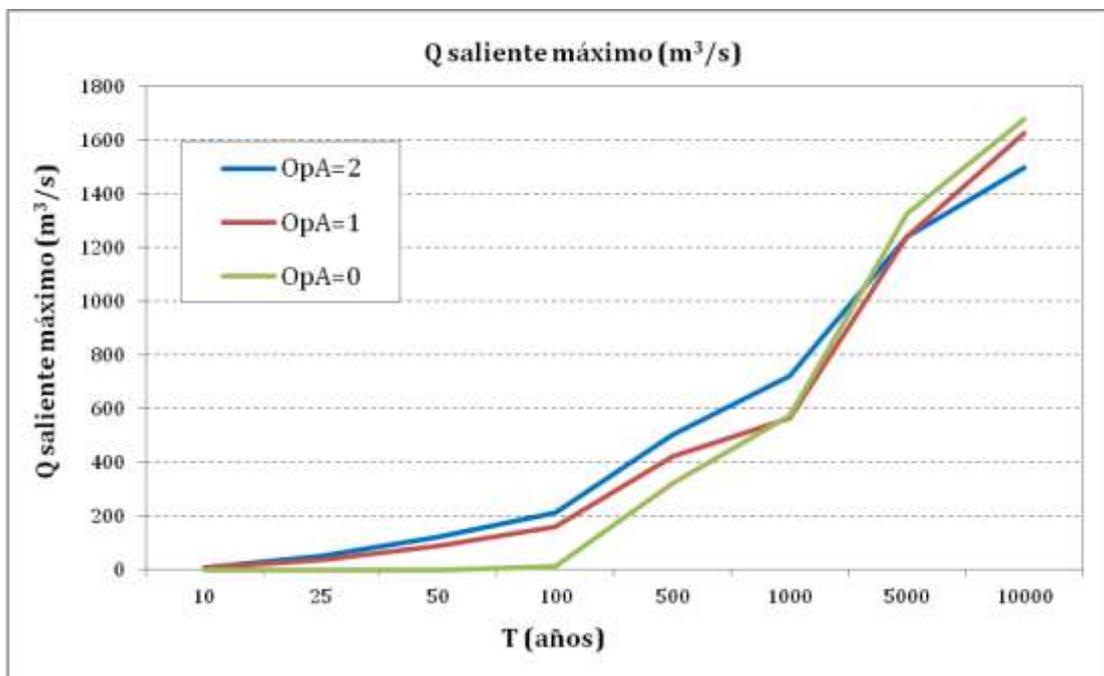


Figura 43. Alternativa 4: Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

A6.7. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN DE LA AVENIDA AUMENTANDO LA COTA DE CORONACIÓN (ALTERNATIVA 5)

La alternativa 5 consiste en el aumento de la cota de coronación hasta 132msnm. Por tanto, la laminación se modifica ya que el volumen a embalsar se incrementa yno se produce vertido por coronación hasta alcanzar la nueva cota.

La Figura 44 muestra los niveles máximos alcanzados por el embalse en los diferentes casos estudiados.

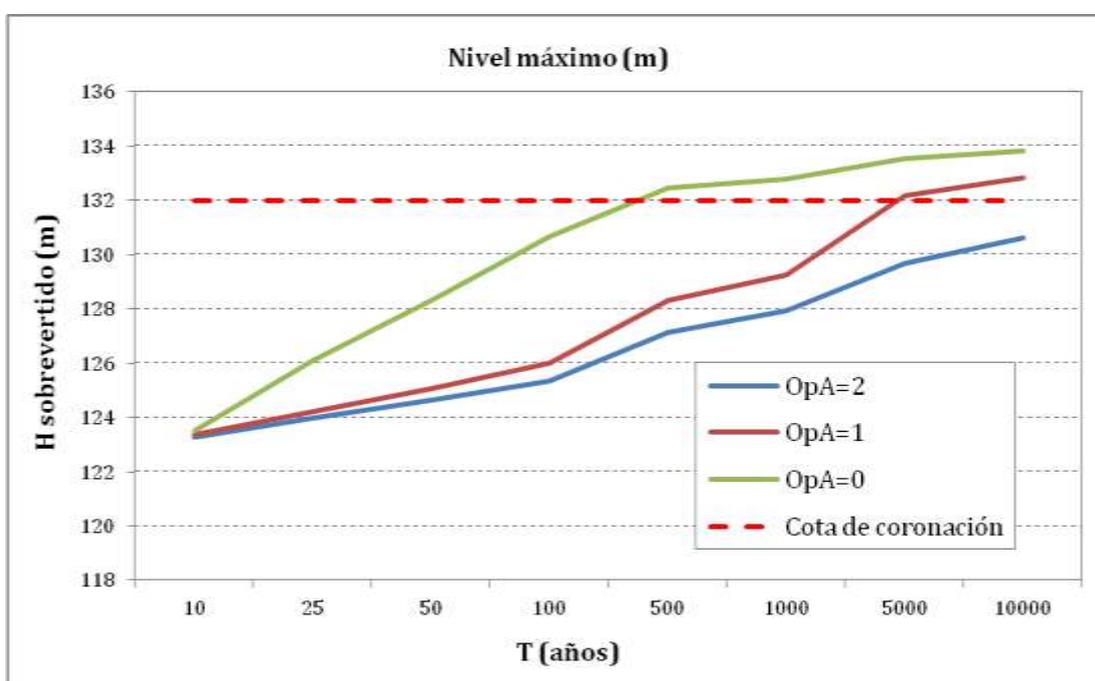


Figura 44. Alternativa 5: Nivel máximo de embalse para cada caso de estudio.

A continuación, se muestran las alturas de sobrevertido que tienen lugar. En caso de funcionamiento correcto de ambas compuertas no se produciría sobrevertido.

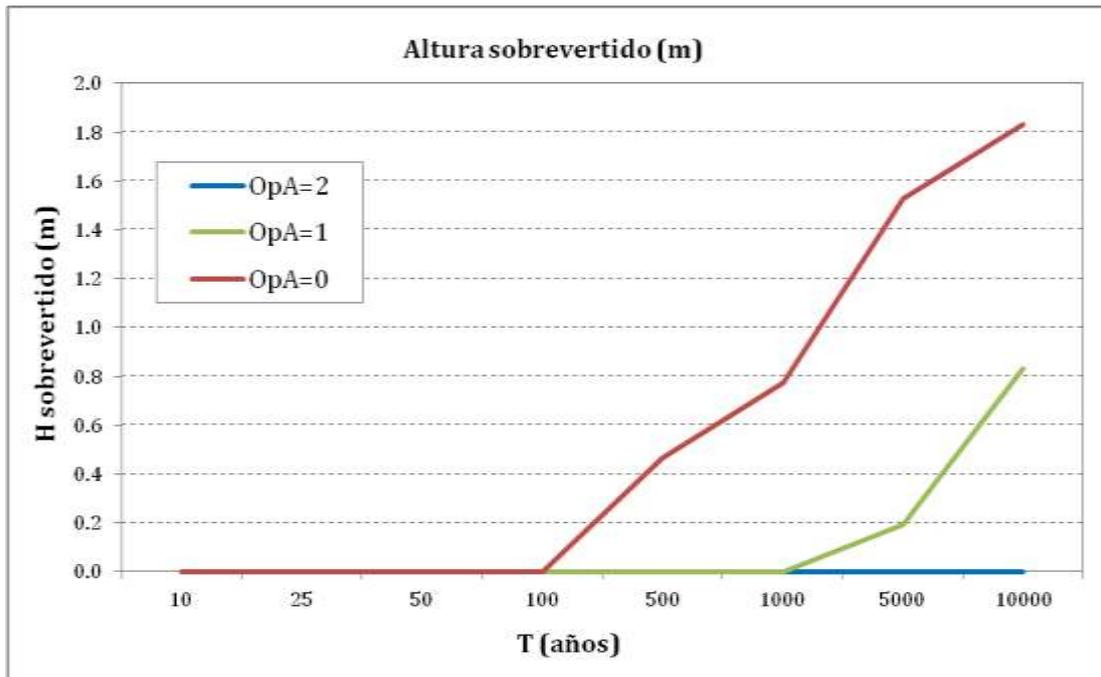


Figura 45. Alternativa 5: Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

Finalmente, se observan los caudales máximos salientes que se producen en cada uno de los casos evaluados:

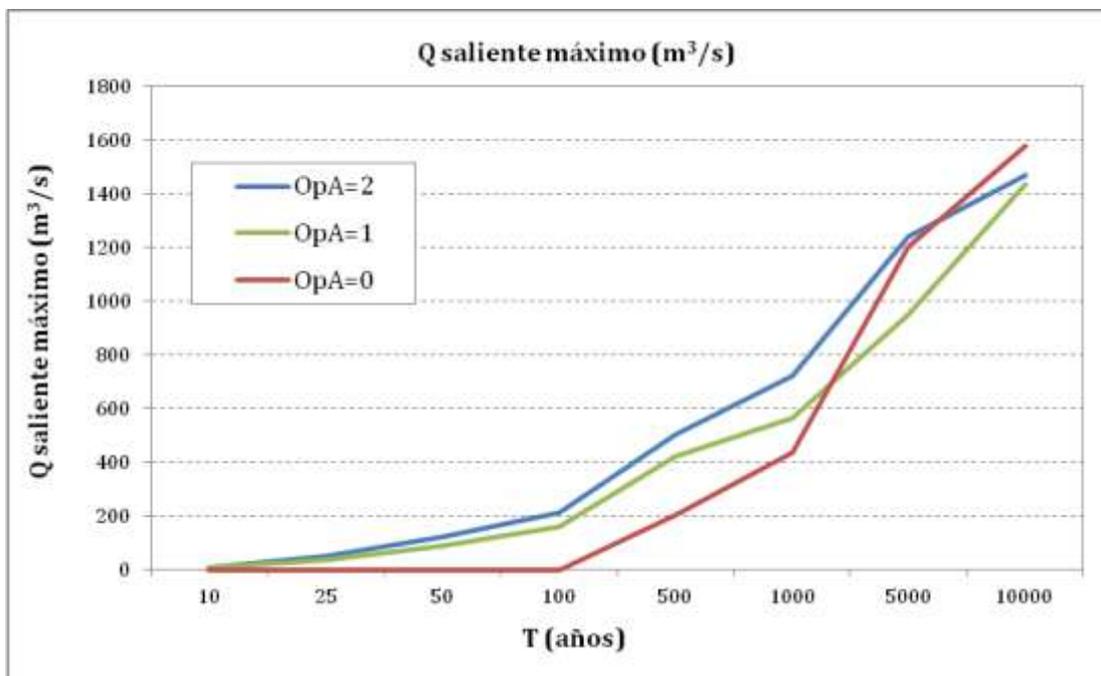


Figura 46. Alternativa 5: Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

A6.8. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN UNA VEZ EJECUTADO EL AUMENTO DE LA COTA DE CORONACIÓN

A continuación se resumen los resultados obtenidos de la laminación una vez ejecutado el recrecido de la presa hasta cota 132msnm para las diferentes medidas adicionales planteadas.

Alternativa A1'': Ampliación del resguardo

En este caso se realiza la laminación considerando el nivel previo del embalse a cota 116.5m. Los resultados obtenidos se muestran en las Figura 47 y Figura 48 muestran que para funcionamiento correcto de ambas compuertas no se produce sobrevertido.

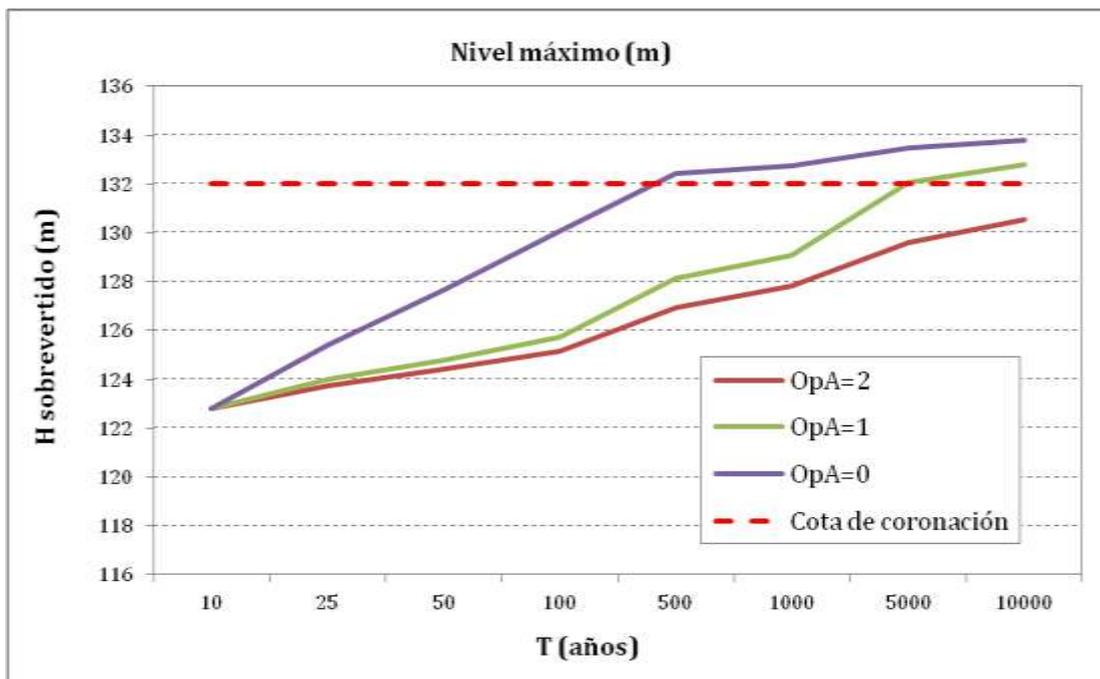


Figura 47. A5 implantado. A1'': Nivel máximo de embalse para cada caso de estudio.

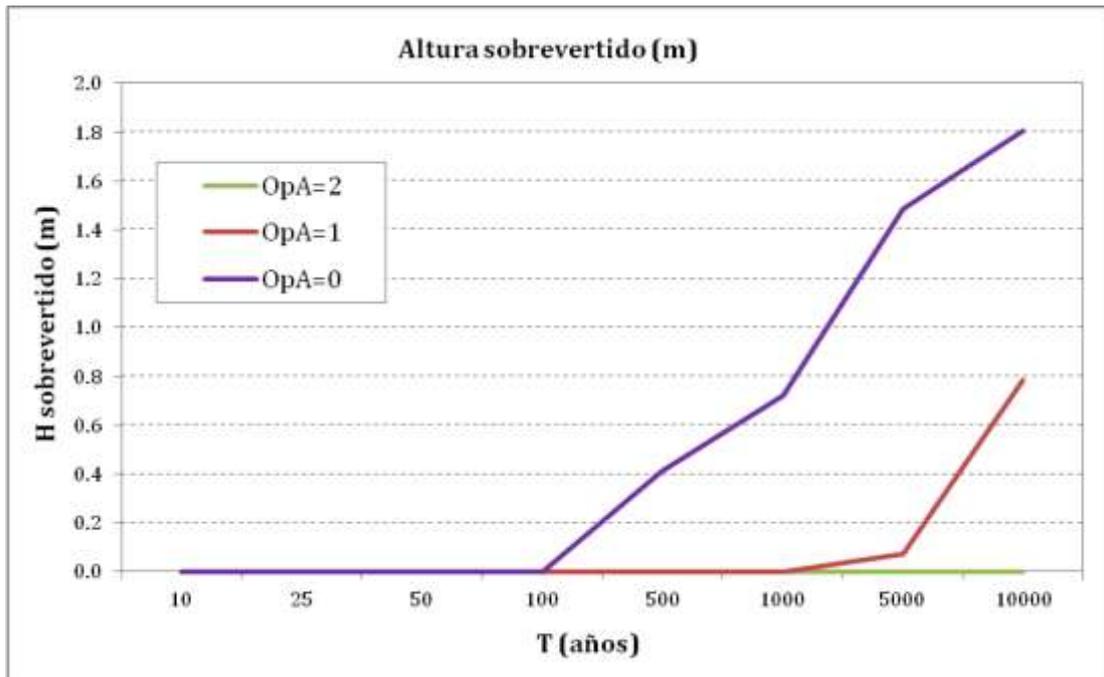


Figura 48. A5 implantado. A1'': Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

La siguiente figura muestra los caudales máximos vertidos en cada combinación estudiada.

