



■ HOJA DE CONTROL DE CALIDAD

DOCUMENTO	Criterios de Diseño				
PROYECTO	Proyecto de Rehabilitación y Reforzamiento del Rompeolas de Puerto Caldera, Costa Rica				
CÓDIGO	CP5454-PC-AN-CP-2-CriteriosDiseño-D02.docx				
AUTOR	FIRMA	VMA/JPC			
	FECHA	19/06/2019			
VERIFICADO	FIRMA	RRF			
	FECHA	19/06/2019			
CLIENTE	COPISA				
NOTAS					

**■ TABLA DE CONTENIDOS**

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>10</b>
<b>2</b>	<b>DATOS DE PARTIDA</b> .....	<b>12</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVAS Y BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>12</b>
<b>4</b>	<b>CARÁCTER GENERAL Y OPERATIVO DE LA OBRA. PERÍODO DE RETORNO</b> .....	<b>13</b>
4.1.	CARÁCTER GENERAL DE LA OBRA SEGÚN ROM .....	13
4.1.1.	Periodo de Retorno .....	17
4.2.	CARÁCTER OPERATIVO DE LA OBRA .....	18
<b>5</b>	<b>BATIMETRÍA EMPLEADA</b> .....	<b>21</b>
<b>6</b>	<b>ANÁLISIS DEL OLEAJE</b> .....	<b>22</b>
6.1.	ALTURA DE OLA DE DISEÑO (HS) .....	22
6.1.1.	Caso 1: Profundidad suficiente a pie de dique .....	23
6.1.2.	Caso 2: Bajas profundidades .....	25
6.1.3.	Sectorización de los tramos del rompeolas y altura de ola de diseño .....	28
6.1.3.1.	Tramo 1 .....	28
6.1.3.2.	Tramo 2 .....	28
6.1.3.3.	Tramo 3 .....	29
6.1.3.4.	Tramo 4 .....	29
6.1.3.5.	Tramo 5 .....	29
6.1.3.6.	Conclusiones .....	29
<b>7</b>	<b>NIVEL DEL MAR DE DISEÑO</b> .....	<b>30</b>
7.1.	MAREA ASTRONÓMICA .....	30
7.2.	MAREA METEOROLÓGICA .....	32
7.3.	CAMBIO CLIMÁTICO .....	37
7.4.	CARRERA DE MAREA .....	38
7.5.	NIVEL DE DISEÑO .....	38
7.6.	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA Y NIVEL DEL MAR EN PROFUNDIDADES REDUCIDAS .....	39
<b>8</b>	<b>VIENTO</b> .....	<b>39</b>
<b>9</b>	<b>CORRIENTES</b> .....	<b>40</b>
<b>10</b>	<b>TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO</b> .....	<b>41</b>
10.1.	BATIMETRÍA .....	41
10.2.	SONDEOS MECÁNICOS .....	41
10.3.	GEOFÍSICA .....	42
10.4.	LEVANTAMIENTO DE CATAS .....	42

**■ TABLA DE CONTENIDOS**

10.5.	ENSAYOS DE LABORATORIO .....	43
<b>11.</b>	<b>PERFIL DE CÁLCULO Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS .....</b>	<b>43</b>
11.1.	PERFIL DE CÁLCULO.....	44
11.2.	PROPIEDADES GEOTÉCNICAS.....	44
11.1.	SITUACIÓN DEL NIVEL DEL MAR .....	48
<b>12</b>	<b>SISMICIDAD .....</b>	<b>49</b>
<b>13.</b>	<b>ANÁLISIS GEOTÉCNICO.....</b>	<b>49</b>
13.1.	ESTABILIDAD.....	49
13.2.	CÁLCULO DE ASIENTOS.....	51
13.2.1.	Estudio del riesgo de licuefacción .....	51
13.2.2.	Evaluación de los asientos postsismo.....	53
<b>14.</b>	<b>DISEÑO DE LAS SECCIONES TIPO DE LAS ZONAS A REHABILITAR Y DEL MORRO .....</b>	<b>54</b>
14.1.	MANTO PRINCIPAL .....	55
14.1.1.	Piezas del Manto Principal.....	55
14.1.1.1.	Formulaciones para el manto principal.....	57
14.1.1.2.	Peso estable frente al oleaje en el morro.....	66
14.1.1.3.	Valores de Kd adoptados en el diseño .....	68
14.1.1.4.	Aplicabilidad de las fórmulas de Hudson y Van der Meer .....	68
14.1.2.	Espesor del manto principal.....	69
14.1.3.	Taludes.....	69
14.2.	COTA DE CORONACIÓN .....	70
14.2.1.	Cálculo del remonte ("run-up") y rebase ("overtopping").....	70
14.2.1.1.	Remonte ("run-up") del oleaje.....	70
14.2.1.2.	Rebase ("overtopping") del oleaje.....	71
14.2.1.3.	Caudales máximos admisibles .....	72
14.3.	MANTO PRINCIPAL INTERIOR DEBIDO AL REBASE.....	75
14.3.1.	Altura de ola a pie de dique.....	75
14.3.2.	Rebase.....	75
14.4.	CAPAS FILTRO .....	77
14.5.	NÚCLEO .....	78
14.5.1.	Material del núcleo .....	78
14.5.2.	Cotas de coronación por construcción.....	78
14.5.3.	Ancho coronación .....	79
14.6.	BERMA SUPERIOR.....	80
14.7.	BANQUETA Y BERMA.....	81
14.7.1.	Cálculo del peso.....	82
14.7.2.	Dimensiones.....	83

## ■ TABLA DE CONTENIDOS

14.7.3. Cota de coronación de la berma .....	83
14.8. ESPALDÓN .....	84
14.8.1. Cálculos de presiones .....	84
<b>15. VALIDACIÓN DE LAS SECCIONES DISEÑADAS MEDIANTE EL EMPLEO DEL MODELO IH2-VOF..</b>	<b>88</b>
<b>16. SECCIONES TIPO PARA EL DISEÑO.....</b>	<b>90</b>
ANEXO 1: CLIMA MARÍTIMO .....	91
ANEXO 2-CAMPAÑA BATIMÉTRICA .....	92
ANEXO 3-CAMPAÑA DE SONDEOS .....	93
ANEXO 4-CAMPAÑA GEOFÍSICA.....	94
ANEXO 5-CAMPAÑA DE CALICATAS .....	95
ANEXO 6: RESULTADOS DE LABORATORIO.....	99
ANEXO 7: SECCIONES TIPO ACTUALES INTERPRETADAS .....	100
ANEXO 8: ANÁLISIS ALTERNATIVAS PIEZAS MANTO EXTERIOR.....	101