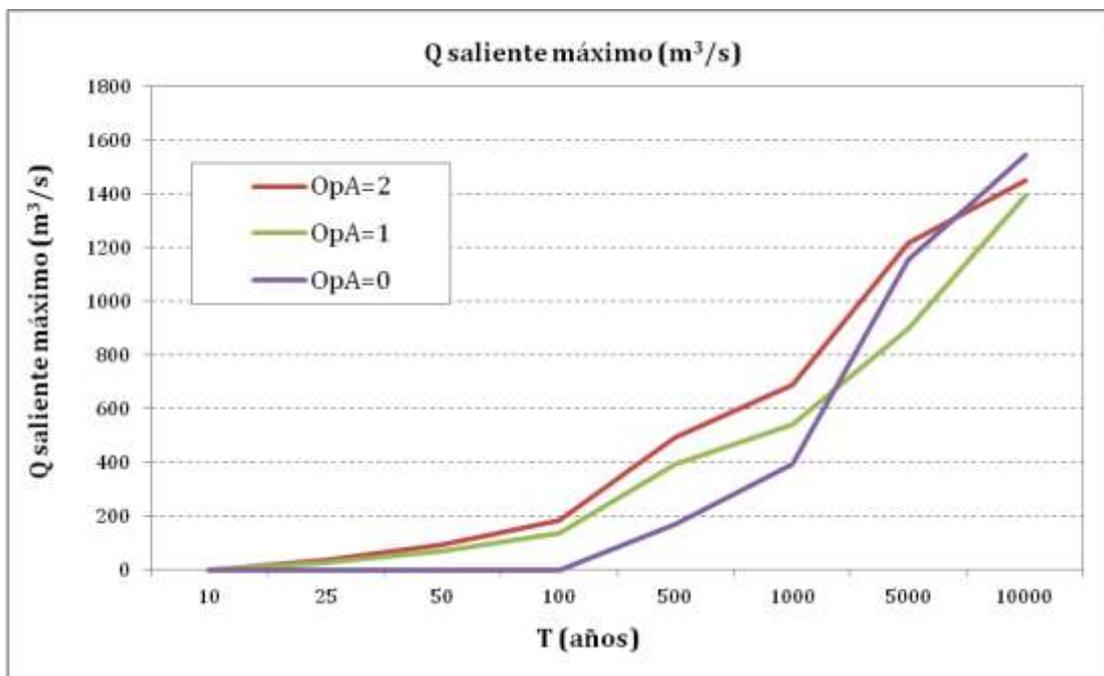


Figura 49. A5 implantado. A1'': Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

Alternativa A3a'': Rebaje de labio a cota 120msnm

Una vez realizado el aumento de la coronación se plantea un aumento de la capacidad de la viaducto mediante rebaje de la cota umbral 3m. Los resultados de la laminación se muestran en las siguientes figuras:

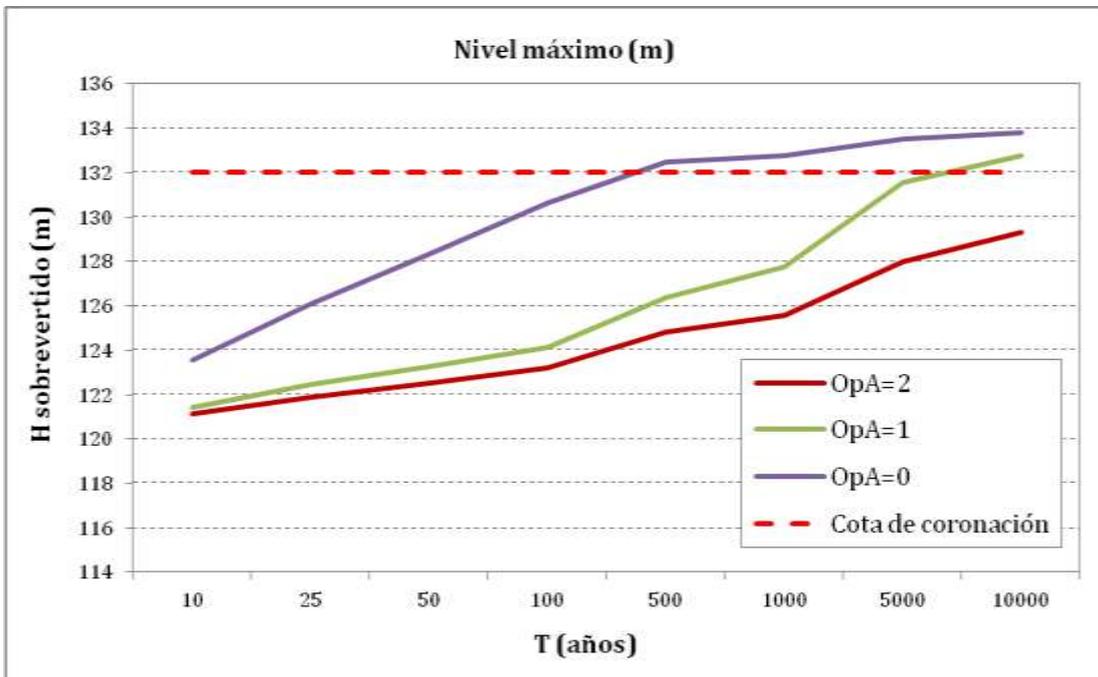


Figura 50. A5 implantado. A3a'': Nivel máximo para cada caso de estudio.

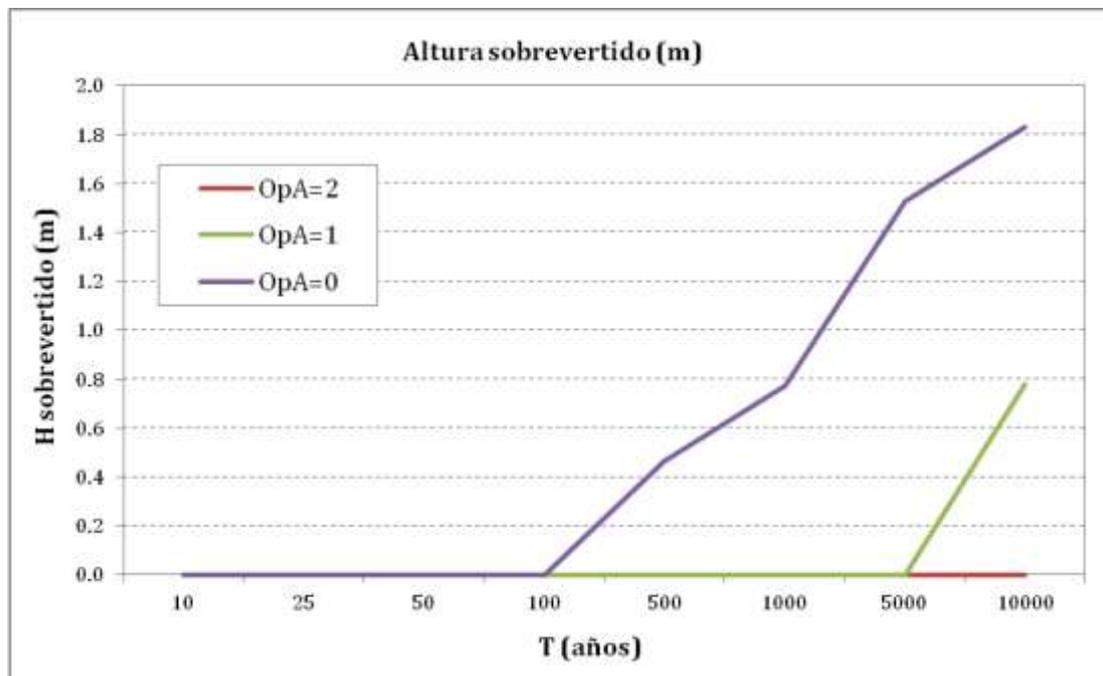


Figura 51. A5 implantado. A3a'': Altura de sobrevertido para cada caso de estudio.

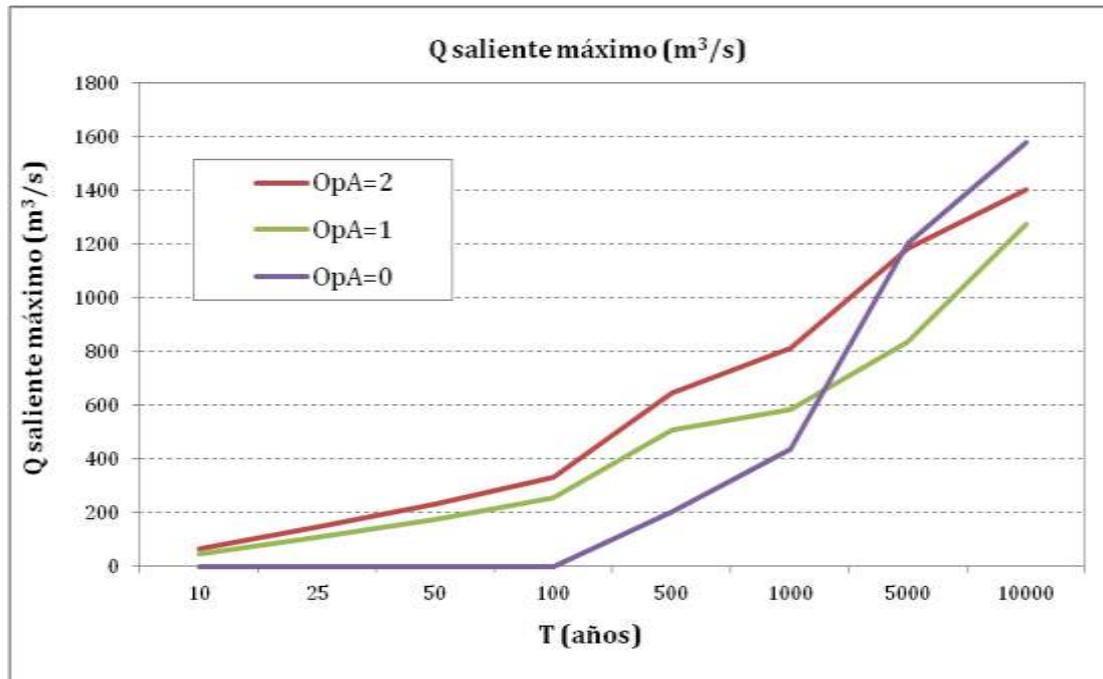


Figura 52. A5 implantado. A3a'': Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

Alternativa A3b'': Ampliación del aliviadero a 4 vanos

Por último se plantea un aumento de la capacidad de aliviadero mediante la apertura de 2 nuevos vanos regulados por compuertas. Por tanto, se realiza la laminación para las diferentes combinaciones posibles de funcionamiento de las mismas. Los resultados obtenidos se re resumen en las siguientes figuras:

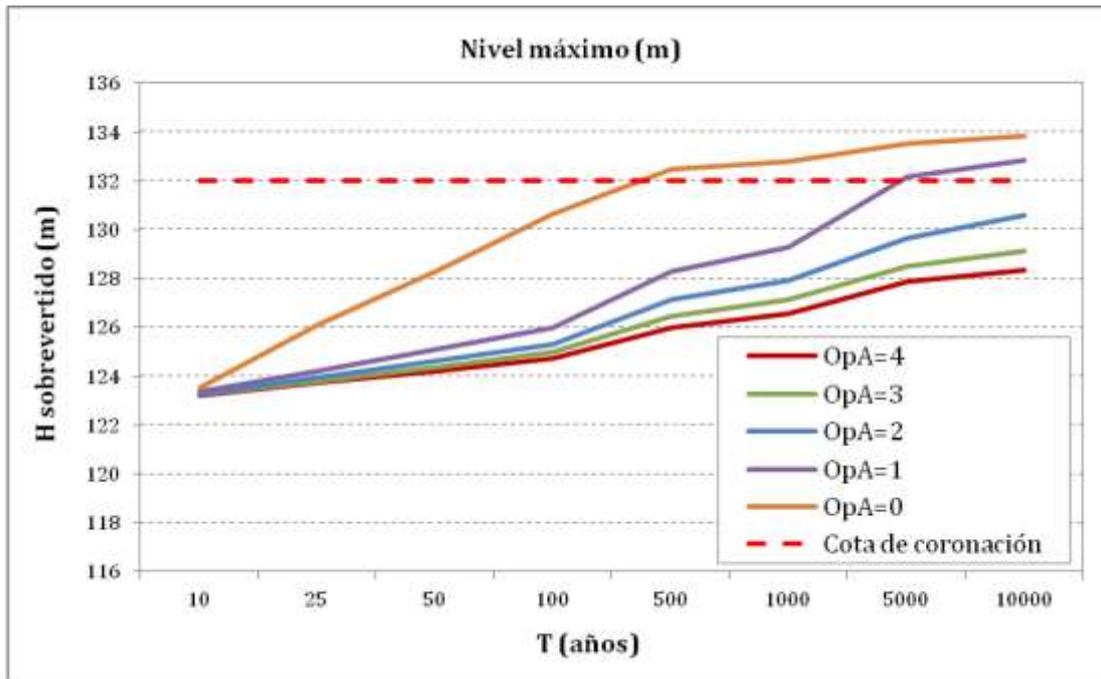


Figura 53. A5 implantado. A3b'': Nivel máximo de embalse para cada caso de estudio.

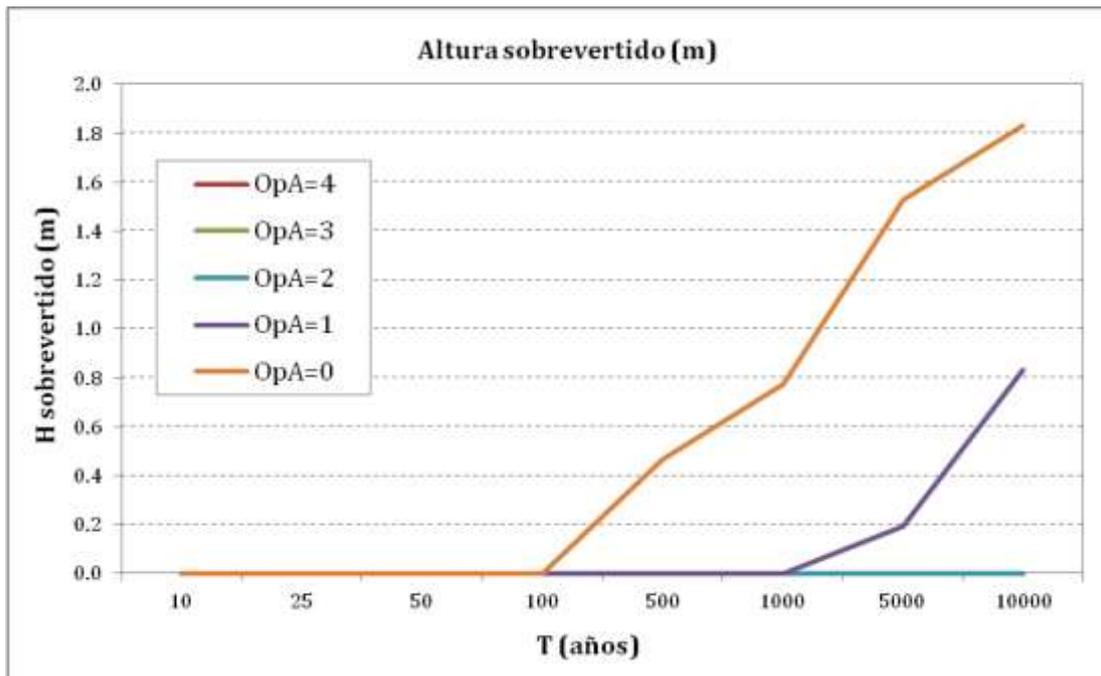


Figura 54. A5 implantado. A3b'': Altura de sobrevuerto para cada caso de estudio.

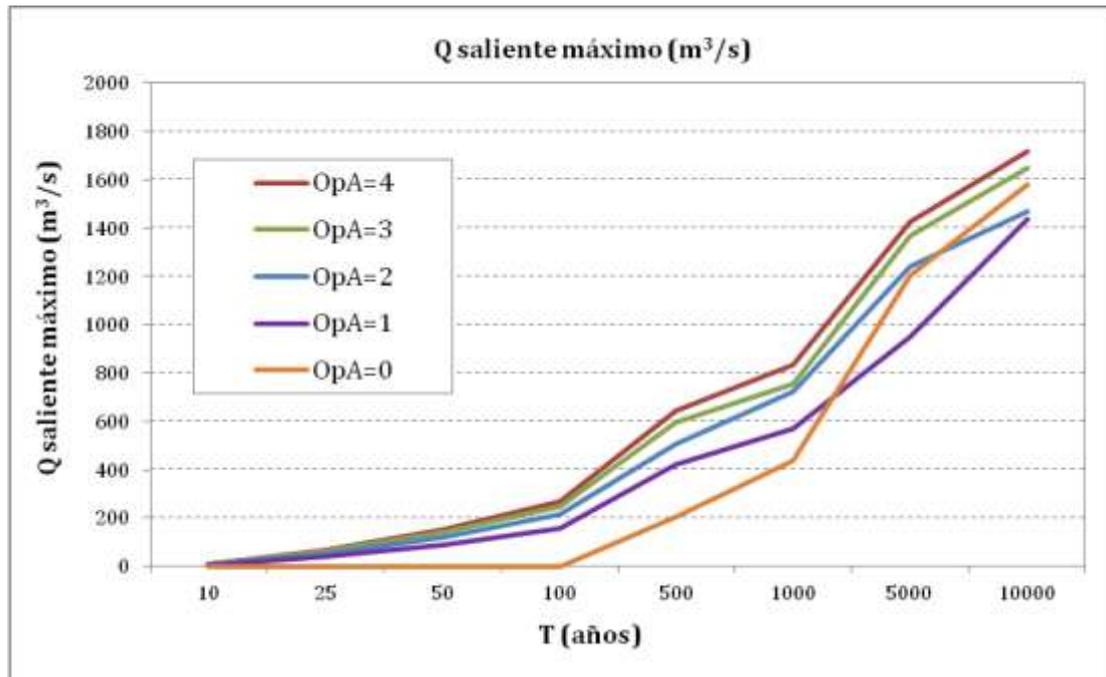


Figura 55. A5 implantado. A3b'': Caudal máximo laminado para cada caso de estudio.

A6.9. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN CONSIDERANDO NIVEL PREVIO 125.41msnm.

A continuación se muestran los resultados del estudio de laminación considerando el nivel previo de embalse a cota 125.41msnm, nivel máximo permitido según las Normas de Explotación.