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Antecedentes del rompeolas de Puerto Caldera .....	11
Tabla 2. Trabajos a realizar en el desarrollo del proyecto.....	11
Tabla 3 Carácter operativo. Vida útil y probabilidades de fallo. Fuente: elaboración propia.....	14
Tabla 4. Carácter operativo de la obra. Operatividad mínima y número medio anual de paradas operativas. Fuente: elaboración propia.....	18
Tabla 5. Alturas de ola para un periodo de retorno de 475 años .....	24
Tabla 6. Porcentaje de valores sobre y subestimados.....	25
Tabla 7 Valores de las alturas de ola de rotura en función de la profundidad según las formulaciones de GODA 1970, WEGGEL y GODA 1975.....	27
Tabla 8 Resumen de los tramos del rompeolas y criterio de cálculo de la altura de ola de diseño. ....	30
Tabla 9. Valores de la marea astronómica.....	32
Tabla 10. Valores máximo y mínimo de la marea meteorológica .....	36
Tabla 11. Niveles de marea para el diseño. Referencia MLWS. ....	39
Tabla 12. Probabilidad conjunta de Altura de ola y nivel del mar en profundidades reducidas .....	39
Tabla 13. Parámetros más significativos de los sondeos. ....	41
Tabla 14. Estructura del subsuelo.....	44

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 15. Resultados ensayos SPT, granulométricos, límites de Atterberg e identificación.....	45
Tabla 16. Velocidades sísmicas.....	47
Tabla 17. Parámetros geotécnicos y geofísicos de los niveles considerados. ....	48
Tabla 18. Elementos de concreto prefabricado disponibles.....	57
Tabla 19. Número de olas para una duración de 6 horas y los distintos periodos considerados .....	58
Tabla 20. Valores máximos de la función de estabilidad Fuente: Losada y Desiré (1985).....	59
Tabla 21. Valores de Kd a considerar para el diseño del dique.....	68
Tabla 22. Caudales máximos de rebase (1985).....	74
Tabla 23. Valores de las relaciones de profundidad de banquetta y profundidad del fondo y de altura de ola significativa y tamaño del grano.....	83
Tabla 24. Coeficientes de seguridad en los modos de fallo a deslizamiento y vuelco rígido del parapeto. ....	84

## ■ ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de Puerto Caldera. Fuente: Google Earth.....	10
Figura 2. Tramos del Rompeolas de Puerto Caldera.....	12
Figura 3. IRE y vida útil en función del tipo de área abrigada. ROM 1.0-09.....	15
Figura 4. ISA y probabilidad de fallo en función del tipo de área abrigada. ROM 1.0-09.....	16
Figura 5. Determinación del período de retorno. Fuente: elaboración propia.....	17
Figura 6. Índices de Repercusión Económica Operativos (IREO) y operatividades mínimas durante la vida útil, recomendado para obras de abrigo en función de su uso. ROM 1.0-09.....	19
Figura 7. Índices de Repercusión Social y Ambiental Operativos (ISAO) y máximo número medio anual de paradas operativas (Nm), recomendado para obras de abrigo en función de su uso. Fuente: ROM 1.0-09 .....	20
Figura 8. Duración máxima probable de una parada operativa recomendada. Fuente: ROM 1.0-09.....	21
Figura 9. Cartas náuticas empleadas para la obtención de la batimetría general.....	21
Figura 10. Batimetría de detalle de la zona de estudio.....	22
Figura 11. Procedimiento para determinación de la altura de ola a pie de dique dependiendo de la rotura o no del oleaje .....	23
Figura 12. Esquema de trabajo para el estudio del clima marítimo .....	23

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Figura 13. Régimen extremal de la altura de las alturas de ola en reducidas (Nodo 2). Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell.....	24
Figura 14 Alturas de ola de rotura en función de la profundidad según las formulaciones de GODA 1970, WEGGEL y GODA 1975.....	27
Figura 15 Sectorización del rompeolas. Fuente: elaboración propia .....	28
Figura 16 Series temporal de los parámetros de nivel debidos a la marea astronómica. Fuente: elaboración propia.....	31
Figura 17 Ciclo de marea. Fuente: elaboración propia.....	31
Figura 18 Series temporal de los parámetros de nivel debidos a la marea meteorológica. Fuente: elaboración propia.....	32
Figura 19 Serie temporal del nivel de la mar debida a la marea meteorológica. Fuente: elaboración propia.....	33
Figura 20 Probabilidad de excedencia de los niveles de marea meteorológica positivos (por encima del nivel medio). Fuente: elaboración propia.....	33
Figura 21 Probabilidad de excedencia de los niveles de marea meteorológica positivos (por encima del nivel medio). Fuente: elaboración propia.....	34
Figura 22 Probabilidad de excedencia de los niveles de marea meteorológica negativas (por debajo del nivel medio). Fuente: elaboración propia.....	35
Figura 23 Régimen extremal de niveles de marea meteorológica negativos .....	35
Figura 24 Tormentas tropicales y huracanes que han afectado Costa Rica. Fuente: Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica .....	36
Figura 25. Proyecciones para el período 2081-2100 según los escenarios RCP2,6 (izquierda) y RCP8,5 (derecha) para cambio en el nivel medio del mar debido al cambio climático. Fuente: IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change , Climate Change 2014 Synthesis Report). .....	37
Figura 26 Información de mareas astronómicas. Fuente: cartas náuticas 21546 y 21544 OceanGrafix..	38
Figura 27.Rosa de viento .....	40
Figura 28.Mapa de velocidades debidas a la rotura del oleaje. Fuente:" " Dinámica litoral y propuestas de actuación para la estabilización de playa caldera".....	40
Figura 29 Área levantamiento batimétrico. Ubicación tomada de las hojas cartográficas Barranca, con coordenadas Lambert Sur. Fuente: TechTopo.....	41
Figura 30 Planta de situación de los sondeos mecánicos y los perfiles geofísicos.....	42
Figura 31 Localización aproximada de calicatas. Fuente: elaboración propia.....	43
Figura 32. Esquema de los modos de fallo por pérdida de la estabilidad global. Fuente: ROM 0.5-0550	
Figura 33. Resistencia a la licuefacción. Fuente: ROM 0.5-05 .....	52