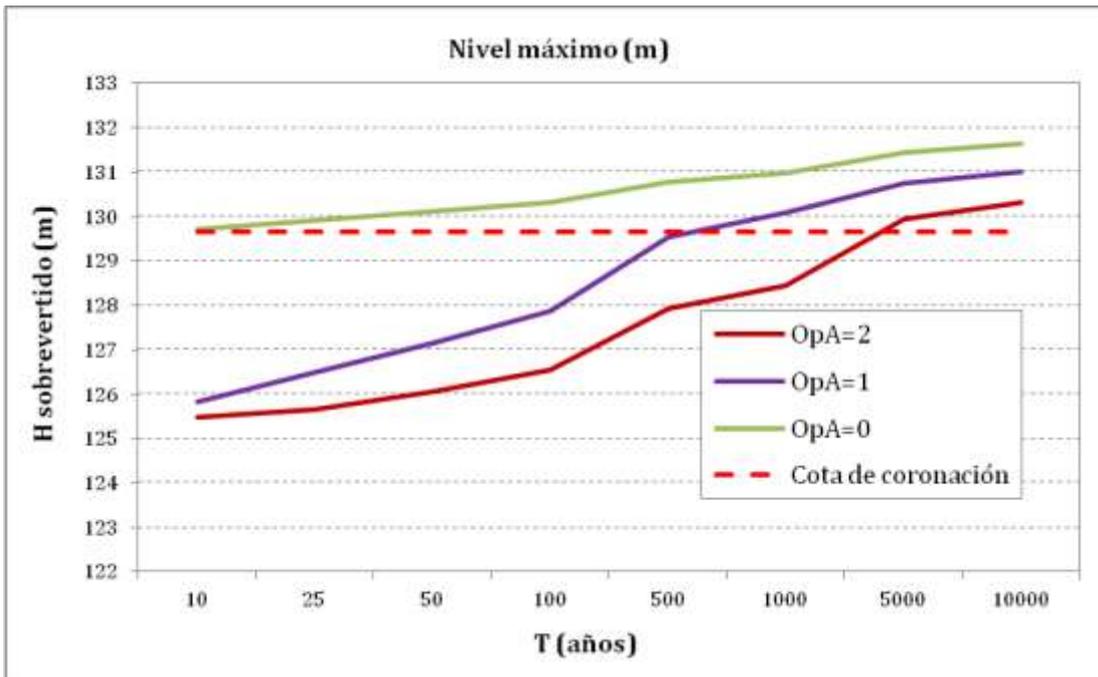


Figura 56. Nivel máximo de embalse para la situación actual con NMN=125.41msnm.

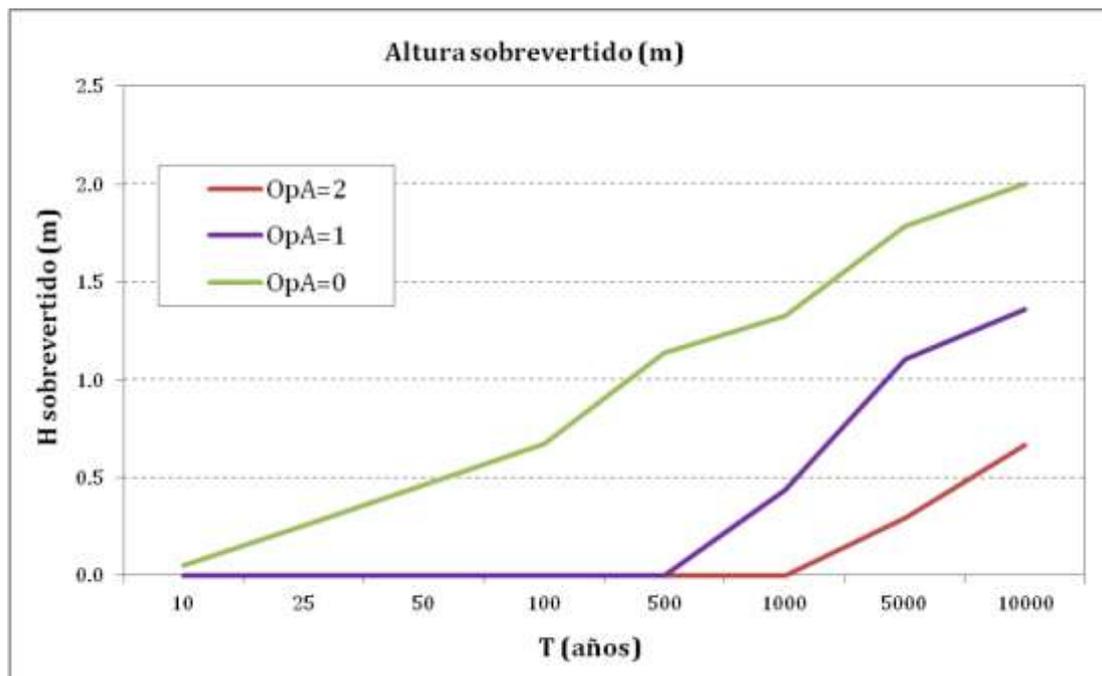


Figura 57. Altura de sobrevertido para la situación actual con NMN=125.41msnm.

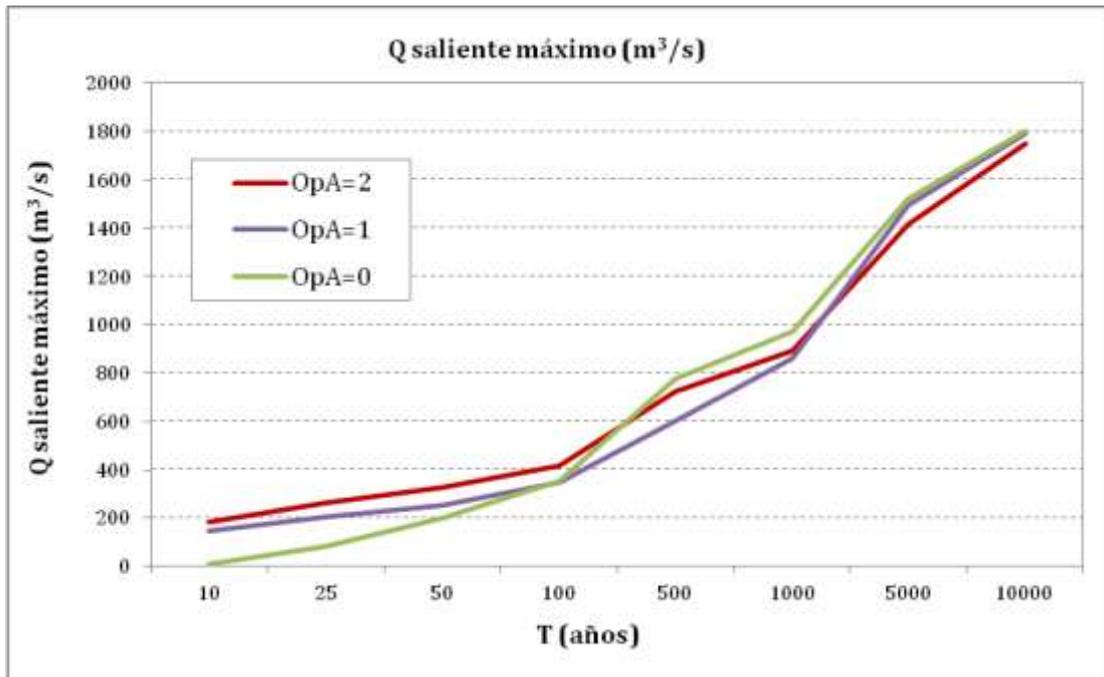


Figura 58. Caudal máximo laminado para la situación actual con $NMN=125.41\text{msnm}$.

Los resultados del estudio de laminación una vez ejecutada la solución propuesta se muestran en las siguientes figuras. Se observa que se dispone de 5 posibles combinaciones de funcionamiento de las compuertas. El sobrevertido se produce a partir de la avenida de periodo de retorno 5000 años y con funcionamiento solamente de una compuerta. Cuando se produce el fallo de todas las compuertas la situación es más crítica iniciándose el sobrevertido a partir de la avenida de 25 años de periodo de retorno.

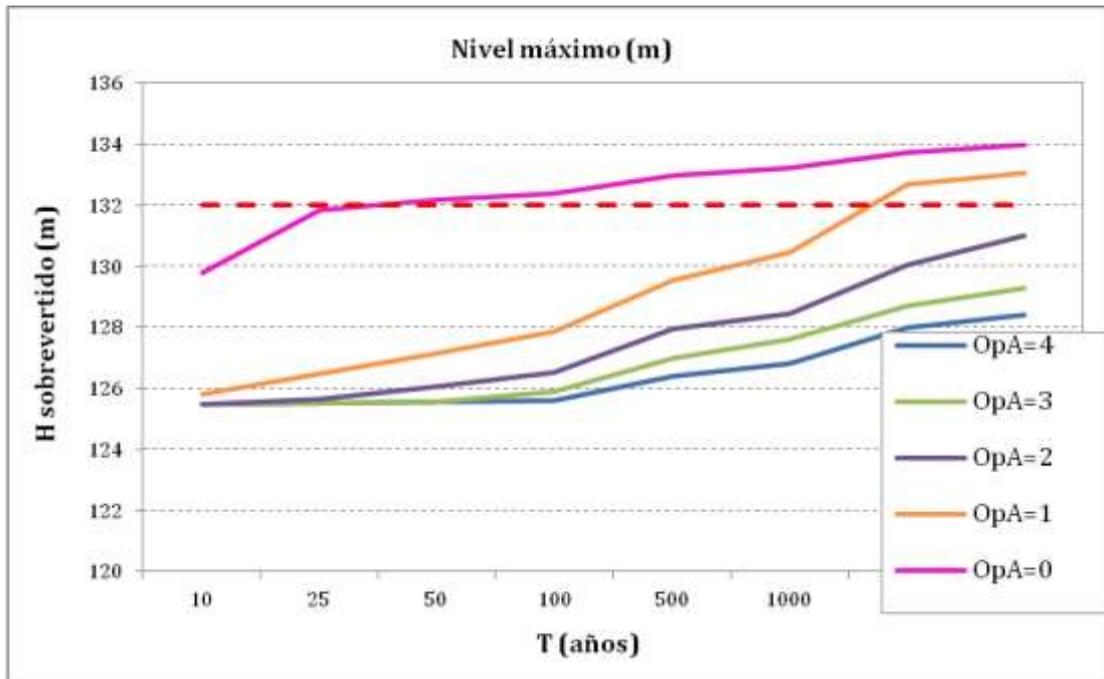


Figura 59. Nivel máximo para la situación final con NMN=125.41msnm.

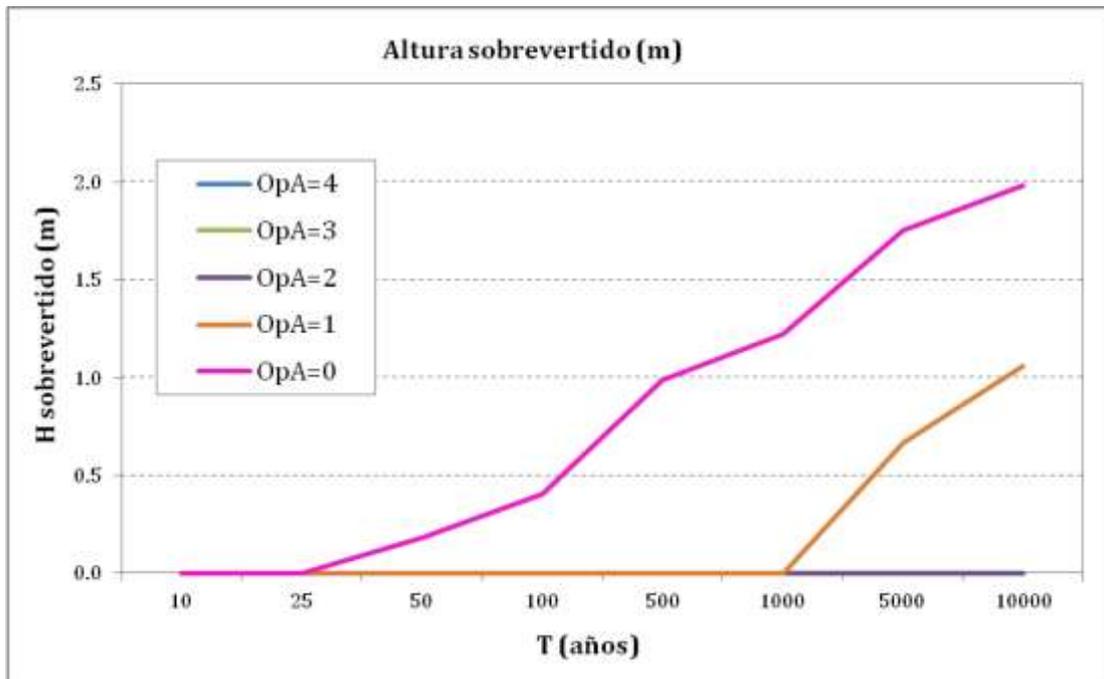


Figura 60. Altura de sobrevertido para la situación final con NMN=125.41msnm.

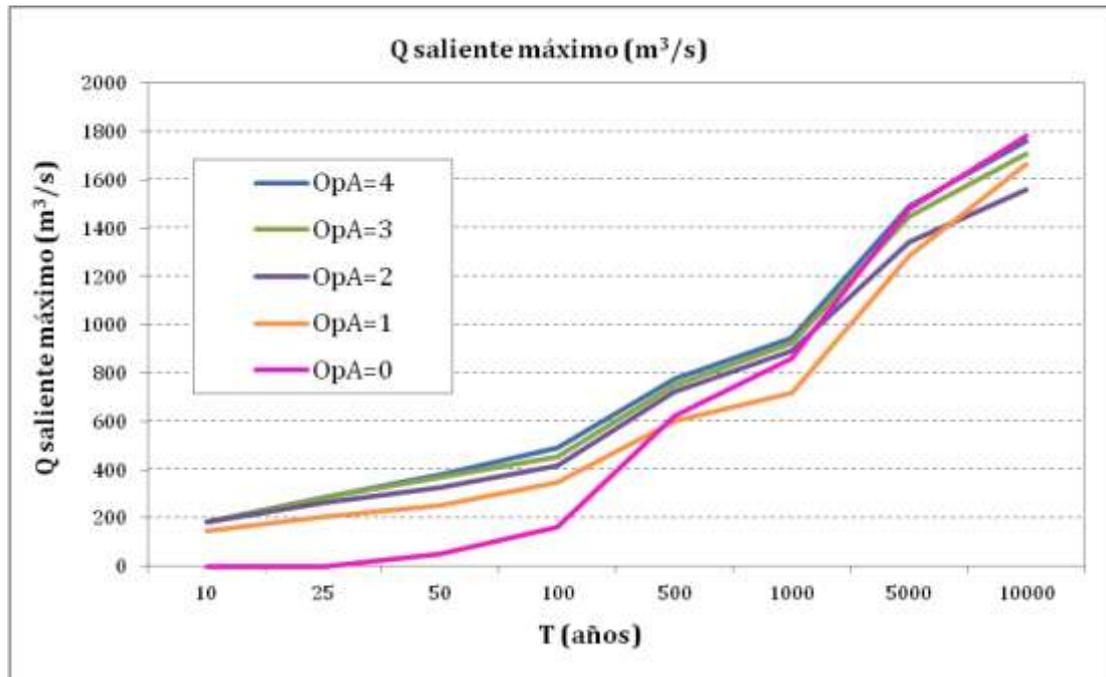


Figura 61. Caudal máximo laminado para la situación final con $NMN=125.41\text{msnm}$.

A6.10. ESTUDIO DE LA LAMINACIÓN CONSIDERANDO LA SERIE DE HIDROGRAMAS OBTENIDOS CON HIPÓTESIS DE SIMULTANEIDAD.

Los hidrogramas de entrada obtenidos considerando la hipótesis de simultaneidad, es decir, lluvia homogénea en toda la cuenca que vierte al embalse de Amatorio se muestran en la siguiente figura:

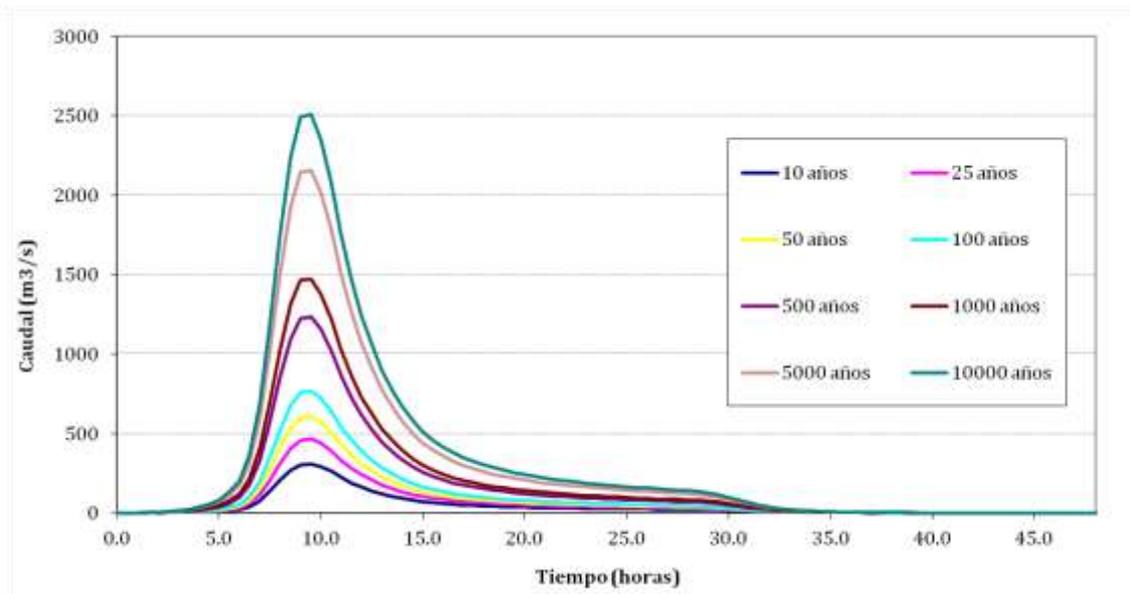


Figura 62. Hidrogramas de entrada obtenidos con hipótesis de simultaneidad.

Considerando los hidrogramas de la Figura 62 se ha realizado el estudio de laminación considerando el nivel previo a cota 117.55msnm, es decir, el máximo resguardo a aplicar en el embalse y a cota 125.41msnm, correspondiente al mínimo.

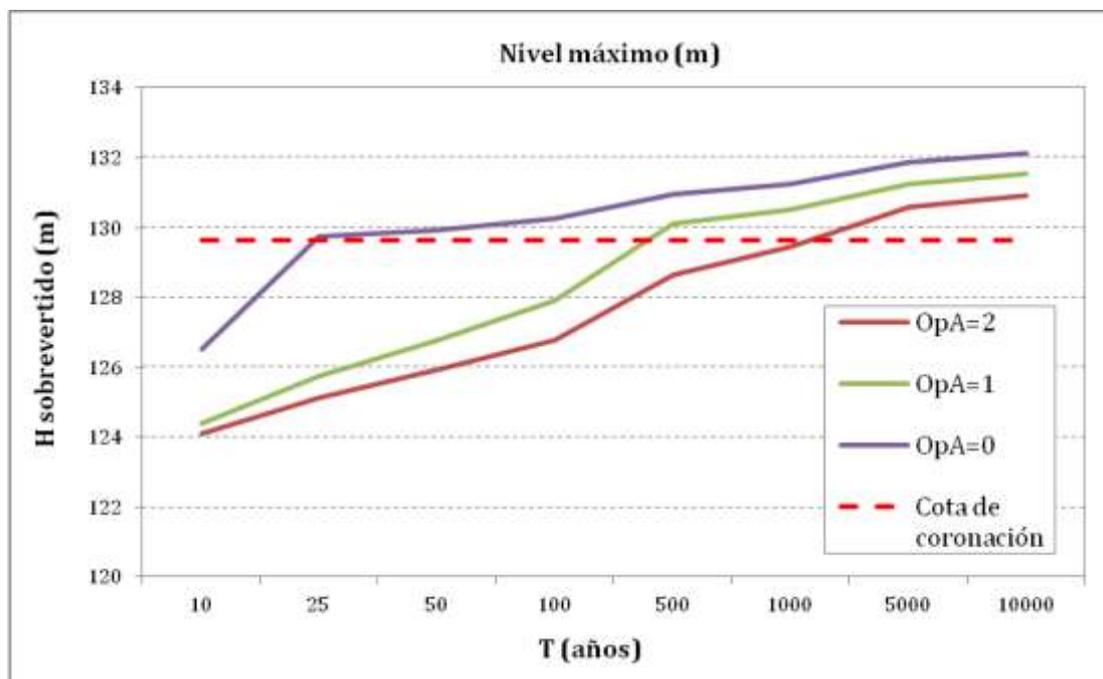


Figura 63. Nivel máximo del embalse para la situación actual con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 117.55msnm.

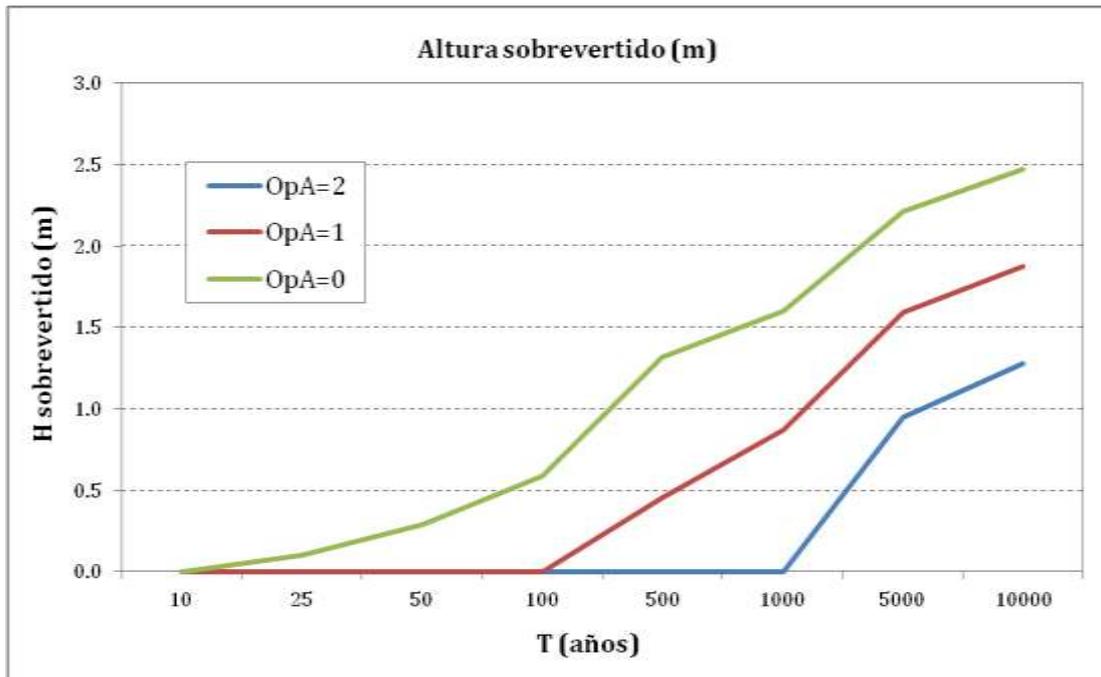


Figura 64. Altura de sobrevertido para la situación actual con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 117.55msnm.

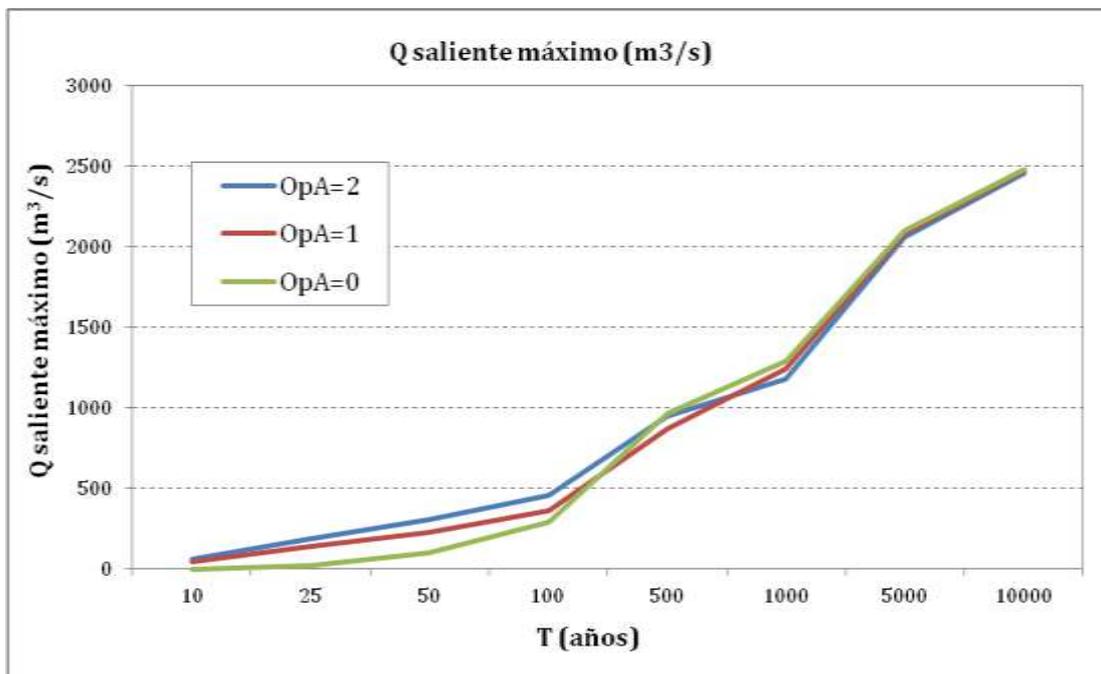


Figura 65. Caudal máximo laminado para la situación actual con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 117.55msnm.

A continuación, se muestran los resultados del estudio de laminación considerando el nivel previo a cota 125.41msnm.

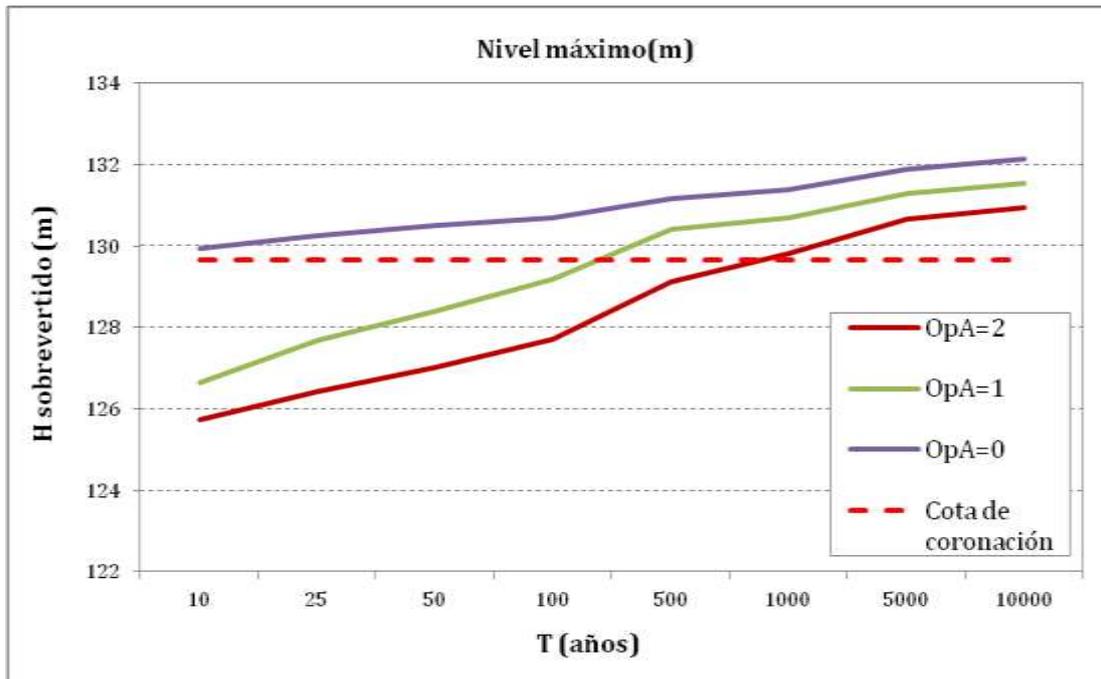


Figura 66. Nivel máximo del embalse para la situación actual con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 125.41msnm.

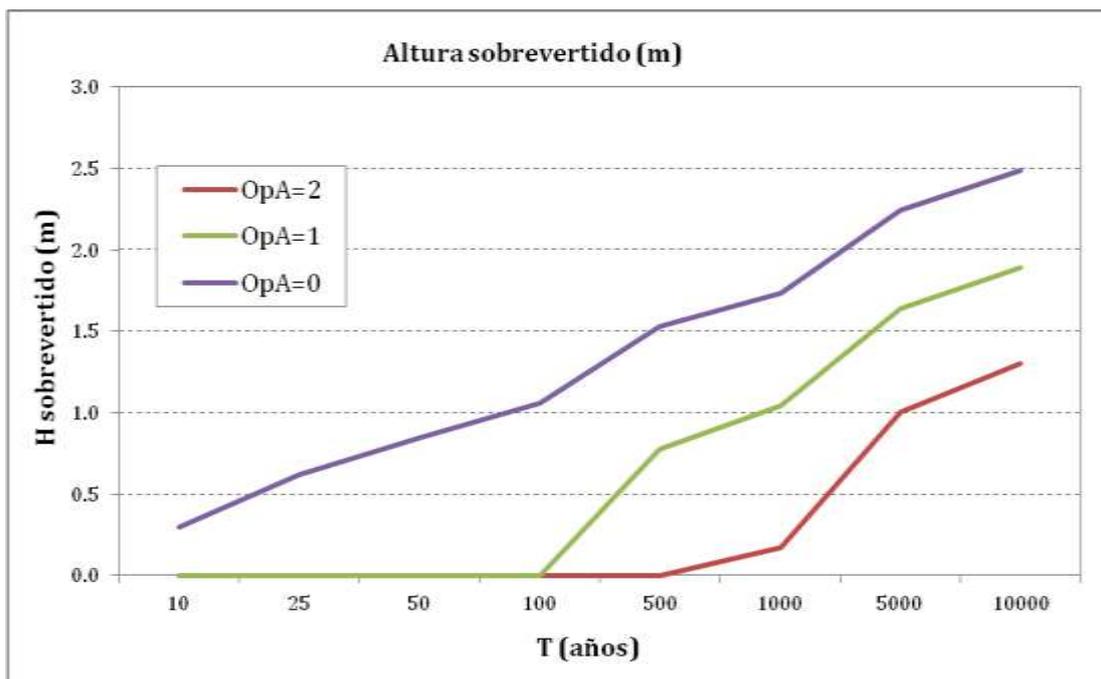


Figura 67. Altura de sobrevuerto para la situación actual con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 125.41msnm.

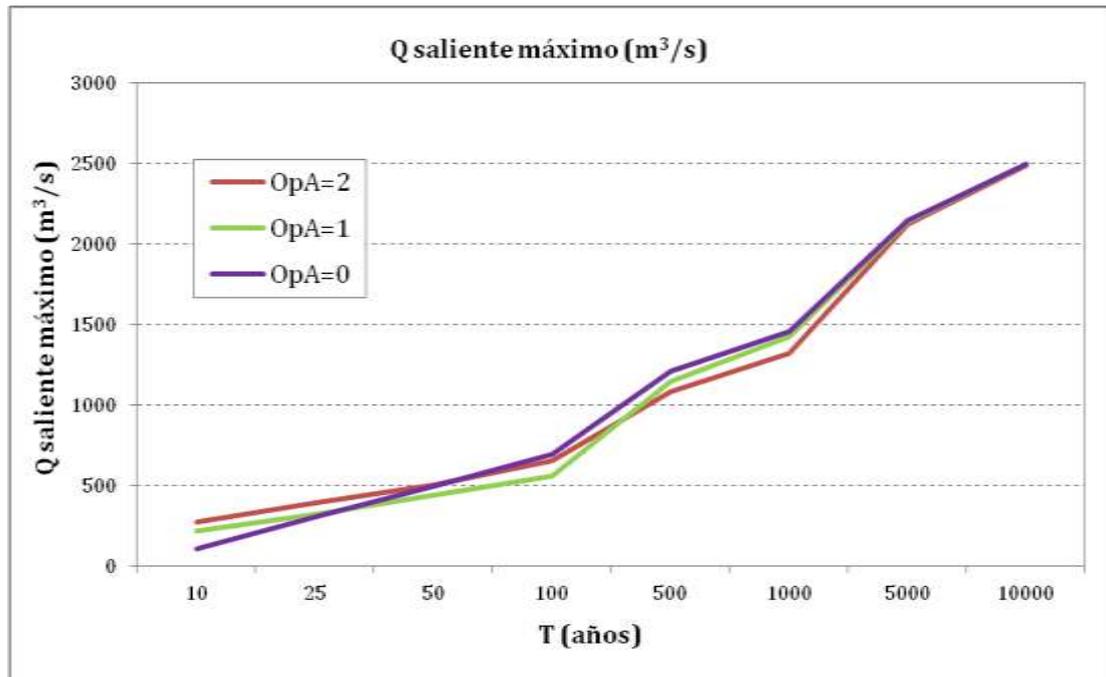


Figura 68. Caudal máximo laminado para la situación actual con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 125.41msnm.

También se ha calculado la laminación tras la implantación de todas las medidas propuestas en la solución final. Los resultados considerando el nivel previo a 117.55msnm se muestran en las siguientes figuras:

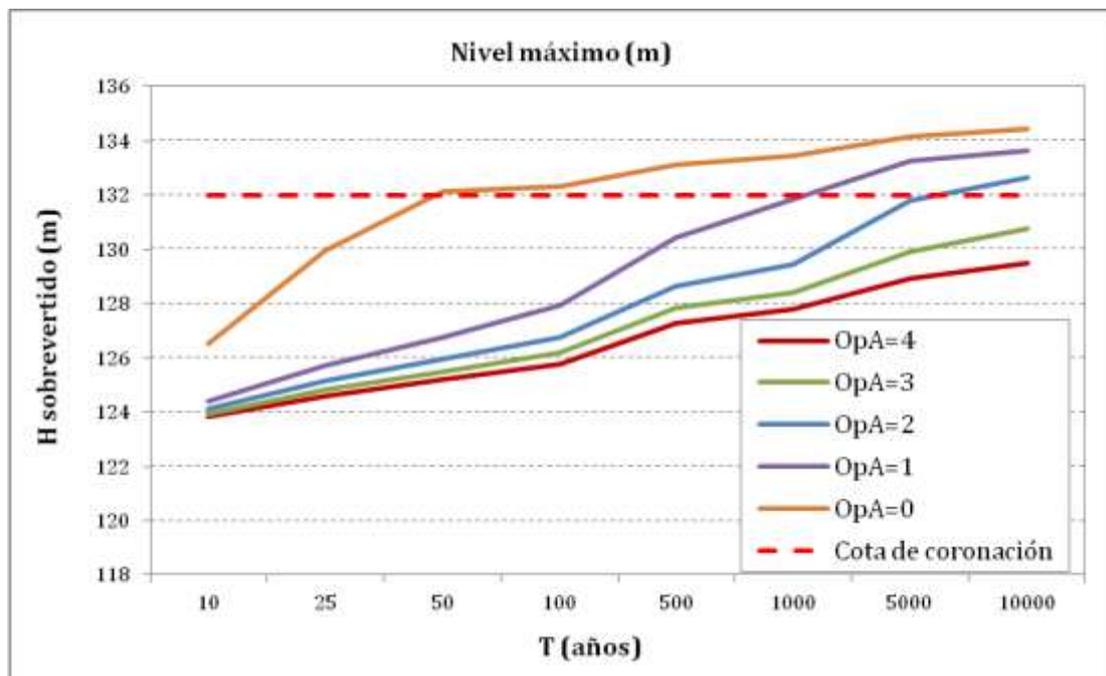


Figura 69. Nivel de embalse para la situación final con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 117.55msnm.