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Figura 34. Factor de corrección de CRR en función de la magnitud del sismo. Fuente: ROM 0.5-05 ...	52
Figura 35. Estimación de la deformación volumétrica en terrenos potencialmente licuables. Fuente: Isihara y Yoshimine, 1992 – Tokimatsu y Seed, 1984, 1987. ....	54
Figura 36. Sección tipo de un rompeolas en talud .....	54
Figura 37. Diagrama de flujo para obtención del peso de las piezas en manto principal. Fuente: elaboración propia.....	56
Figura 38. Piezas especiales: Cubos y Dolos.....	56
Figura 39. Valores del coeficiente de estabilidad para diferentes piezas especiales. Fuente: CIRIA Manual Rock.....	57
Figura 40. Características del número de piezas desplazadas y porcentaje de daños para diferentes piezas especiales. Fuente: CIRIA .....	60
Figura 41. Coeficientes de capa k. Fuente: Coasta Engineering .....	61
Figura 42. Niveles de daño para Dolos. CIRIA.....	62
Figura 43. Valores de Kd para los distintos tipos de piezas. Fuente: Coastal engineering.....	63
Figura 44. Valores de Kd para los distintos tipos de piezas. Fuente: CIRIA.....	63
Figura 45. Valores de Kd para los distintos tipos de piezas para el cuerpo del rompeolas. Fuente: British Standard Institution .....	64
Figura 46. Coeficientes de permeabilidad de la estructura (Van der Meer 1988). Fuente: Coastal Engineering Manual .....	65
Figura 47. Nivel de daño para dos capas de rocas en el manto principal (Van der Meer 1998). Fuente: Coastal Engineering Manual.....	65
Figura 48. Rango de validez de la formulación de Van der Meer en aguas poco profundas. Fuente: Coastal Engineering Manual.....	66
Figura 49. Coeficientes multiplicadores de sección de morro. Fuente: Diseño de diques rompeolas. Vicente Negro .....	67
Figura 50. Factores de incremento de las piezas del morro con respecto a las piezas del tronco. Fuente: "Análisis de la estabilidad de diques rompeolas. Cesar Vidal, Miguel A. Losada, Raúl Medina e Iñigo Losada").....	67
Figura 51. Ejemplo de detalle de la vista en planta del Morro y de una sección tipo del mismo.....	68
Figura 52. Aplicabilidad de las formulaciones según CIRIA.....	69
Figura 53. Croquis de remonte en un dique en talud .....	70
Figura 54. Fotografías de rebase en el rompeolas de Puerto Caldera.....	71
Figura 55. Croquis de rebase en un dique en talud.....	71

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Figura 56. Fotografía de rebase en el rompeolas de Puerto Caldera.....	71
Figura 57. Valores de los coeficientes de rozamiento.....	72
Figura 58. Valores Críticos de descarga promedio de sobrepaso. Fuente: Coastal Engineering Manual .....	73
Figura 59. Caudales de diseño. Límites de rebase para distintos niveles de peligrosidad. Fuente: Eurotop .....	74
Figura 60. Caudales de diseño. Límites de rebase para peatones. Fuente: Eurotop.....	74
Figura 61. Criterio geométrico de un rompeolas en talud. Teoría de Iribarren .....	75
Figura 62. Valores de los coeficientes de rozamiento.....	76
Figura 63. Rango de validez de la formulación. Fuente: Coastal Engineering Manual .....	77
Figura 64. Diagrama de flujo para determinación de las capas filtro. Fuente: elaboración propia.....	77
Figura 65. Diagrama de flujo para determinación del material del núcleo. Fuente: elaboración propia .....	78
Figura 66. Fases del proceso constructivo. Fuente: CIRIA .....	79
Figura 67. Colocación de piezas especiales del manto, bien por medios terrestres o medios marítimos .....	80
Figura 68. Estructura de coronación típica de un rompeolas en talud con parapeto. Fuente: CIRIA.....	81
Figura 69. Diagrama de flujo para obtención de pesos de la berma del rompeolas. Fuente: elaboración propia.....	82
Figura 70. Dimensiones mínimas de la berma.....	83
Figura 71. Distribución de presiones sobre el espaldón. Fuente: Diseño de diques rompeolas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.....	85
Figura 72. Ábaco para el cálculo de los coeficientes del ascenso sobre un dique en talud indefinido. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria. ....	86
Figura 73. Coeficiente de reducción $\lambda$ de las presiones dinámicas sobre el espaldón en la zona protegida por el manto. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria.....	86
Figura 74. Coeficiente $\mu$ en función del peralte. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria .....	87
Figura 75. Gráfica para el cálculo de la subpresión en la parte posterior del espaldón. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria.....	88
Figura 76. Salidas gráficas de la superficie libre y de velocidades. Fuente: IH2VOF .....	88
Figura 77. Salidas gráficas de la superficie libre y de velocidades. Fuente: IH2VOF .....	89
Figura 78. Resultados de run-up. Fuente: IH2VOF.....	89

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Figura 79 Resultados levantamiento de catas. Fuente: COPI SA y elaboración propia.....	98
--	----

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente documento incluye los criterios de diseño a considerar en la definición y dimensionamiento a nivel de Proyecto Constructivo de la rehabilitación del rompeolas de Puerto Caldera, su prolongación en 51m y ejecución del morro.

El Puerto de Caldera es el principal puerto comercial de la costa pacífica de Costa Rica. Está ubicado en el Golfo de Nicoya, en la provincia de Puntarenas, a unos 80 km de la capital costarricense, San José.