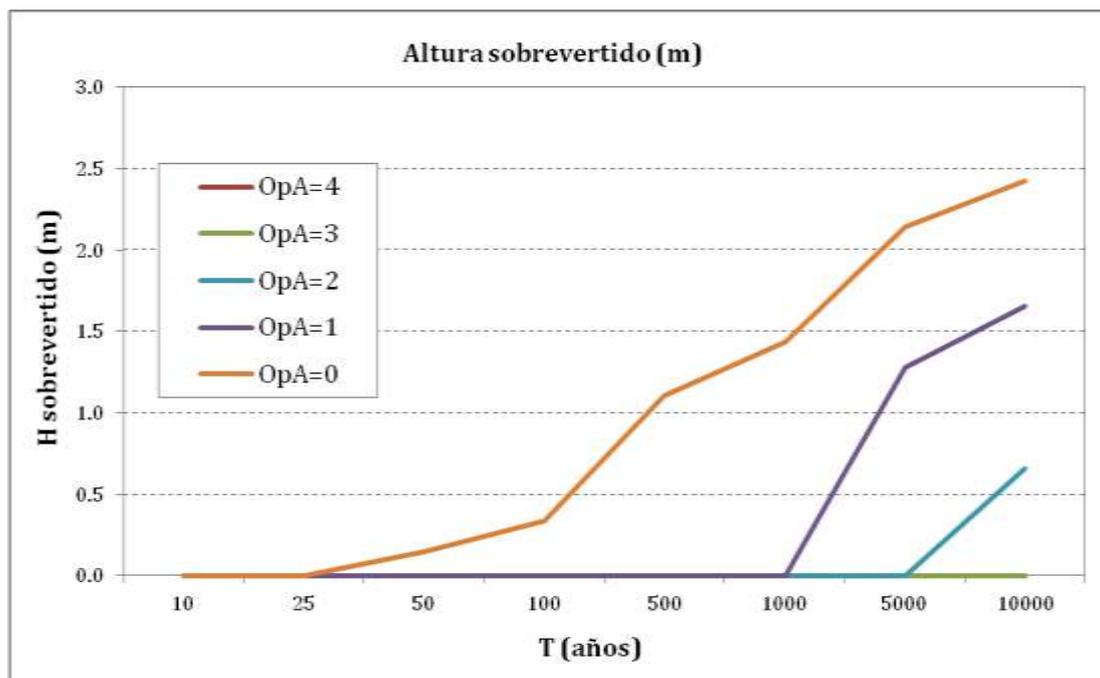


Figura 70. Altura de sobrevertido para la situación final con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 117.55msnm.

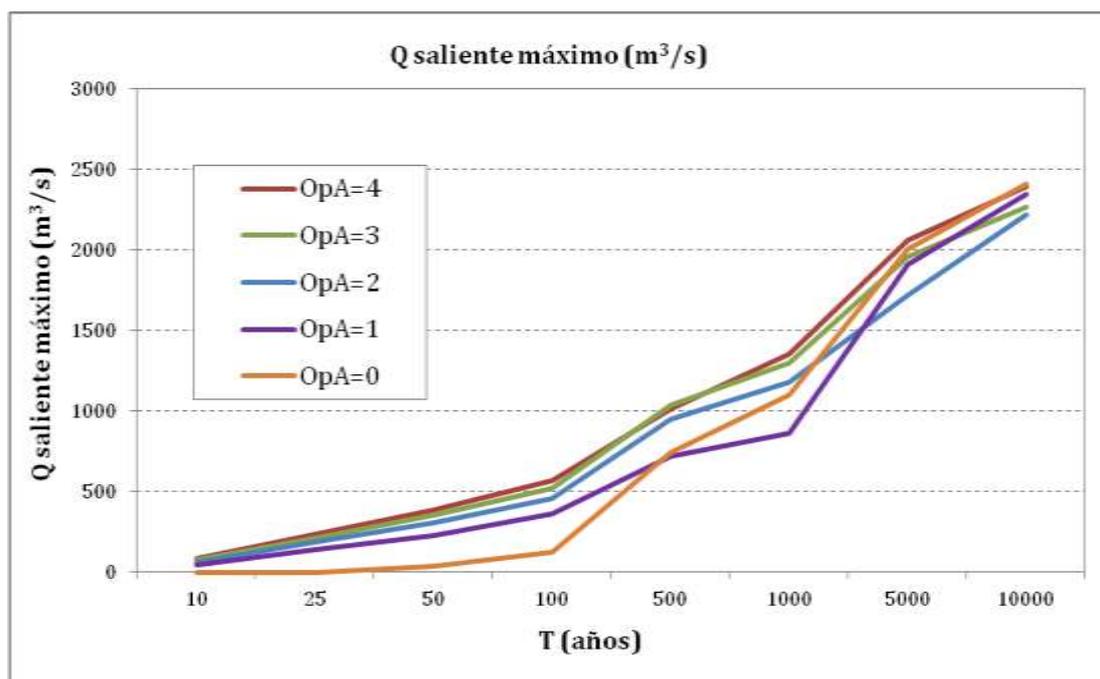


Figura 71. Caudal máximo laminado para la situación final con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 117.55msnm.

Por último, se muestran los resultados obtenidos de la laminación tomando como nivel previo del embalse 125.41msnm, valor máximo según las Normas de explotación de la presa.

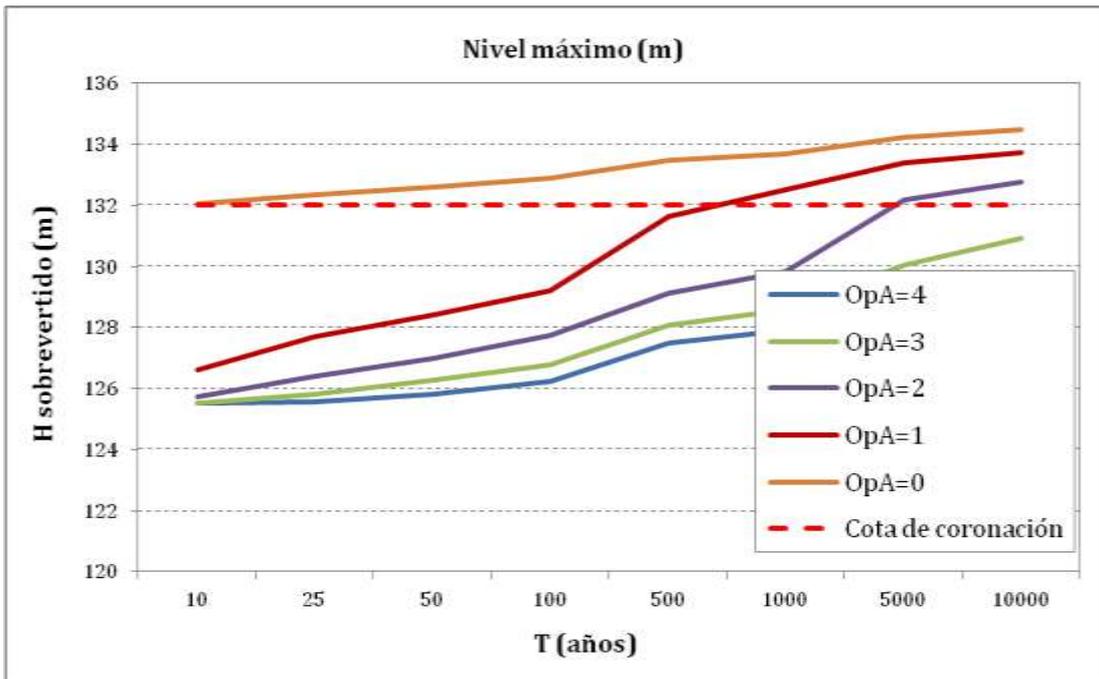


Figura 72. Nivel máximo del embalse para la situación final con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 125.41msnm.

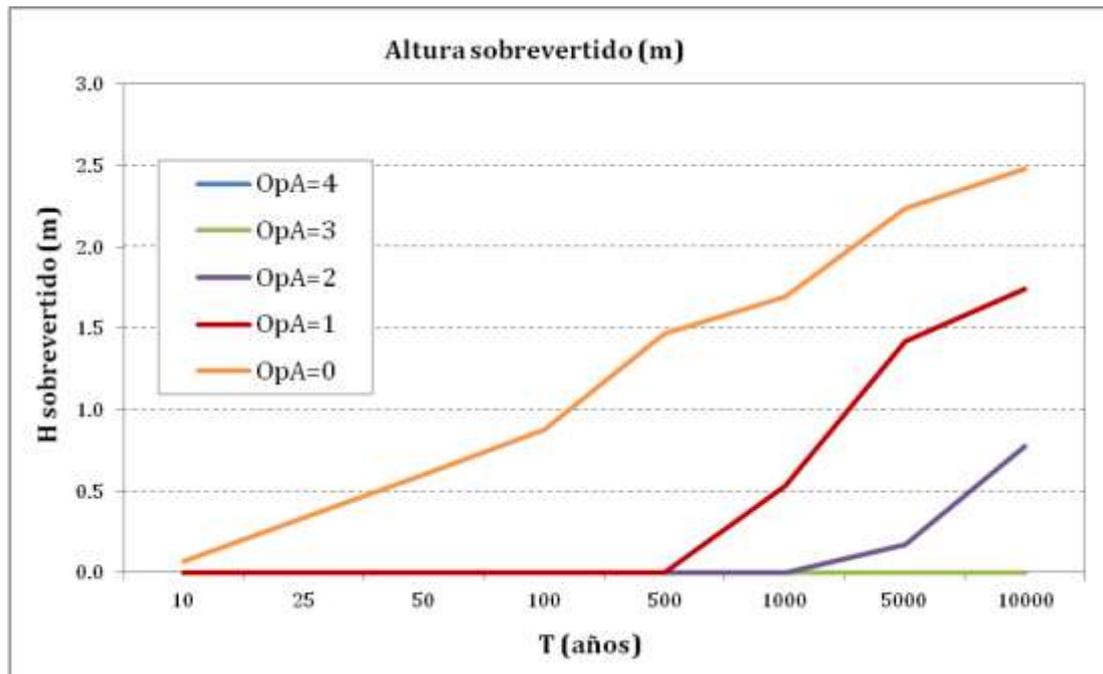


Figura 73. Altura de sobrevertido para la situación final con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 125.41msnm.

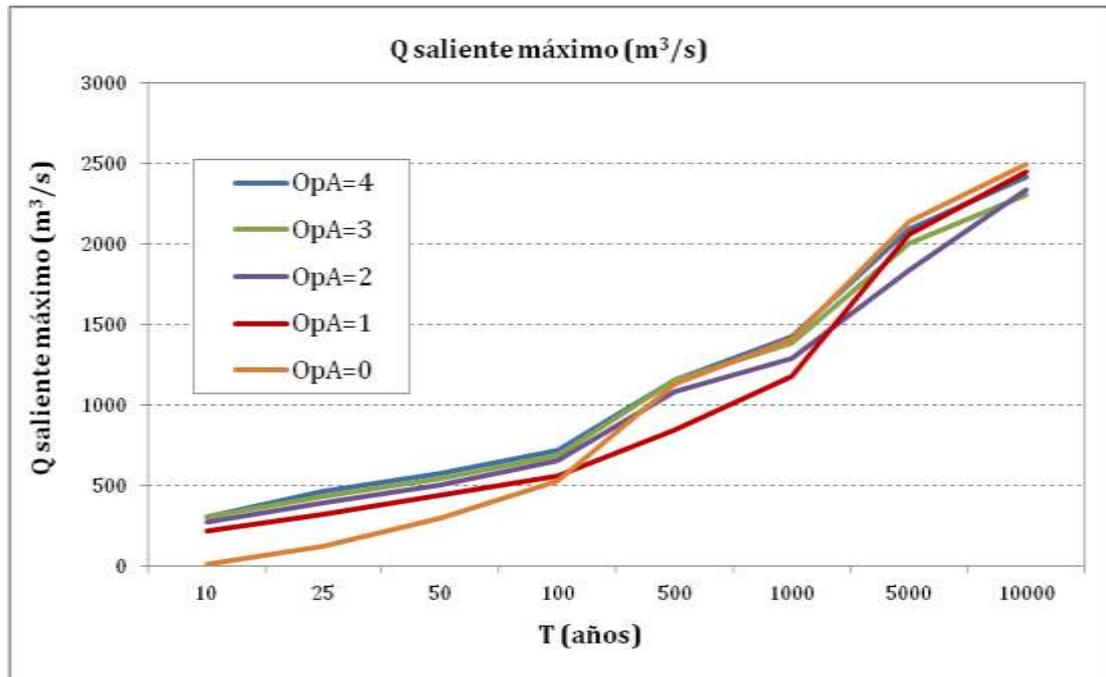


Figura 74. Caudal máximo laminado para la situación final con hidrogramas obtenidos con hipótesis de simultaneidad y nivel previo a 125.41msnm.

ANEJO 7

RELACIÓN VALORADA DE LAS MEDIDAS PROPUESTAS

ANEJO 7

RELACIÓN VALORADA DE LAS MEDIDAS PROPUESTAS

ÍNDICE DE ANEJO

	Páginas
A7. RELACIÓN VALORADA DE LAS MEDIDAS PROPUESTAS.....	245
A7.1. REBAJE DE LABIO A COTA 120MSNM	245
A7.2. APERTURA DE DOS NUEVOS VANOS	249
A7.3. MEJORA DEL PETRIL	254
A7.4. RECRECIDO HASTA COTA DE CORONACIÓN A 132MSNM.	256

A7. RELACIÓN VALORADA DE LAS MEDIDAS PROPUESTAS

El siguiente anejo expone de un modo estimado el coste de las diferentes medidas correctoras propuesta para la reducción del riesgo. En cada caso se enuncian las unidades de obra agrupadas en capítulos. A la suma de los diferentes capítulos que componen una medida se le añade un porcentaje de gastos generales (17%) y beneficio industrial (6%). También se ha considerado el coste de la redacción del proyecto y de la dirección de obra, siendo el coste de cada uno un 3% sobre el presupuesto total de las obras

A7.1. REBAJE DE LABIO A COTA 120MSNM

La valoración económica de la obra se muestra a continuación:

CAPÍTULO 1 DEMOLICIÓN

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U01-1	m ³ Demolición de hormigón, mediante martillo neumático en embocadura actual de aliviadero, desde vertedero aguas arriba hasta sección de enlace con el nuevo perfil de la rápida, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	1820.28	78.15	142254.88
U01-2	m ³ Demolición de hormigón, mediante martillo neumático en pilas aguas arriba, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	1161.12	111.53	129499.71
U01-3	m ³ Demolición de 3 casetas de mantenimiento ubicadas sobre pilas aguas arriba, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	200.55	52.56	10540.91
U01-4	m ³ Demolición de muros cajeros de hormigón armado, mediante martillo neumático, incluso carga manual y mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	506.22	85.69	43377.79
U01-5	m ³ Demolición de losa de hormigón armado, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	3003.00	48.58	145885.74

Total	471559.03
-------	-----------

CAPÍTULO 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U02-1	m ³ Excavación para desmonte, en terreno blando, con medios mecánicos incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	475.20	5.90	2803.68
U02-2	m ³ Excavación en forma de canal para construcción del cuenco amoriguador, en roca blanda, con medios mecánicos, con rebaje de nivel freático, incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	4841.08	14.50	70195.59
U02-3	m ³ Excavación en forma de canal para construcción de la protección del cauce aguas abajo del cuenco amortiguador, en roca blanda, con medios mecánicos, con rebaje de nivel freático, incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	1963.50	15.60	30630.60

Total	103629.87
-------	-----------

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U03-1	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en recubrimiento de solera en la embocadura de aliviadero más adecuación al perfil de la lámina Creager, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado en redondos B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	198.80	195.00	38766.85
U03-2	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en prolongación de pilas de aliviadero hacia aguas arriba, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado en redondos B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	414.94	365.00	151451.64

U03-3	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en muro cajero de la rápida, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	473.79	150.00	71067.78
U03-4	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en losa, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	4545.89	114.65	521186.00
U03-5	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en muro cajero del cuenco amortiguador, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado en redondos B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	2977.38	130.00	387059.30
U03-6	m ³ Hormigón HL-150/B/20 en muro cajero del cuenco amortiguador, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	61.71	80.56	4970.98
U03-7	m Drenaje con tubo ranurado de PVC de D=150mm	94.46	10.60	1001.28
U03-8	m ² Geotextil formado por fieltro de polipropileno no tejido ligado térmicamente de 190 a 200g/m ² , colocado sin adherir para retención de finos y paso de agua en drenaje de trasdós de muros, separando terreno natural del drenaje	94.46	8.97	847.31
U03-9	Tm Protección del lecho con escollera concertada de naturaleza caliza, de densidad 2.65T/m ³ , con un coeficiente de plasticidad menor o igual a 2 y un Dm500mm, con pendiente 1V:10H, incluso carga, transporte, descarga, extendido y nivelación	94.46	12.85	1213.81
U03-10	m Protección de márgenes mediante gaviones, con jaula a base de malla de acero galvanizado llenada in situ, compactado y atiramiento de las mallas de los gaviones	520.34	54.00	28098.58

Total	1205663.52
-------	------------

CAPÍTULO 4 COMPUERTA TAINTOR

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U04-1	ud Retirada de compuerta tipo Taintor de longitud de 15m y altura 7m en aliviadero actual, incluso carga y transporte a vertedero	2	35000.00	70000.00
U04-2	ud Compuerta tipo Taintor de longitud de 15m y altura 7.35 m en aliviadero de cuerpo de presa, con accionamiento mediante servomotores oleohidráulicos, incluso suministro a pie de obra, montaje y colocación totalmente terminada, prueba de la compuerta y parte proporcional de hierros fijos, perfiles de neopreno en solera y cajeros por estanqueidad, protección anticorrosión a base de limpieza por chorro de arena, capa de impregnación antioxidante rica en cinc, de 50 micras de espesor y 2 capas de esmalte epoxi negro de 200 micras de espesor mínimo total y equipo eléctrico por mando de control y señalización de las compuertas e instalación	2	550000.00	1100000.00

Total	1170000.00
-------	------------

CAPÍTULO 5 CONTROL DE CALIDAD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U05-1	ud Plan de control de calidad	1	29474	29474.00

Total	29474.00
-------	----------

CAPÍTULO 6 SEGURIDAD Y SALUD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U06-1	ud Estudio de seguridad y salud en el trabajo	1	29735.62	29735.62

Total	29735.62
-------	----------

CAPÍTULO 7 GESTIÓN DE RESIDUOS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U07-1	ud Gestión de residuos	1	88016.94	88016.94

Total	88016.94
-------	----------

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	3098078.97
GASTOS GENERALES (17%)	526673.43
BENEFICIO INDUSTRIAL (6%)	185884.74
SUMA	3624752.40
IVA (21%)	761198.00
PPTO TOTAL DE LAS OBRAS	4385950.40
REDACCIÓN DEL PROYECTO (3%)	131578.51
DIRECCIÓN FACULTATIVA (3%)	131578.51
PPTO PARA CONOCIMIENTO DE LA ADMINISTRACIÓN	4649107.43

La relación valorada asciende a la expresada cantidad de **cuatro millones seiscientos cuarenta y nueve mil ciento siete euros con cuarenta y tres céntimos de euros.**

A7.2. APERTURA DE DOS NUEVOS VANOS

Los capítulos que conforman esta medida se muestran a continuación:

CAPÍTULO 1 DEMOLICIÓN

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U01-1	m ³ Demolición de hormigón, mediante martillo neumático en embocadura actual de aliviadero, desde vertedero aguas arriba hasta sección de enlace con el nuevo perfil de la rápida, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	1820.28	78.15	142254.88
U01-2	m ³ Demolición de hormigón, mediante martillo neumático en pilas aguas arriba, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	1161.12	111.53	129499.71
U01-3	m ³ Demolición de 3 casetas de mantenimiento ubicadas sobre pilas aguas arriba, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	200.55	52.56	10540.91

U01-4	m ³ Demolición de muros cajeros de hormigón armado, mediante martillo neumático, incluso carga manual y mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	506.22	85.69	43377.79
U01-5	m ³ Demolición de losa de hormigón armado, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	3003.00	48.58	145885.74
U01-6	m ³ Demolición de hormigón del cuerpo de presa, para hueco del nuevo vano, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	720.00	282.00	203040.00
U01-7	m ³ Demolición de hormigón en cuerpo de presa, para delimitar el perfil, mediante martillo neumático, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	360.00	78.15	28134.00

Total	471559.03
-------	-----------

CAPÍTULO 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U02-1	m ³ Excavación para desmonte, en terreno blando, con medios mecánicos incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	475.20	5.90	2803.68
U02-2	m ³ Excavación en forma de canal para construcción del cuenco amortiguador, en roca blanda, con medios mecánicos, con rebaje de nivel freático, incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	4841.08	14.50	70195.59
U02-3	m ³ Excavación en forma de canal para construcción de la protección del cauce aguas abajo del cuenco amortiguador, en roca blanda, con medios mecánicos, con rebaje de nivel freático, incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	1963.50	15.60	30630.60

Total	103629.87
-------	-----------

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U03-1	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en recubrimiento de solera en la embocadura de aliviadero más adecuación al perfil de la lámina Creager, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado en redondos B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	198.80	195.00	38766.85
U03-2	ud Ejecución de tablero sobre nuevo vano con capacidad resistente correspondiente al peso sobre el mismo y el tráfico rodado	2.00	500000.00	1000000.00
U03-3	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en prolongación de pilas de aliviadero hacia aguas arriba, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado en redondos B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	414.94	365.00	151451.64
U03-4	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en muro cajero de la rápida, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	947.57	150.00	142135.56
U03-5	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en losa, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	4545.89	114.65	521186.00
U03-6	m ³ Hormigón HA-25/B/20/E en muro cajero del cuenco amortiguador, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado en redondos B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	2977.38	130.00	387059.30

U03-7	m ³ Hormigón HL-150/B/20 en muro cajero del cuenco amortiguador, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	123.41	80.56	9941.95
U03-8	m Drenaje con tubo ranurado de PVC de D=150mm	94.46	10.60	1001.28
U03-9	m ² Geotextil formado por fieltro de polipropileno no tejido ligado térmicamente de 190 a 200g/m ² , colocado sin adherir para retención de finos y paso de agua en drenaje de trasdós de muros, separando terreno natural del drenaje	94.46	8.97	847.31
U03-10	Tm Protección del lecho con escollera concertada de naturaleza caliza, de densidad 2.65T/m ³ , con un coeficiente de plasticidad menor o igual a 2 y un Dm500mm, con pendiente 1V:10H, incluso carga, transporte, descarga, extendido y nivelación	94.46	12.85	1213.81
U03-11	m Protección de márgenes mediante gaviones, con jaula a base de malla de acero galvanizado llena in situ, compactado y atiramiento de las mallas de los gaviones	520.34	54.00	28098.58

Total	2281702.27
-------	------------

CAPÍTULO 4 COMPUERTA TAINTOR

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U04-2	ud Compuerta tipo Taintor de longitud de 15m y altura 4.35 en aliviadero de cuerpo de presa, con accionamiento mediante servomotores oleohidráulicos, incluso suministro a pie de obra, montaje y colocación totalmente terminada, prueba de la compuerta y parte proporcional de hierros fijos, perfiles de neopreno en solera y cajeros por estanqueidad, protección anticorrosión a base de limpieza por chorro de arena, capa de impregnación antioxidante rica en cinc, de 50 micras de espesor y 2 capas de esmalte epoxi negro de 200 micras de espesor mínimo total y equipo eléctrico por mando de control y señalización de las compuertasinstalación	2	585000.00	1170000.00

Total	1170000.00
-------	------------

CAPÍTULO 5 CONTROL DE CALIDAD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U05-1	ud Plan de control de calidad	1	40474	40474.00

Total	40474.00
-------	----------

CAPÍTULO 6 SEGURIDAD Y SALUD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U06-1	ud Estudio de seguridad y salud en el trabajo	1	40735.62	40735.62

Total	40735.62
-------	----------

CAPÍTULO 7 GESTIÓN DE RESIDUOS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U07-1	ud Gestión de residuos	1	94820.94	94820.94

Total	94820.94
-------	----------

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	4202921.73
GASTOS GENERALES (17%)	714496.69
BENEFICIO INDUSTRIAL (6%)	252175.30
SUMA	4917418.42
IVA (21%)	1032657.87
PPTO TOTAL DE LAS OBRAS	5950076.29
REDACCIÓN DEL PROYECTO (3%)	178502.29
DIRECCIÓN FACULTATIVA (3%)	178502.29
PPTO PARA CONOCIMIENTO DE LA ADMINISTRACIÓN	6307080.87

La relación valorada asciende a la expresada cantidad de **seis millones trescientos siete mil ochenta euros con ochenta y siete céntimos de euros**.

A7.3. MEJORA DEL PETRIL

Los capítulos que conforman esta medida se muestran a continuación:

CAPÍTULO 1 DEMOLICIÓN

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U01-1	m Demolición de barandilla existente, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	336.00	28.93	9720.48

Total	9720.48
-------	---------

CAPÍTULO 2 ESTRUCTURAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U02-1	m Petril de 80 cm de altura formado por hormigón HA-25/B/20/E de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, con acero corrugado B-500S según planos, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	336.00	265.00	89040.00

Total	89040.00
-------	----------

CAPÍTULO 3 CONTROL DE CALIDAD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U03-1	ud Plan de control de calidad	1	1965	1965.00

Total	1965.00
-------	---------

CAPÍTULO 4 SEGURIDAD Y SALUD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U04-1	ud Estudio de seguridad y salud en el trabajo	1	1972.42	1972.42

Total	1972.42
-------	---------

CAPÍTULO 5 GESTIÓN DE RESIDUOS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U05-1	ud Gestión de residuos	1	846.72	846.72

Total	846.72
-------	--------

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	103544.62
GASTOS GENERALES (17%)	17602.59
BENEFICIO INDUSTRIAL (6%)	6212.68
SUMA	121147.21
IVA (21%)	25440.91
PPTO TOTAL DE LAS OBRAS	146588.12
REDACCIÓN DEL PROYECTO (3%)	4397.64
DIRECCIÓN FACULTATIVA (3%)	4397.64
PPTO PARA CONOCIMIENTO DE LA ADMINISTRACIÓN	155383.41

La relación valorada asciende a la expresada cantidad de **ciento cincuenta y cinco mil trescientos ochenta y tres euros con cuarenta y un céntimos de euros.**

A7.4. RECRECIDO HASTA COTA DE CORONACIÓN A 132msnm.

Los capítulos que conforman esta medida se muestran a continuación:

CAPÍTULO 1 DEMOLICIÓN

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U01-1	m ³ Demolición de firme de carretera, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	1680.00	78.15	131292.00
U01-2	m Demolición de hormigón, mediante retroexcavadora en barandilla, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	2016.00	18.53	37356.48
U01-3	m ³ Demolición de 3 casetas de mantenimiento ubicadas sobre pilas aguas arriba, mediante retroexcavadora, incluso carga mecánica de escombros sobre camión y transporte a vertedero.	200.55	52.56	10540.91
U01-4	ud Demolición parcial del túnel para adecuación del gálibo	1.00	145000.00	145000.00

Total	324189.39
-------	-----------

CAPÍTULO 2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U02-1	m ³ Excavación para desmonte, en terreno blando, con medios mecánicos incluso carga mecánica sobre camión, transporte a vertedero y descarga	1188.00	66.85	79417.80

Total	79417.80
-------	----------

CAPÍTULO 3 ESTRUCTURAS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U03-5	m ² Firme de carretera para categoría de tráfico pesado T3122 de sección compuesta por 30cm de suelo cemento bajo 12 cm de mezcla bituminosa, ncluso fabricación, transporte, vertido, prefisuración y extensión.	672.00	180.00	120960.00
U03-6	m ³ Hormigón HL-150/B/20 en cuerpo de presa, de consistencia blanda y tamaño máximo de árido de 20mm, incluso fabricación, transporte, vertido, vibrado, curado, encofrado, desencofrado, limpieza y parte proporcional del desencofrado	4200.00	320.56	1346352.00
U03-7	m Drenaje de la carretera	672.00	8.90	5980.80
U03-8	m barandilla de 80 cm	672.00	25.85	17371.20
U03-9	ud Caseta de acceso a la maquinaria de accionamiento de las compuertas	2.00	35000.00	70000.00
U03-10	m Protección de márgenes mediante gaviones, con jaula a base de malla de acero galvanizado llenada in situ, compactado y atiramiento de las mallas de los gaviones	197.10	54.00	10643.40

Total	1571307.40
-------	------------

CAPÍTULO 4 CONTROL DE CALIDAD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U04-1	ud Plan de control de calidad	1	29474	29474.00

Total	29474.00
-------	----------

CAPÍTULO 5 SEGURIDAD Y SALUD

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U5-1	ud Estudio de seguridad y salud en el trabajo	1	29735.62	29735.62

Total	29735.62
-------	----------

CAPÍTULO 6 GESTIÓN DE RESIDUOS

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Importe
U06-1	ud Gestión de residuos	1	32038.97	32038.97

Total	32038.97
-------	----------

PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	2066163.17
GASTOS GENERALES (17%)	351247.74
BENEFICIO INDUSTRIAL (6%)	123969.79
SUMA	2417410.91
IVA (21%)	507656.29
PPTO TOTAL DE LAS OBRAS	2925067.20
REDACCIÓN DEL PROYECTO (3%)	87752.02
DIRECCIÓN FACULTATIVA (3%)	87752.02
PPTO PARA CONOCIMIENTO DE LA ADMINISTRACIÓN	3100571.24

La relación valorada asciende a la expresada cantidad de **tres millones cien mil quinientos setenta y un euros con veinticuatro céntimos de euros.**

ANEJO 8

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

ANEJO 8

ESTUDIO DE ESTABILIDAD

ÍNDICE DE CAPÍTULO

	Páginas
A8. ESTUDIO DE ESTABILIDAD	263
A8.1. INTRODUCCIÓN	263
A8.2. INFORMACIÓN SÍSMICA.....	267
A8.3. CONDICIONANTES PREVIOS.....	269
A8.4. HIPÓTESIS DE CÁLCULO	271
A8.5. RESULTADOS	274
A8.6. COMPARATIVA CON EL ESTADO ACTUAL	278

ÍNDICE DE FIGURAS

	Páginas
FIGURA 1. SECCIÓN DE CÁLCULO. PERFIL ESTRIBO DERECHO.....	264
FIGURA 2. SECCIÓN DE CÁLCULO. PERFIL ALIVIADERO.....	265
FIGURA 3. SECCIÓN DE CÁLCULO. PERFIL ESTRIBO IZQUIERDO.....	266
FIGURA 4. MAPA SÍSMICO DE LA NORMA SISMORRESISTENTE.....	268
FIGURA 5. MAPA QUE EVALÚA LA PELIGROSIDAD SÍSMICA PARA UN T=500 AÑOS.....	269

ÍNDICE DE TABLAS

	Páginas
TABLA 1. COMBINACIONES DE ACCIONES (GUÍA TÉCNICA N°2).....	271
TABLA 2. COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SECCIÓN DEL ESTRIBO DERECHO.....	272
TABLA 3. COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SECCIÓN CENTRAL.....	272
TABLA 4. COMBINACIÓN DE ACCIONES PARA LA SECCIÓN DEL ESTRIBO IZQUIERDO.....	273
TABLA 5. COEFICIENTES DE SEGURIDAD RESPECTO AL DESLIZAMIENTO (GUÍA TÉCNICA N2).....	274
TABLA 6. COMPROBACIÓN FRENTE A DESLIZAMIENTO PARA LA SECCIÓN DEL ESTRIBO DERECHO.....	274
TABLA 7. COMPROBACIÓN FRENTE A DESLIZAMIENTO PARA LA SECCIÓN CENTRAL.....	275
TABLA 8. COMPROBACIÓN FRENTE A DESLIZAMIENTO PARA LA SECCIÓN DEL ESTRIBO IZQUIERDO.....	275
TABLA 9. COEFICIENTES DE SEGURIDAD EN LOS CASOS QUE NO CUMPLEN LA GUÍA TÉCNICA N°2.....	276
TABLA 10. TENSIONES EN EL CONTACTO PRESA-CIMIENTO DESPUÉS DE LA CORRECCIÓN (SECCIÓN ESTRIBO DERECHO).....	276
TABLA 11. TENSIONES EN EL CONTACTO PRESA-CIMIENTO DESPUÉS DE LA CORRECCIÓN (SECCIÓN CENTRAL).....	277
TABLA 12. TENSIONES EN EL CONTACTO PRESA-CIMIENTO DESPUÉS DE LA CORRECCIÓN (SECCIÓN ESTRIBO IZQUIERDO).....	277
TABLA 13. COEFICIENTES DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO. SECCIÓN ESTRIBO DERECHO.....	278
TABLA 14. COEFICIENTES DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO. SECCIÓN CENTRAL.....	278
TABLA 15. COEFICIENTES DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO. SECCIÓN ESTRIBO IZQUIERDO.....	279

A8. ESTUDIO DE ESTABILIDAD

A8.1. INTRODUCCIÓN

En el presente informe se evalúa la estabilidad de la presa de Amadorio tomando un ángulo de rozamiento entre el hormigón y el terreno de $\varphi = 39^\circ$ y una cohesión de $c=15\text{t/m}^2$.

Se analiza el deslizamiento a favor del contacto hormigón-roca y las tensiones máximas en el contacto presa-cimiento.

Estos cálculos de estabilidad se realizan para la sección central, donde se ubica el aliviadero, y la pérdida de volumen puede generar aumento del riesgo de deslizamiento. También se realiza para las secciones del estribo derecho e izquierdo donde el aumento de la cota de coronación puede generar la aparición de tensiones en el contacto hormigón-roca.