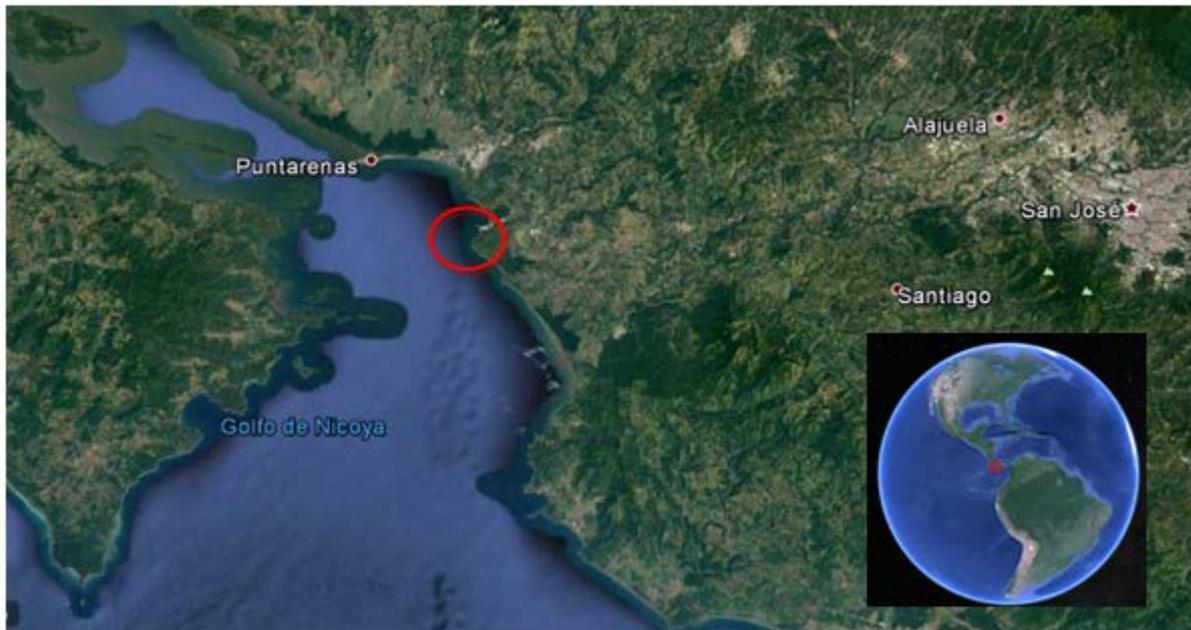


Figura 1. Ubicación de Puerto Caldera. Fuente: Google Earth

El rompeolas de dicho puerto se encuentra actualmente en un estado de alta vulnerabilidad debido a que ha sido fuertemente afectado por oleajes extraordinarios que han causado daños al morro y cuerpo de la estructura. Se trata de un rompeolas en talud, con una coraza exterior constituida por materiales pétreos y piezas de hormigón. Los principales antecedentes se resumen a continuación:

AÑO	DATO
1981	Inicio de operaciones en Puerto Caldera. Longitud del rompeolas: 250 m.
1981-1992	Ampliaciones sucesivas, hasta 315 m adicionales. Longitud adicional final: 272 m, después de pérdidas por oleaje.
2001	Extensión de 123 m con coraza de dolos de 3.5tn. Longitud total rompeolas: 250 m + 395 m.
2002	Avería en el rompeolas. Pérdida por oleaje: 60 m. Longitud total rompeolas: 250 m + 335 m.
2004	Estudio de revisión del rompeolas y análisis morfológico de Puerto Caldera (Royal Haskoning)

-	No hay nueva construcción, sólo inversiones de mantenimiento
2010	Plan de rehabilitación de Puerto Caldera (Convenio JICA-MOPT)
2011	Retroceso de 16 m de rompeolas. Longitud total: 250 m + 320 m. Reconstrucción con roca de 3 y 8 tn hasta alcanzar 250 m + 344 m.

Tabla 1. Antecedentes del rompeolas de Puerto Caldera

Ante las necesidades del Puerto, que se encuentra en condiciones de alta vulnerabilidad frente a oleaje y sedimentación, el MOPT, y en su nombre la Unidad Ejecutora del Programa (UEP), propone el desarrollo de un proyecto integral que incluya las siguientes actuaciones:

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Construcción rompeolas	51	m
Reforzamiento rompeolas tramo II	344	m
Reforzamiento rompeolas tramo I	250	m
Construcción del morro del rompeolas	1	ud
Instalación de Baliza desmontable (móvil)	1	ud

Tabla 2. Trabajos a realizar en el desarrollo del proyecto

Los trabajos incluidos en el presente proyecto engloban el reforzamiento del rompeolas existente, si se verifica con los estudios pertinentes que es necesario, la prolongación en 51m del mismo y la construcción de un morro de protección con la instalación de una baliza. En Anexo 8 se incluye un estudio con un análisis de alternativas para la formación del manto exterior del rompeolas en su prolongación de 51m.



Figura 2. Tramos del Rompeolas de Puerto Caldera

## 2. DATOS DE PARTIDA

Los datos principales necesarios para el trabajo, y que serán aportados por COPISA, son los siguientes:

- Topografía y batimetría de la zona de estudio;
- Datos relativos a la campaña geotecnia;

## 3. NORMATIVAS Y BIBLIOGRAFÍA

Para el dimensionamiento del rompeolas se tendrán en consideración las siguientes normativas y referencias:

- NORMATIVAS Y RECOMENDACIONES INTERNACIONALES
  - Recomendaciones para Obras Marítimas ROM 1.0-09, ROM 2.0-11, ROM 0.0, ROM 0.5-05, PUERTOS DEL ESTADO, MINISTERIO DE FOMENTO DE ESPAÑA;
  - The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering. (2<sup>ND</sup> edition, 2007), CIRIA C683, LONDON;
  - Coastal Engineering, Part VI, Chapter 5: Fundamentals of Design. 2003. US ARMY CORPS OF ENGINEERS;
  - Working Group nº 12 "Analysis of Rubble Mound Breakwaters", PERMANENT INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION CONGRESSES, PIANC, 1992;
  - British Standards BS6349-7 Maritime Structures, Part 7 Guide to the design and construction of breakwaters, 2010. BRITISH STANDARDS INSTITUTION;
  - Working Group nº 13 "Seismic design guidelines for port structures". INTERNATIONAL ASSOCIATION OF NAVIGATION, PIANC, 2001
  - Código Sísmico de Costa Rica (2010) revisión 2014
- OTRAS REFERENCIAS

- Wave overtopping of Sea Defences and related Structures, EUROTOP;
- Intergovernmental Panel on climate change, IPCC, 2014;
- The Copenhagen Diagnosis, 2009: Updating the World on the Latest Climate Science;
- Diseño de diques rompeolas VICENTE NEGRO VALDECANTOS Y OVIDIO VARELA CARNERO. COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID, 2002.
- "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". Youd, T.L. and Idriss I.M. (2001). Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. April 2001. Vol. 127. N° 4.
- "Recent advances in soil liquefaction engineering: A unified and consistent framework. Seed et al. University of California, Berkeley, 2003.
- "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures". Boulanger & Idriss. University of California at Davis, 2014.

## 4. CARÁCTER GENERAL Y OPERATIVO DE LA OBRA. PERÍODO DE RETORNO

### 4.1. CARÁCTER GENERAL DE LA OBRA SEGÚN ROM

La importancia de una obra marítima, así como la repercusión económica, social y ambiental generada en caso de destrucción o pérdida de funcionalidad se valora por medio del carácter general de la obra. Las recomendaciones ROM<sup>1</sup> establecen que el carácter general debe ser adoptado por el promotor de la obra, pero que no debe ser inferior al recogido en dichas recomendaciones.

El estudio del carácter general incluye la obtención del IRE (índice de repercusión económica) e ISA (índice socio ambiental). También la vida útil<sup>2</sup> y probabilidad de fallo asociadas a ambos índices. Con estos valores se obtiene el período de retorno que definirá la obra.

La ROM 0.0<sup>3</sup> del año 2001 explica la determinación de los valores anteriores en base a datos económicos y otros conceptos generales que se aplican a todo tipo de obras portuarias, sin particularizar en los tipos de áreas abrigadas (áreas portuarias y litorales), puertos, tráfico, mercancías, obras de defensa etc.