A continuación se muestran las secciones de cálculo consideradas tras el recrecido de la presa y el rebaje de labio:

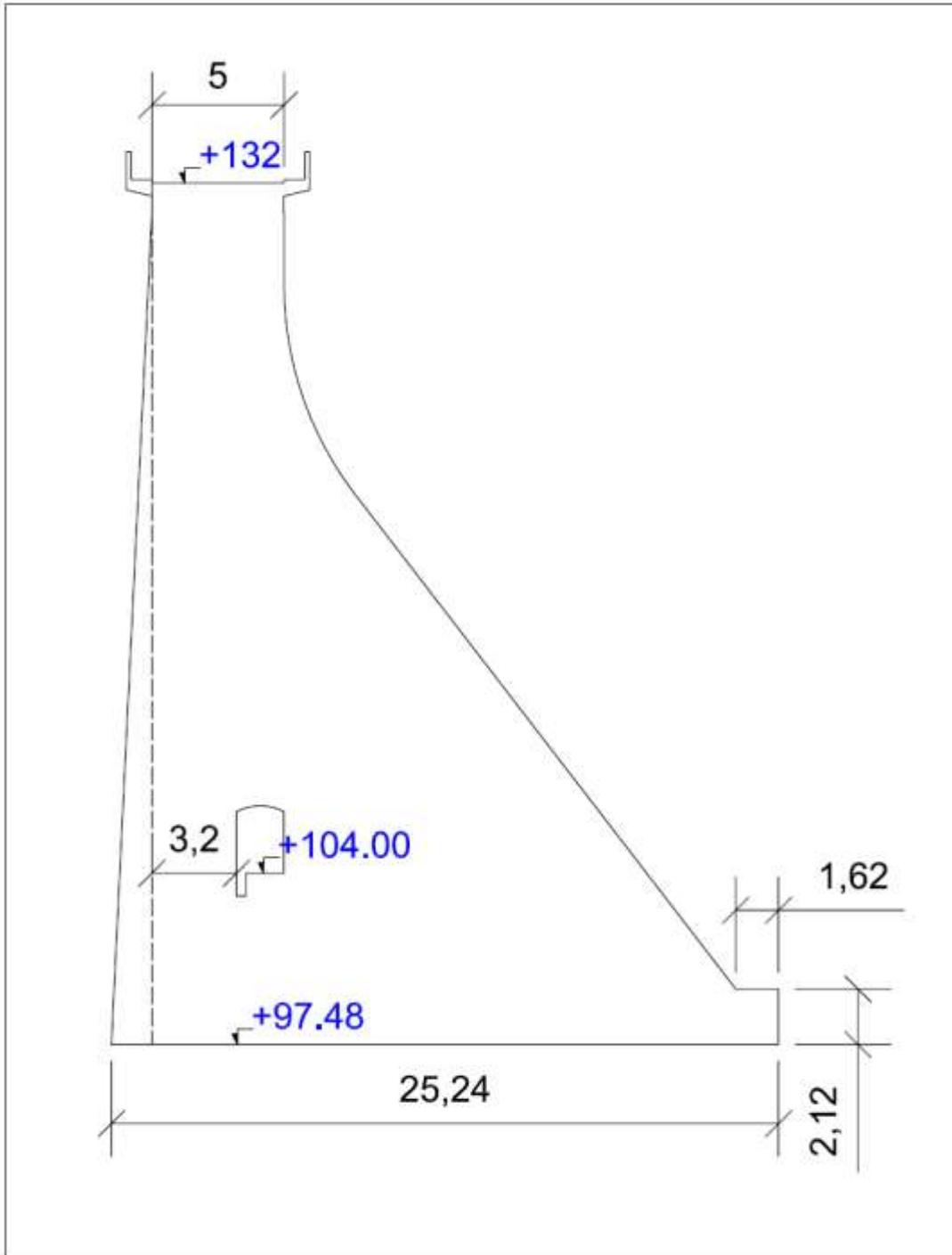


Figura 1. Sección de cálculo. Perfil estribo derecho.

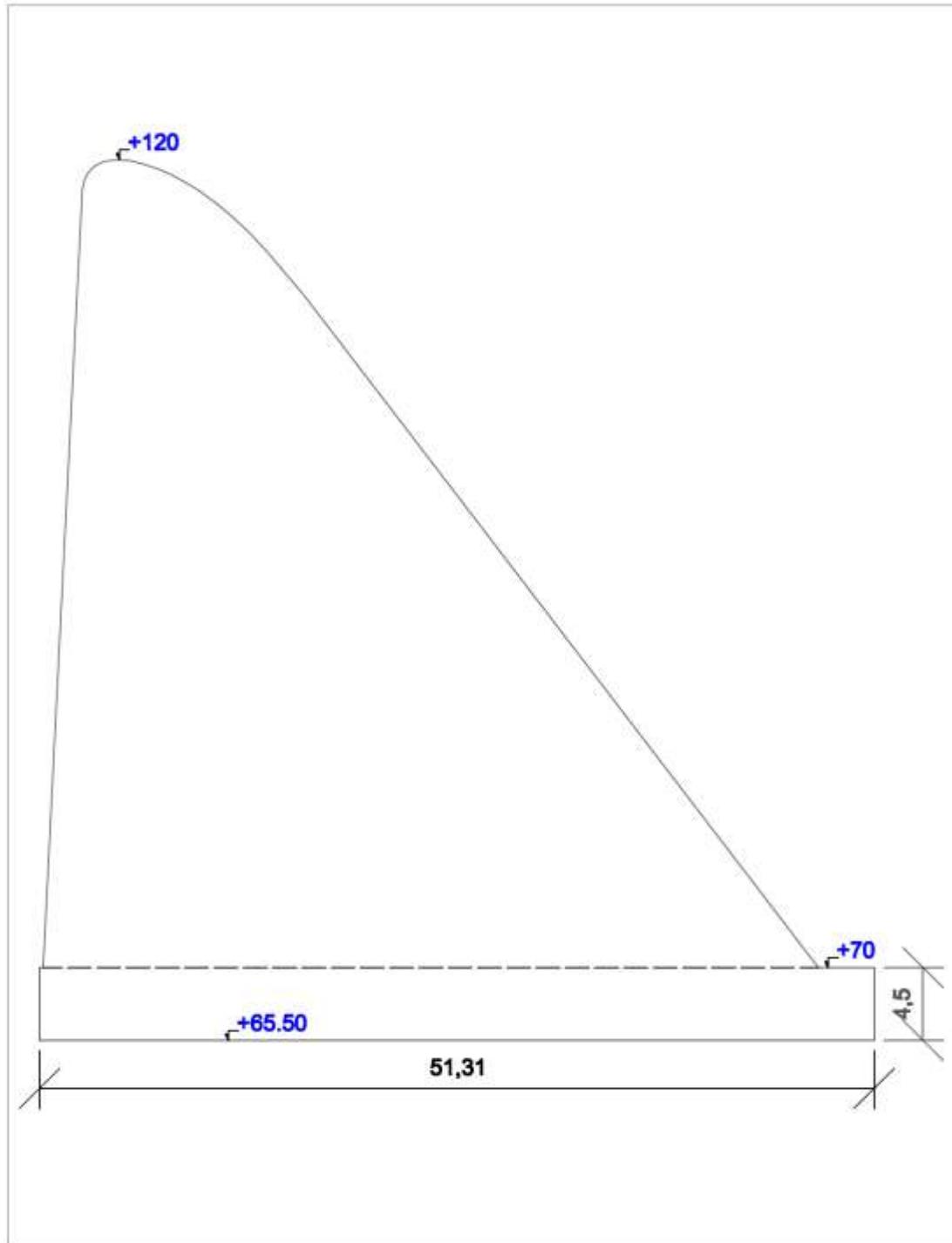


Figura 2. Sección de cálculo. Perfil aliviado.

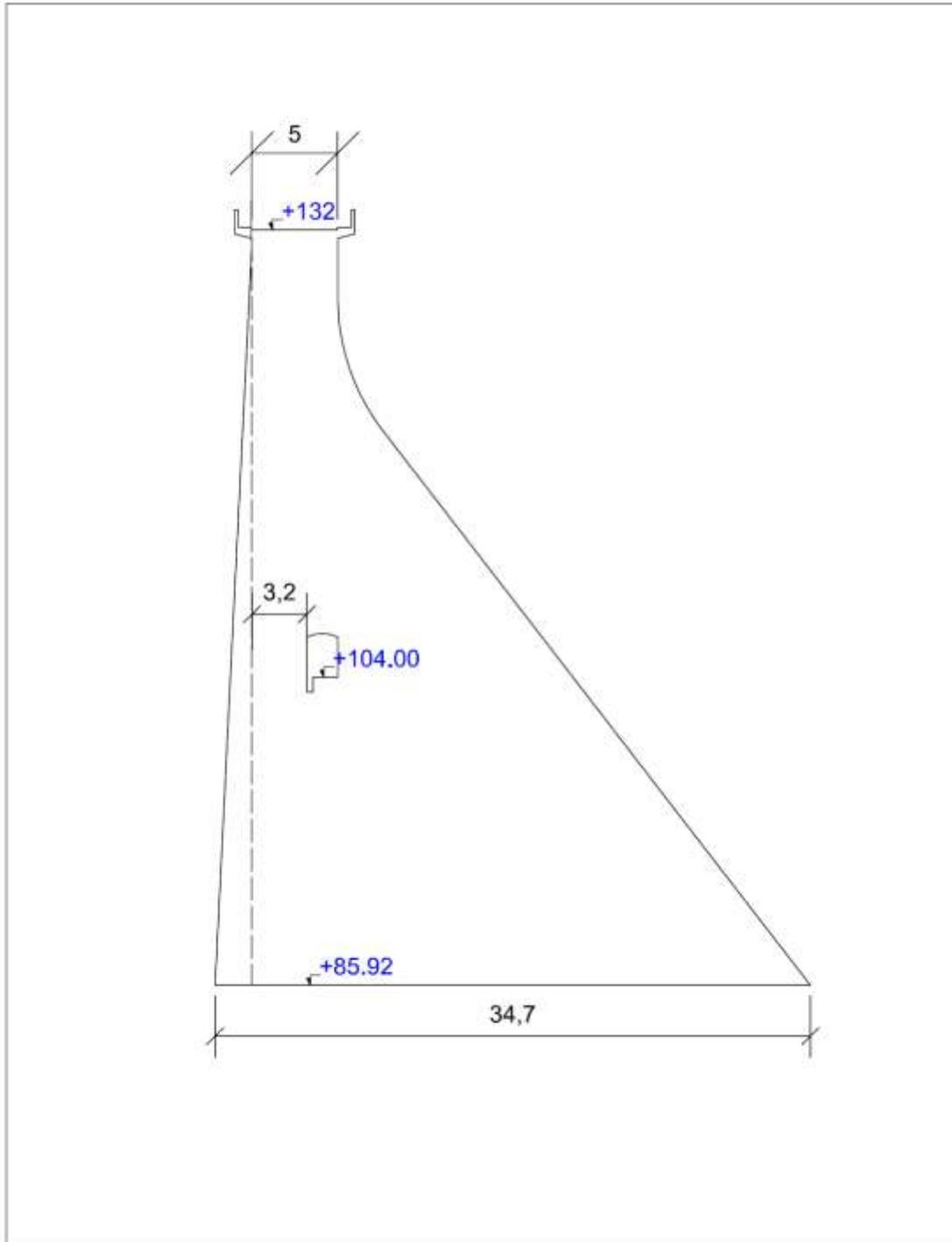


Figura 3. Sección de cálculo. Perfil estribo izquierdo.

A8.2. INFORMACIÓN SÍSMICA

La Norma de Construcción Sismorresistente (NCSR-02) aprobada por Real Decreto 997/2002 el 27 de septiembre se tendrá en cuenta en casos de reforma o rehabilitación a fin de lograr un aumento de los niveles de seguridad para adaptarse a las nuevas exigencias. Si las obras llevadas a cabo suponen una actuación substancial sobre la estructura se considerará a todos los efectos como de nueva creación.

La Norma clasifica las construcciones en función del uso a que se destinen, los daños que pudiera generar su destrucción e independientemente del tipo de obra en cuestión. Los niveles de clasificación se enuncian a continuación:

- De importancia moderada

Se trata de aquellas construcciones con probabilidad despreciable de que su destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario u ocasionar daños económicos significativos a terceros.

- De importancia normal

Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.

- De importancia extraordinaria

Aquellas cuya destrucción por el terremoto pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen, entre otras, las grandes construcciones de ingeniería civil como centrales nucleares o térmicas, grandes presas y aquellas presas que, en función del riesgo potencial que puede derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, estén clasificadas en las categorías A o B del Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses vigente.

La peligrosidad sísmica se define a través del mapa de peligrosidad sísmica de la siguiente figura. Dicho mapa proporciona, expresada en relación al valor de la gravedad, g , la aceleración sísmica básica, a_b (valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno) y el coeficiente de contribución K , que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto.

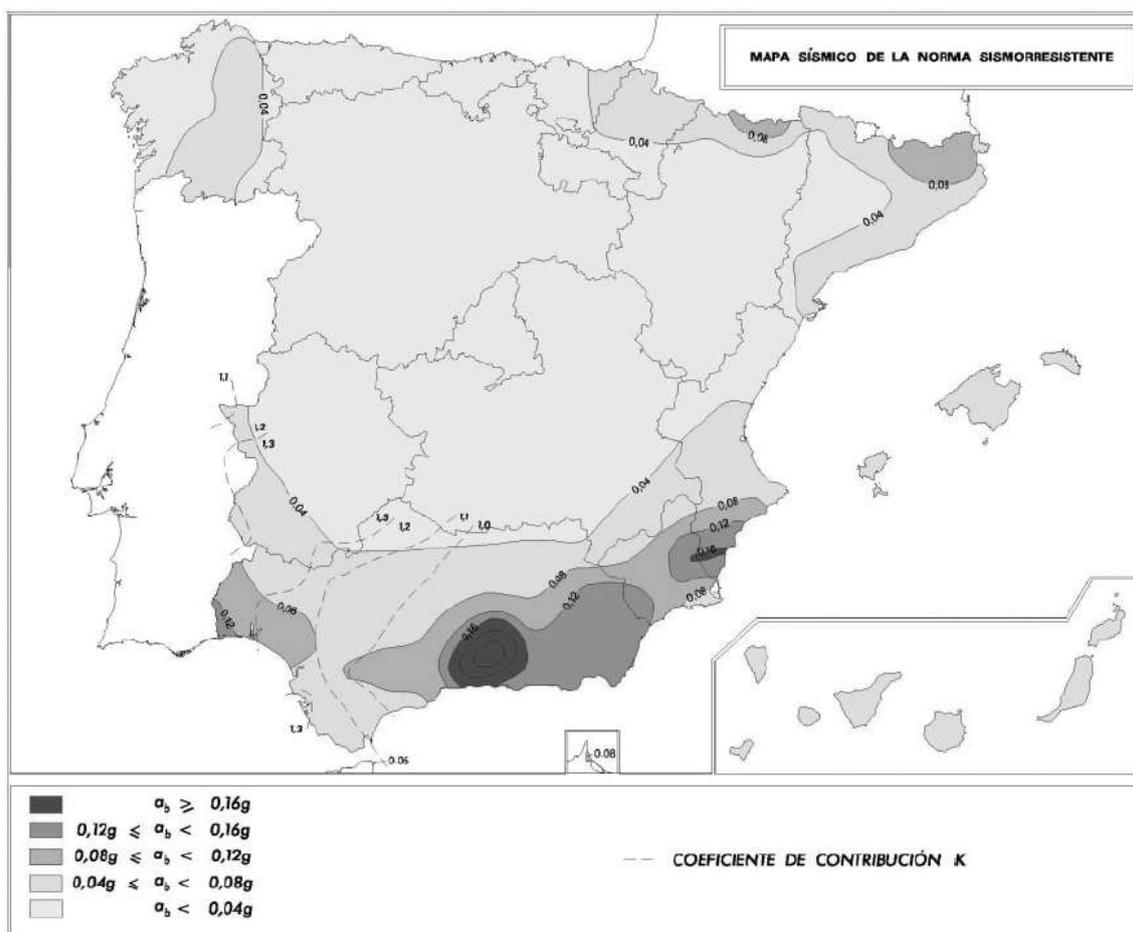


Figura 4. Mapa sísmico de la norma sismorresistente.

Por tanto, en el Anejo 1 de la Norma Sismorresistente se considera para la población de Villajoyosa una aceleración sísmica de $0,11g$ ($a_b/g=0,11$) y un coeficiente de contribución, K igual a 1.

Así mismo, se publicó en el BOE 17005 con resolución el 17 de septiembre de 2004 el mapa de peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 500 años donde se indica la intensidad del posible sismo. El término municipal de Villajoyosa se halla

en un área donde son previsibles sismos de intensidad igual o superior a VII según los estudios de peligrosidad sísmica para un periodo de retorno de 500 años realizados por el Instituto Geográfico Nacional.



Figura 5. Mapa que evalúa la peligrosidad sísmica para un T=500 años.

A8.3. CONDICIONANTES PREVIOS

La evaluación de la estabilidad de la presa se ha realizado con los siguientes condicionantes:

- La densidad del hormigón del cuerpo de presa se supone de $2.3T/m^3$.
- La densidad del agua se ha tomado igual a $1T/m^3$.
- No se han considerado las galerías presentes en el cuerpo de presa.

- Aunque no se tiene constancia, se supone la existencia de sedimentos hasta la cota umbral del desagüe de fondo, con una densidad de $1.4T/m^3$ y $\Phi=30^\circ$.
- Para la subpresión máxima se supondrá ley triangular. La subpresión normal es la que resulta de la nueva área de presiones bajo la presa, cuando se procede a disminuir, en la localización de la galería de drenaje, el valor unitario correspondiente, a la tercera parte del mismo.
- La aceleración básica en el emplazamiento de la presa (se toma Villajoyosa como referencia) es de $a_b=0.11g$ que se trata de una sismicidad moderada según la normativa vigente.
- La máxima distancia entre la presa y la línea de costa del embalse para el nivel de embalse de NMN es de 630m. Para niveles superiores de embalse puede adoptarse el mismo valor.
- El empuje hidrodinámico del agua se calcula de acuerdo con la formulación de Westergaard, considerando $C_w=0.83$.
- La pendiente del cimientto se ha supuesto siempre horizontal.
- El buzamiento aparente de la serie carbonatada es de uno $10^\circ-20^\circ$, según la información geológica facilitada, lo que hace que los potenciales mecanismos que involucrarían la inestabilidad de alguna masa adicional de roca son cinemáticamente incompatibles.

A8.4. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Las hipótesis de cálculo realizadas son las que se indican en la Guía Técnica nº2 [26] para presas de Categoría A. Éstas se exponen a continuación:

N11	Peso propio						
N12	Peso propio	Efectos térmicos					
N21	Peso propio	Efectos térmicos	Empuje (NMN)	Drenes eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola máxima (NMN)	
A11	Peso propio	Efectos térmicos					Sismo (TP)
A21	Peso propio	Efectos térmicos	Empuje (NAP)	Drenes eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola máxima (NAP)	
A22	Peso propio	Efectos térmicos	Empuje (NMN)	Drenes no eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola máxima (NMN)	
A23	Peso propio	Efectos térmicos	Empuje (NMN)	Drenes eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola sísmica	Sismo (TP)
E11	Peso propio	Efectos térmicos					Sismo (TE)
E21	Peso propio	Efectos térmicos	Empuje (NAE)	Drenes eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola máxima (NAE)	
E22	Peso propio	Efectos térmicos	Empuje (NMN)	Drenes eficaces (NMN)	Sedimentos	Ola sísmica	Sismo (TE)

Tabla 1. Combinaciones de acciones (Guía Técnica nº2).

Las acciones que actúan en cada una de las hipótesis se muestran en la Tabla 2, Tabla 3 y Tabla 4.

Tabla 2. Combinación de acciones para la sección del estribo derecho.

ESTRIBO DERECHO														
Hipótesis	Peso propio		Efectos térmicos		Empuje		Drenes		Sedimento		Ola		Sismo C	
	W _x	W _y	F _x	F _y	F _x	F _y	U _x	U _y	D _x	D _y	F _x	F _y	F _x	F _y
N11	0.000	-996.385	no		no		no		no		no		no	
N12	0.000	-996.385	*	*	no									
N21	0.000	-996.385	*	*	200.033	-9.518	0.000	105.055	0.000	0.000	29.875	0	no	
A11	0.000	-996.385	*	*	no		no		no		no		94.989	47.494
A21	0.000	-996.385	*	*	413.644	-19.682	0.000	105.055	0.000	0.000	20.913	0	no	
A22	0.000	-996.385	*	*	200.033	-9.518	0.000	246.342	0.000	0.000	29.875	0	no	
A23	0.000	-996.385	*	*	200.033	-9.518	0.000	105.055	0.000	0.000	7.997	0	94.989	47.494
E11	0.000	-996.385	*	*	no		no		no		no		146.137	73.068
E21	0.000	-996.385	*	*	487.721	-23.206	0.000	105.055	0.000	0.000	20.913	0	no	
E22	0.000	-996.385	*	*	200.033	-9.518	0.000	105.055	0.000	0.000	12.303	0	146.137	73.068

Tabla 3. Combinación de acciones para la sección central.

SECCIÓN CENTRAL														
Hipótesis	Peso propio		Efectos térmicos		Empuje		Drenes		Sedimento		Ola		Sismo C	
	W _x	W _y	F _x	F _y	F _x	F _y	U _x	U _y	D _x	D _y	F _x	F _y	F _x	F _y
N11	0.000	-3644.034	no		no		no		no		no		no	
N12	0.000	-3644.034	*	*	no									
N21	0.000	-3644.034	*	*	1391.835	-66.225	0.000	528.251	58.964	-2.100	63.901	0	no	
A11	0.000	-3644.034	*	*	no		no		no		no		347.398	173.699
A21	0.000	-3644.034	*	*	1892.445	-90.044	0.000	528.251	58.964	-2.100	44.731	0	no	

A22	0.000	-3644.034	*	*	1391.835	-66.225	0.000	1320.976	58.964	-2.100	63.901	0	no	
A23	0.000	-3644.034	*	*	1391.835	-66.225	0.000	528.251	58.964	-2.100	23.453	0	347.398	173.699
E11	0.000	-3644.034	*	*	no		no		no		no		534.458	267.229
E21	0.000	-3644.034	*	*	2047.419	-97.418	0.000	528.251	58.964	-2.100	44.731	0	no	
E22	0.000	-3644.034	*	*	1391.835	-66.225	0.000	528.251	58.964	-2.100	36.081	0	534.458	267.229

Tabla 4. Combinación de acciones para la sección del estribo izquierdo.

ESTRIBO IZQUIERDO														
Hipótesis	Peso propio		Efectos térmicos		Empuje		Drenes		Sedimento		Ola		Sismo C	
	Wx	Wy	Fx	Fy	Fx	Fy	Ux	Uy	Dx	Dy	Fx	Fy	Fx	Fy
N11	0.000	-1787.073	no		no		no		no		no		no	
N12	0.000	-1787.073	*	*	no		no		no		no		no	
N21	0.000	-1787.073	*	*	507.112	-24.129	0.000	222.100	0.000	0.000	42.178	0	no	
A11	0.000	-1787.073	*	*	no		no		no		no		170.368	85.184
A21	0.000	-1787.073	*	*	824.499	-39.230	0.000	222.100	0.000	0.000	29.525	0	no	
A22	0.000	-1787.073	*	*	507.112	-24.129	0.000	538.772	0.000	0.000	42.178	0	no	
A23	0.000	-1787.073	*	*	507.112	-24.129	0.000	222.100	0.000	0.000	12.954	0	170.368	85.184
E11	0.000	-1787.073	*	*	no		no		no		no		262.104	131.052
E21	0.000	-1787.073	*	*	927.828	-44.147	0.000	222.100	0.000	0.000	29.525	0	no	
E22	0.000	-1787.073	*	*	507.112	-24.129	0.000	222.100	0.000	0.000	0.000	0	262.104	131.052

A8.5. RESULTADOS

Dadas las combinaciones de acciones, expuestas en el punto anterior para cada una de las hipótesis, se analiza el comportamiento de la presa en la sección de cálculo. Las comprobaciones a realizar son:

Deslizamiento:

En primer lugar se comprueba el comportamiento de la presa frente al deslizamiento. En este caso se considera el sismo tipo C pues es el que más favorece el deslizamiento de la presa.

Los coeficientes de seguridad recomendados por la Guía Técnica nº2 para presas de clasificación A son:

Tabla 5. Coeficientes de seguridad respecto al deslizamiento (Guía Técnica N2).

Situación	Clasificación A	
	F1	F2
Normal	1.5	5
Accidental	1.2	4
Extrema	1.01	3

A continuación se comprueba si cumplen o no estos coeficientes y si no los cumplen se calcula el coeficiente de seguridad que mantienen. Se cumple frente a deslizamiento si:

$$\frac{\sum Fy \cdot \tan \varphi}{F1} + \frac{cB}{F2} > \sum Fx$$

Tabla 6. Comprobación frente a deslizamiento para la sección del estribo derecho.

Hipótesis	Total		comprobación	Cumple
	Fx (Mp)	Fy (Mp)		
N11	0.000	-996.385	614.256	sí
N12	0.000	-996.385	614.256	sí

N21	229.908	-900.848	562.680	sí
A11	94.989	-948.891	588.616	sí
A21	434.557	-911.012	568.167	sí
A22	229.908	-759.561	486.405	sí
A23	303.019	-853.354	537.040	sí
E11	146.137	-923.317	574.810	sí
E21	508.634	-914.537	570.070	sí
E22	358.472	-827.780	523.233	sí

Tabla 7. Comprobación frente a deslizamiento para la sección central.

Hipótesis	Total		comprobación	Cumple
	Fx (Mp)	Fy (Mp)		
N11	0.000	-3644.034	2117.260	sí
N12	0.000	-3644.034	2117.260	sí
N21	1514.700	-3182.008	1867.832	sí
A11	347.398	-3470.335	2023.488	sí
A21	1996.140	-3207.927	1881.825	no
A22	1514.700	-2391.383	1441.007	no
A23	1821.650	-3010.409	1775.193	no
E11	534.458	-3376.805	1972.995	sí
E21	2151.114	-3215.301	1885.805	no
E22	2021.339	-2916.879	1724.700	no

Tabla 8. Comprobación frente a deslizamiento para la sección del estribo izquierdo

Hipótesis	Total		comprobación	Cumple
	Fx (Mp)	Fy (Mp)		
N11	0.000	-1787.073	1068.055	sí
N12	0.000	-1787.073	1068.055	sí
N21	549.291	-1589.101	961.179	sí
A11	170.368	-1701.889	1022.068	sí
A21	854.024	-1604.203	969.331	sí
A22	549.291	-1272.430	790.221	sí
A23	690.433	-1503.917	915.192	sí
E11	262.104	-1656.021	997.306	sí
E21	957.353	-1609.119	971.986	sí
E22	769.216	-1458.049	890.429	sí

En algunas combinaciones de la sección central no se cumplen los factores de seguridad recomendados por la Guía Técnica nº2, así pues se calculan los factores de seguridad que se mantienen en estos casos:

Tabla 9. Coeficientes de seguridad en los casos que no cumplen la Guía Técnica nº2.

	Coef global	F1	F2
A21	1.7	1.1	3.8
A22	1.8	1.1	3.8
A23	1.7	1.2	3.9
E21	1.6	0.9	2.6
E22	1.5	0.9	2.6

Se observa que aunque no cumplen las recomendaciones de la Guía Técnica el coeficiente global es mayor que 1. Además se considera que la situación global de la presa frente al deslizamiento mejora respecto a la situación actual ya que pese a la pérdida de peso los niveles de la avenida de proyecto y extrema han descendido.

A la vista de los resultados obtenidos se puede afirmar que la presa es segura frente al deslizamiento.

Tensiones máximas:

Por último, se calculan las tensiones máximas en el contacto presa-cimiento. La distribución de tensiones viene dada por:

$$\sigma = \frac{\sum F_y}{B} \pm \frac{6M_c}{B^2}$$

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 11, donde se observa que en ninguna de las hipótesis de cálculo se produce grieta en el contacto entre el cuerpo de presa y la cimentación.

Tabla 10. Tensiones en el contacto presa-cimiento después de la corrección (sección estribo derecho).

Hipótesis	Total		e (m)	σ med (Mp/m ²)	6Mc/B ² (Mp/m ²)	σ min (Mp/m ²)	σ max (Mp/m ²)	Despegue
	Fy (Mp)	M C (m·Mp)						
N11	-996.39	1757.24	1.76	39.48	16.55	22.93	62.40	no
N12	-996.39	1757.24	1.76	39.48	16.55	22.93	62.40	no
N21	-900.85	-826.02	-0.92	35.69	-7.78	43.47	79.16	no
A11	-948.89	2987.18	3.15	37.59	28.13	9.46	47.06	no
A21	-911.01	-3136.05	-3.44	36.09	-29.54	65.63	101.72	no
A22	-759.56	-918.87	-1.21	30.09	-8.65	38.75	68.84	no
A23	-853.35	282.05	0.33	33.81	2.66	31.15	64.96	no

E11	-923.32	3649.46	3.95	36.58	34.37	2.21	38.79	no
E21	-914.54	-4184.96	-4.58	36.23	-39.42	75.65	111.88	no
E22	-827.78	1334.00	1.61	32.80	12.56	20.23	53.03	no

Tabla 11. Tensiones en el contacto presa-cimiento después de la corrección (sección central).

Hipótesis	Total		e (m)	σ med (Mp/m ²)	6Mc/B ² (Mp/m ²)	σ min (Mp/m ²)	σ max (Mp/m ²)	Despegue
	Fy (Mp)	M C (m·Mp)						
N11	-3644.03	26145.58	7.17	71.02	59.59	11.43	130.61	no
N12	-3644.03	26145.58	7.17	71.02	59.59	11.43	130.61	no
N21	-3182.01	-13413.27	-4.22	62.02	-30.57	92.58	31.45	no
A11	-3470.34	17885.17	5.15	67.63	40.76	26.87	108.40	no
A21	-3207.93	-22255.71	-6.94	62.52	-50.72	113.24	11.80	no
A22	-2391.38	-13363.41	-5.59	46.61	-30.46	77.06	16.15	no
A23	-3010.41	-22406.00	-7.44	58.67	-51.06	109.73	7.61	no
E11	-3376.81	13437.26	3.98	65.81	30.62	35.19	96.44	no
E21	-3215.30	-26874.78	-8.36	62.66	-61.25	123.91	1.42	no
E22	-2916.88	-25252.93	-8.66	56.85	-57.55	114.40	-0.70	no

Tabla 12. Tensiones en el contacto presa-cimiento después de la corrección (sección estribo izquierdo).

Hipótesis	Total		e (m)	σ med (Mp/m ²)	6Mc/B ² (Mp/m ²)	σ min (Mp/m ²)	σ max (Mp/m ²)	Despegue
	Fy (Mp)	M C (m·Mp)						
N11	-1787.07	9704.33	5.43	51.55	22.12	29.43	73.66	no
N12	-1787.07	9704.33	5.43	51.55	22.12	29.43	73.66	no
N21	-1589.10	-865.96	-0.54	45.84	-1.97	47.81	43.86	no
A11	-1701.89	12775.98	7.51	49.09	29.12	19.97	78.20	no
A21	-1604.20	-4136.89	-2.58	46.27	-9.43	55.70	36.84	no
A22	-1272.43	-996.01	-0.78	36.70	-2.27	38.97	34.43	no
A23	-1503.92	1933.41	1.29	43.38	4.41	38.97	47.78	no
E11	-1656.02	14429.94	8.71	47.77	32.89	14.88	80.65	no
E21	-1609.12	-6182.47	-3.84	46.41	-14.09	60.50	32.32	no
E22	-1458.05	4327.34	2.97	42.06	9.86	32.19	51.92	no

A8.6. COMPARATIVA CON EL ESTADO ACTUAL

En este apartado se compara los resultados antes obtenidos con los de la presa en el estado actual. Debido a la antigüedad de presa el estudio de la estabilidad está hecho siguiendo la Instrucción del 67 por lo que se ha realizado el estudio de la estabilidad de la presa para el estado actual para así poder comparar en qué medida afecta a su estabilidad la solución propuesta.

A continuación, se muestran los factores de seguridad frente al deslizamiento para cada una de las secciones de cálculo antes y después del rebaje de labio:

Tabla 13. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento. Sección estribo derecho.

ESTRIBO DERECHO						
Hipótesis	Actual			Modificado		
	F1	F2	coef global	F1	F2	coef global
N11	-	-	-	-	-	-
N12	-	-	-	-	-	-
N21	3.4	11.2	4.5	3.7	12.2	4.8
A11	7.5	24.9	12.2	7.4	24.8	12.1
A21	1.3	4.3	2.1	1.6	5.2	2.6
A22	2.3	7.7	4.0	2.5	8.5	4.3
A23	2.0	6.7	3.4	2.1	7.1	3.5
E11	4.0	11.8	7.8	4.0	11.8	7.7
E21	1.0	2.9	1.9	1.1	3.4	2.2
E22	1.4	4.2	2.8	1.5	4.4	2.9

Tabla 14. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento. Sección central.

SECCIÓN CENTRAL						
Hipótesis	Actual			Modificado		
	F1	F2	coef global	F1	F2	coef global
N11	-	-	-	-	-	-
N12	-	-	-	-	-	-
N21	1.9	6.2	2.2	1.8	6.2	2.2
A11	7.0	23.3	10.2	7.0	23.3	10.2
A21	1.1	3.6	1.6	1.1	3.8	1.7
A22	1.1	3.8	1.8	1.1	3.8	1.8
A23	1.2	3.9	1.7	1.2	3.9	1.7
E11	3.7	11.1	6.5	3.7	11.1	6.5
E21	0.9	2.5	1.5	0.9	2.6	1.6
E22	0.9	2.6	1.5	0.9	2.6	1.5

Tabla 15. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento. Sección estribo izquierdo.

ESTRIBO IZQUIERDO						
Hipótesis	Actual			Modificado		
	F1	F2	coef global	F1	F2	coef global
N11	-	-	-	-	-	-
N12	-	-	-	-	-	-
N21	2.5	8.3	3.1	2.6	8.7	3.3
A11	7.2	24.0	11.2	7.2	24.0	11.1
A21	1.2	4.0	1.9	1.4	4.5	2.1
A22	1.6	5.4	2.7	1.7	5.8	2.8
A23	1.5	5.1	2.4	1.6	5.3	2.5
E11	3.8	11.4	7.1	3.8	11.4	7.1
E21	0.9	2.7	1.7	1.0	3.0	1.9
E22	1.1	3.4	2.1	1.2	3.5	2.2

A la vista de los resultados podemos concluir que la estabilidad frente al deslizamiento mejora pese a la disminución de volumen de hormigón en la zona de aliviadero debido al rebaje de la cota umbral. La mejoría en los factores de seguridad es debido a que con la nueva solución los niveles máximos han descendido considerablemente. Hay que recordar que para el estado actual la presa vertía por coronación para la avenida extrema.

Por tanto, podemos concluir que la solución propuesta resulta estable aunque no se descarta el estudio de posibles actuaciones para aumentar los factores de seguridad obtenidos a fin de que todas las hipótesis cumplan los recomendados por la Guía Técnica nº2. Existen varios métodos para mejorar la estabilidad (USCOLD, 1992):

- Cables postensados.
- Incremento de la sobrecarga mediante peso muerto.
- Drenaje para reducir la subpresión.

La primera opción resulta más económica y por lo tanto, es la más utilizada. Los cables verticales son los más usados, los inclinados son de raro uso, aunque en ocasiones se utiliza la combinación de inclinados con verticales predominando estos últimos [33]. La segunda medida supone incrementar el peso añadiendo

masa. La última medida se basa en aumentar el drenaje para reducir la subpresión. Esta reducción equivale a un incremento del peso. La forma de mejorar el drenaje puede ser prolongando los drenes existentes, intercalando otros nuevos o prolongando las galerías hacia los estribos [33].