Posteriormente, la ROM 1.0-09<sup>4</sup> del año 2009 establece los valores del IRE, ISA, probabilidad de fallo y vida útil exclusivas para el diseño de obras de abrigo y defensa, ofreciendo distintos valores en función del tipo de área portuaria abrigada y otros conceptos. Se considera, por tanto, lo indicado en la ROM 1.0-09.

En este caso, el tipo de área abrigada es un puerto comercial abierto a todo tipo de tráfico. Esto se corresponde con un IRE ALTO y una vida útil  $V_m$  de 50 años. Por otro lado, al tratarse de una zona sin área de respaldo destinada a almacenamiento u operación de mercancías, se establece un índice ISA no significativo con probabilidades de fallo de 0.2, tanto para estado límite último como en estado límite de servicio.

---

<sup>1</sup> ROM, Recomendaciones para las obras Marítimas. Ente Público de Puertos del Estado. Gobierno de España. 2001

<sup>2</sup> La vida útil debe ser entendida como el periodo de tiempo en que se pretende que esté en servicio la obra, realizando su función inicial hasta su inutilización, desmontaje o cambio de uso.

<sup>3</sup> ROM 0.0, Procedimiento general y bases de cálculo en el Proyecto de Obras Marítimas Portuarias. 2001

<sup>4</sup> ROM 1.0-09, Recomendaciones del Diseño y ejecución de las obras de abrigo. 2009

CARÁCTER GENERAL DE LA OBRA	
Vida útil, $V_m$ o $L_f$ (años)	50
Máxima Probabilidad de fallo (asociado a ELU), $P_{f,ELU}$	0.20
Máxima Probabilidad de fallo (asociado a ELS), $P_{f,ELS}$	0.20

Tabla 3 Carácter operativo. Vida útil y probabilidades de fallo. Fuente: elaboración propia

Con estos valores se determina el periodo de retorno a considerar en el diseño del rompeolas, según lo indicado en el siguiente apartado.

A continuación, se incluyen las correspondientes tablas de la ROM 1.0-09 para determinación de los distintos índices.

Figura 2.2.33. IRE, ISA y vida útil mínima en función del tipo de área abrigada

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IRE <sup>7</sup>		VIDA ÚTIL MÍNIMA (V <sub>m</sub> ) <sup>7</sup> (años)	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Puertos abiertos a todo tipo de tráficos	r <sub>3</sub>	Alto	50
		Puertos para tráficos especializados	r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>1</sup>	Medio (alto) <sup>1</sup>	25 (50) <sup>1</sup>
	PUERTO PESQUERO		r <sub>2</sub>	Medio	25
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		r <sub>2</sub>	Medio	25
	INDUSTRIAL		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>1</sup>	Medio (alto) <sup>1</sup>	25 (50) <sup>1</sup>
	MILITAR		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>2</sup>	Medio (alto) <sup>2</sup>	25 (50) <sup>2</sup>
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>3</sup>	Medio (alto) <sup>3</sup>	25 (50) <sup>3</sup>
	ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES <sup>4</sup>		r <sub>3</sub>	Alto
PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		r <sub>2</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>5</sup>	Medio (alto) <sup>5</sup>	25 (50) <sup>5</sup>	
PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		r <sub>1</sub> (r <sub>3</sub> ) <sup>6</sup>	Bajo (alto) <sup>5</sup>	15 (50) <sup>7</sup>	
REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		r <sub>1</sub>	Bajo	15	

<sup>1</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>3</sub> cuando el tráfico esté asociado con el suministro energético o con materias primas minerales estratégicas y no se disponga de instalaciones alternativas adecuadas para su manipulación y/o almacenamiento.

<sup>2</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>3</sub> cuando la instalación militar se considere esencial para la defensa nacional.

<sup>3</sup> En obras de protección de rellenos o de defensa de márgenes se tomará un índice IRE igual al señalado para el área portuaria en que se localiza.

<sup>4</sup> Se entienden como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquéllos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.

<sup>5</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>3</sub> cuando la toma de agua o el punto de vertido esté asociado con el abastecimiento de agua para uso urbano o con la producción energética.

<sup>6</sup> El índice IRE se elevará a r<sub>2</sub> cuando en su zona de afección se localicen edificaciones o instalaciones industriales.

<sup>7</sup> Los índices inferiores a r<sub>3</sub> de la tabla se elevarán un grado por cada 30 M€ de coste de inversión inicial de la obra de abrigo.

Figura 3. IRE y vida útil en función del tipo de área abrigada. ROM 1.0-09

Figura 2.2.34. ISA y probabilidad conjunta de fallo para ELU y P<sub>f,ELs</sub>

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISA		P <sub>f,ELU</sub>	P <sub>f,ELs</sub>	
ÁREAS PORTUARIAS	COMER- CIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique <sup>1</sup>	Mercancías peligrosas <sup>2</sup>	s <sub>3</sub>	Alto	0.01	0.07
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas <sup>1</sup>	s <sub>2</sub>	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s <sub>1</sub>	No significativo	0.20	0.20
	PESQUERO	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s <sub>2</sub>	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s <sub>1</sub>	No signif.	0.20	0.20
	NÁUTICO- DEPORT.	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s <sub>2</sub>	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s <sub>1</sub>	No signif.	0.20	0.20
	INDUS- TRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique <sup>1</sup>	Mercancías peligrosas <sup>2</sup>	s <sub>3</sub>	Alto	0.01	0.07
			Mercancías no peligrosas	s <sub>2</sub>	Bajo	0.10	0.10
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique		s <sub>1</sub>	No significativo	0.20	0.20
MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique <sup>1</sup>		s <sub>3</sub>	Alto	0.01	0.07	
	Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s <sub>1</sub>	No signif.	0.20	0.20	
PROTEC- CIÓN *	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique <sup>1</sup>	Mercancías peligrosas <sup>2</sup>	s <sub>3</sub>	Alto	0.01	0.07	
		Mercancías no peligrosas	s <sub>2</sub>	Bajo	0.10	0.10	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES <sup>3</sup>		s <sub>4</sub>	Muy alto	0.0001	0.07	
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DEVERTIDO		s <sub>2</sub> (s <sub>3</sub> ) <sup>4</sup>	Bajo (alto) <sup>4</sup>	0.10 0.0001	0.10 0.07	
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		s <sub>2</sub> (s <sub>4</sub> ) <sup>5</sup>	Bajo (muy alto) <sup>5</sup>	0.10 0.0001	0.10 0.07	
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		s <sub>1</sub>	No signif.	0.20	0.20	
	<p>* PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES.</p> <p><sup>1</sup> En el caso de que en la superficie adosada al dique esté previsto que se ubiquen edificaciones (p.e. estaciones marítimas, lonjas...), depósitos o silos que pudieran resultar afectados en el caso de fallo de la obra de abrigo, se considerará un índice ISA muy alto (s<sub>4</sub>) (P<sub>f,ELU</sub>=0.0001; P<sub>f,ELs</sub> = 0,007).</p> <p><sup>2</sup> Se consideran mercancías peligrosas los grupos de de sustancias prioritarias incluidas en el anexo X de la Directiva Marco del Agua (Decisión 2455/2001/CE), en el inventario europeo de emisiones contaminantes (EPER: Decisión 2004/479/CE), y en el Reglamento Nacional de Admisión, Manipulación y Almacenamiento de Mercancías Peligrosas (Real Decreto 145/1989). (Ver ROM 5.1-05).</p> <p><sup>3</sup> Se entiende como diques de defensa ante grandes inundaciones, aquéllos que en caso de fallo podrían producir importantes inundaciones en el territorio.</p> <p><sup>4</sup> El índice ISA se elevará a s<sub>3</sub> cuando la toma de agua o el punto de vertido estén asociados con el abastecimiento de agua para uso urbano o industrial o con la producción energética.</p> <p><sup>5</sup> El índice ISA se elevará a s<sub>4</sub> cuando en caso de fallo pudieran resultar afectadas edificaciones u otras instalaciones industriales.</p>						

Figura 4. ISA y probabilidad de fallo en función del tipo de área abrigada. ROM 1.0-09

#### 4.1.1. Período de Retorno

Se establece que, en el caso de que las acciones procedan de datos estadísticos (como ocurre con el oleaje), el valor de la acción de cálculo será el obtenido a partir de un período de retorno,  $T_r$ . Dicho período de retorno estará asociado a una cierta probabilidad de fallo,  $P_f$ , durante el tiempo de duración de dicho proyecto, conocido también como vida útil de la obra ( $V = L_f$ ), mediante la expresión:

$$P_f = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{L_f}$$

Si consideramos lo deducido en el apartado según ROM 1.0-09 la probabilidad de fallo sería del 20% y el período de retorno resultante, para una vida útil de 50 años de 225 años.

No obstante, se ha constado en la documentación revisada para la redacción del presente proyecto que, en el diseño correspondiente de cada uno de los tramos del rompeolas, se ha considerado un valor máximo del 10%. Incluso, otros documentos<sup>5</sup> consultados refieren que dada la importancia de este tipo de obras en la seguridad portuaria, no se deben considerar probabilidades de fallo superiores al 10%. Por este motivo, a efectos del presente proyecto se adoptará este valor como probabilidad de fallo.

Por tanto, considerando la vida útil de 50 años, una probabilidad de fallo del 10%, y aplicando la formulación correspondiente, se establece un período de retorno,  **$T_r$  de 475 años.**

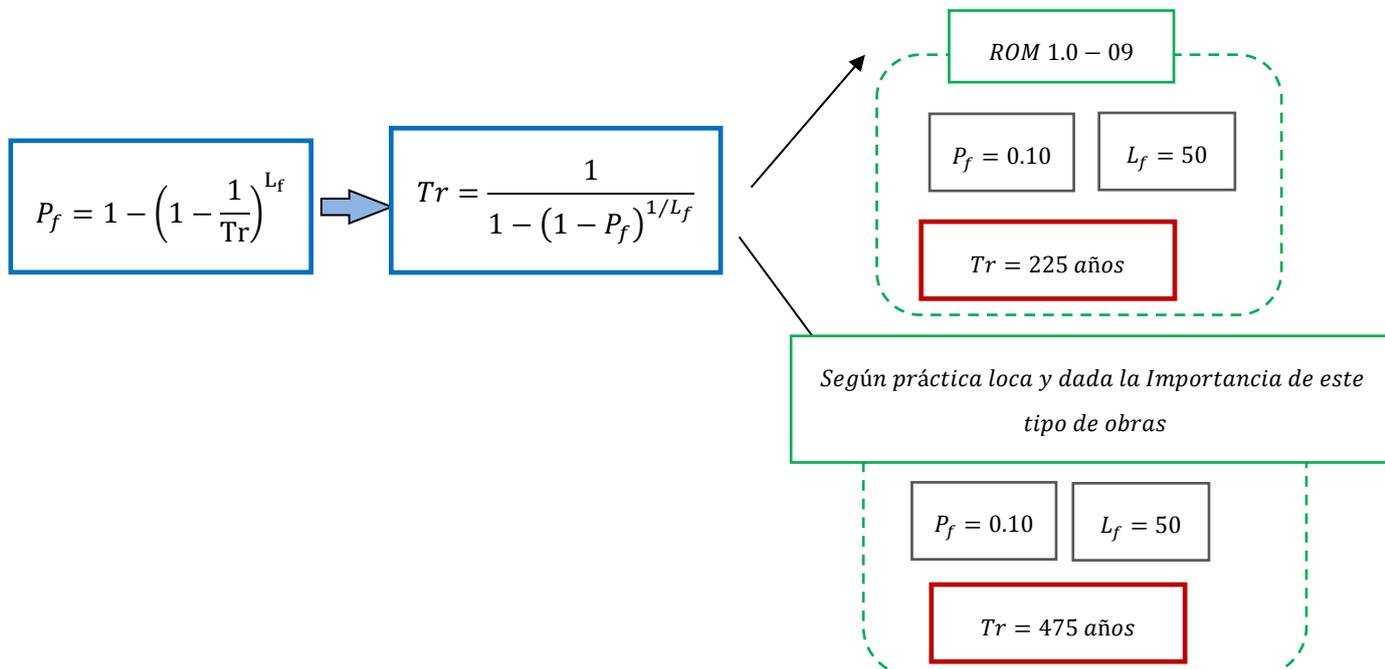


Figura 5. Determinación del período de retorno. Fuente: elaboración propia

<sup>5</sup> Informe Técnico. Recomendaciones y Sugerencias para la Rehabilitación y Reforzamiento del Rompeolas de Puerto Caldera. Agosto 2015. MOPT. División marítimo-portuaria. Instituto costarricense del pacífico.

#### 4.2. CARÁCTER OPERATIVO DE LA OBRA

El **carácter operativo de una obra** refleja las repercusiones económicas, sociales y ambientales que se podrían producir por las paradas operativas que tendrían lugar cuando no se alcanzaran o se redujeran las condiciones de operatividad en el área protegida por el rompeolas.

Se determina con los índices IREO (índice de repercusión económica operativo) e ISAO (índice de repercusión ambiental operativo) junto con la operatividad mínima recomendada y el número medio anual de paradas operativas asociados a dichos índices. Siguiendo lo expuesto en el apartado 4.1. , se consideran para el diseño los valores anteriores según lo indicado en la ROM 1.0-09.

Al tratarse de un puerto comercial sin zonas de almacenamiento u operación adosada al rompeolas a las que afecte el rebase y con tráficos de mercancía general tramp, le corresponde un IREO MEDIO con una operatividad mínima de 0.95. En cuanto al ISAO, es no significativo y el número medio anual de paradas operativas recomendado es de 10.

CARÁCTER OPERATIVO DE LA OBRA	
Operatividad mínima $r_{f,ELO}$	0.95
Número medio anual de paradas operativas, $N_m$	10

Tabla 4. Carácter operativo de la obra. Operatividad mínima y número medio anual de paradas operativas. Fuente: elaboración propia

Se determina la operatividad de cada tramo de obra  $r_{f,ELO}$ , de acuerdo con lo establecido en las siguientes tablas:

Figura 2.2.35. IREO y operatividad mínima

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA		ÍNDICE IREO		$r_{f,ELO}$		
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	$r_{o3}$	Alto	0.99	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique con adosadas a las que no les afecte el rebase	Con tráfico de graneles	$r_{o2}^2$	Medio	0.95 <sup>1</sup>
			Con tráfico de pasajeros y de mercancía general regulares	$r_{o3}^2$	Alto	0.99 <sup>1</sup>
			Con tráfico de mercancía general tramp	$r_{o2}^2$	Medio	0.95 <sup>1</sup>
	PUERTO PESQUERO		$r_{o3}$	Alto	0.99 <sup>1</sup>	
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO		$r_{o3}$	Alto	0.99 <sup>1</sup>	
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	$r_{o3}$	Alto	0.99	
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	$r_{o2}$	Medio	0.95 <sup>1</sup>	
	MILITAR		$r_{o3}$	Alto	0.99	
	PROTECCIÓN DE RELLENOS O DE MÁRGENES		$r_{o3}$	Alto	0.99	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES		$r_{o3}$	Alto	0.99	
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO		$r_{o3}$ ( $r_{o2}$ ) <sup>3</sup>	Alto (medio) <sup>3</sup>	0.99 (0.95) <sup>3</sup>	
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES		$r_{o1}$ ( $r_{o3}$ ) <sup>4</sup>	Bajo (alto) <sup>4</sup>	0.85 (0.99) <sup>4</sup>	
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS		$r_{o1}$	Bajo	0.85	
	<p><sup>1</sup> En el caso de que los tráfico sean estacionales, la operatividad mínima se referirá a dicho periodo.</p> <p><sup>2</sup> En el caso de que la intensidad de la demanda sea pequeña (grado de utilización del área abrigada &lt; 40%) los índices obtenidos podrán reducirse un grado.</p> <p><sup>3</sup> El índice IREO podrá reducirse a <math>r_{o2}</math> cuando pueda considerarse que la demanda puede adaptarse a la parada operativa.</p> <p><sup>4</sup> El índice IREO deberá aumentarse a <math>r_{o3}</math> cuando su zona de afección sea urbana o industrial.</p>					

Figura 6. Índices de Repercusión Económica Operativos (IREO) y operatividades mínimas durante la vida útil, recomendado para obras de abrigo en función de su uso. ROM 1.0-09

Figura 2.2.36. ISAO y número máximo de paradas anuales

TIPO DE ÁREA ABRIGADA O PROTEGIDA			ÍNDICE ISAO		N <sub>m</sub>	
ÁREAS PORTUARIAS	PUERTO COMERCIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas <sup>1</sup>	s <sub>03</sub>	Alto	2
			Pasajeros y Mercancías no peligrosas	s <sub>02</sub>	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o sólo con las que no les afecte el rebase		s <sub>01</sub>	No signif.	10
	PUERTO PESQUERO			s <sub>02</sub>	Bajo	5
	PUERTO NÁUTICO-DEPORTIVO			s <sub>02</sub>	Bajo	5
	INDUSTRIAL	Con zonas de almacenamiento u operación de mercancías o pasajeros adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas <sup>1</sup>	s <sub>03</sub>	Alto	2
			Mercancías no peligrosas	s <sub>02</sub>	Bajo	5
		Sin zonas de almacenamiento u operación de mercancías adosadas al dique o adosadas a las que no les afecte el rebase		s <sub>01</sub>	No signif.	10
	MILITAR	Con zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique a las que afecte el rebase		s <sub>03</sub>	Alto	2
		Sin zonas de almacenamiento u operación adosadas al dique		s <sub>01</sub>	No signif.	10
PROTECCIÓN*	Con zonas de almacenamiento adosadas al dique a las que afecte el rebase	Mercancías peligrosas <sup>1</sup>	r <sub>03</sub>	Alto	2	
		Mercancías no peligrosas	s <sub>02</sub>	Bajo	5	
ÁREAS LITORALES	DEFENSA ANTE GRANDES INUNDACIONES			s <sub>04</sub>	Muy alto	0
	PROTECCIÓN DE TOMA DE AGUA O PUNTO DE VERTIDO			s <sub>02</sub> (s <sub>03</sub> ) <sup>2</sup>	Bajo (alto) <sup>3</sup>	5 (2)
	PROTECCIÓN Y DEFENSA DE MÁRGENES			s <sub>01</sub> (s <sub>03</sub> ) <sup>3</sup>	No signif. (alto) <sup>3</sup>	10 (2) <sup>3</sup>
	REGENERACIÓN Y DEFENSA DE PLAYAS			s <sub>01</sub>	No signif.	10
	* PROTECCIÓN DE RELLENOS O MÁRGENES.					
<sup>1</sup> Se considerarán mercancías peligrosas los grupos de sustancias prioritarias incluidas en el anejo X de la Directiva Marco del Agua (Decisión 2455/2001/CEE), en el inventario europeo de emisiones contaminantes (EPER: Decisión 2000/479/CE), y en el Reglamento Nacional de Admisión, Manipulación y Almacenamiento de Mercancías peligrosas (Real Decreto 145/1989). (Vr ROM 5.1).						
<sup>2</sup> El índice ISAO se elevará a s <sub>02</sub> cuando la parada operativa pueda tener importantes consecuencias medioambientales.						
<sup>3</sup> El índice IREO deberá aumentarse a s <sub>03</sub> cuando su zona de afección sea urbana o industrial.						

Figura 7. Índices de Repercusión Social y Ambiental Operativos (ISAO) y máximo número medio anual de paradas operativas (Nm), recomendado para obras de abrigo en función de su uso. Fuente: ROM 1.0-09

De acuerdo con la ROM 1.0-09, tabla incluida en la Figura siguiente, la duración máxima probable recomendada para una parada operativa es de 12 horas.

ÍNDICE IREO	ÍNDICE ISAO			
	No significativo	Bajo	Alto	Muy alto
Bajo	24 horas	12 horas	6 horas	0
Medio	12 horas	6 horas	3 horas	0
Alto	6 horas	3 horas	1 horas	0

Figura 8. Duración máxima probable de una parada operativa recomendada. Fuente: ROM 1.0-09

El nivel operativo se empleará para fijar la cota de coronación del espaldón. A partir de la información de clima marítimo propagada a pie de dique, se obtienen los regímenes medios de la altura de ola significantes en cada tramo de obra y a partir de ellos el valor de  $H_{m0}$  asociado a una probabilidad de excedencia  $P_{exc} = 1 - r_f, ELO$ . Esto significa que la máxima inoperatividad del rompeolas puede ser:

$$1 - r_f, ELO = 1 - 0,95 = 0,05 = 438 \text{ h/año}$$

La altura de ola empleada para el cálculo de la cota de coronación es la  $H_s$  que es superada 438 h/año es de 1.5 m

## 5. BATIMETRÍA EMPLEADA

A la hora de poder realizar una adecuada propagación hasta la zona de proyecto a partir de modelos numéricos es necesario contar con una batimetría amplia a la cual poder incorporar información de detalle del litoral de estudio.

Para la obtención de la batimetría general, se han utilizado dos cartas náuticas, una del golfo de Nicoya escala 1:50,000 y otra más próxima a la zona de proyecto con una escala 1:15,000.

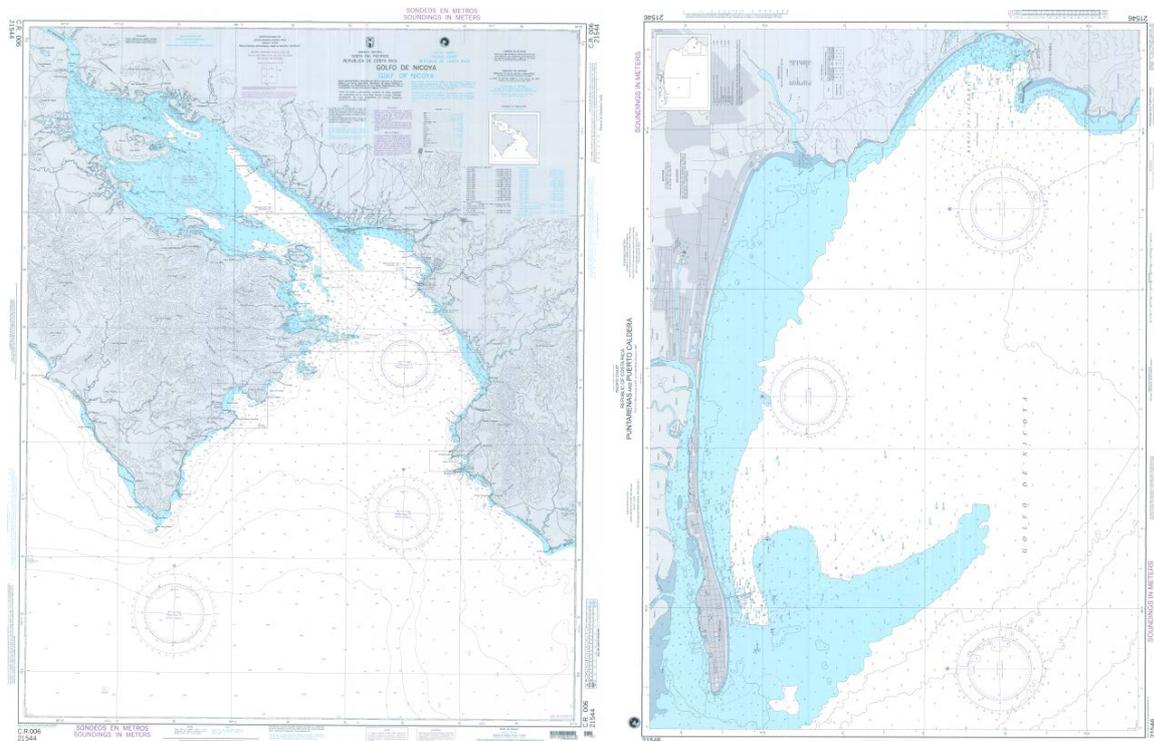


Figura 9. Cartas náuticas empleadas para la obtención de la batimetría general.

Sobre dicha batimetría una vez digitalizada se ha incorporado la información batimétrica de mayor detalle en profundidades reducidas cercanas a la línea de costa y al dique, obtenida a partir de campañas de campo para la realización del presente proyecto. De esta forma se logra caracterizar adecuadamente la propagación de los estados de mar seleccionados sobre toda la zona de estudio a través de una batimetría precisa.

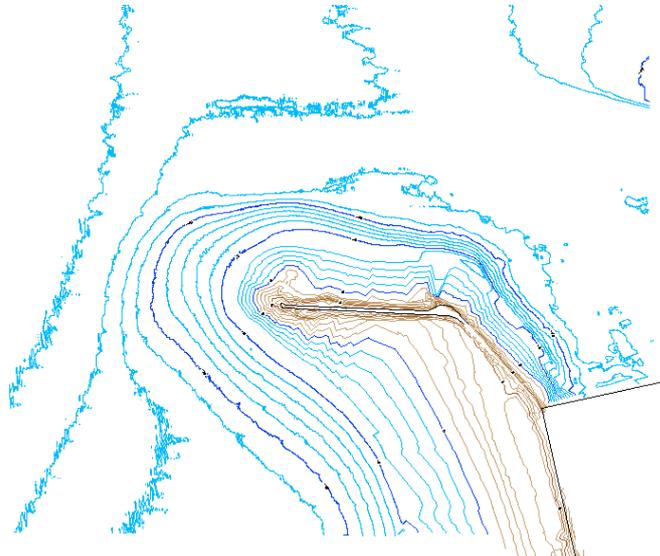


Figura 10. Batimetría de detalle de la zona de estudio

## 6. ANÁLISIS DEL OLAJE

Para el diseño de rehabilitación del rompeolas y prolongación del morro del rompeolas es necesario analizar el oleaje incidente y determinar las distintas alturas de ola de diseño en distintos tramos del dique.

### 6.1. ALTURA DE OLA DE DISEÑO ( $H_s$ )

Para determinar las alturas de ola de diseño se necesitan los resultados de la campaña batimétrica y, por tanto, de las profundidades en el entorno de la obra. Dependiendo de dichas profundidades se obtendrán los valores de altura de ola de diseño. El siguiente esquema define este procedimiento de diseño:

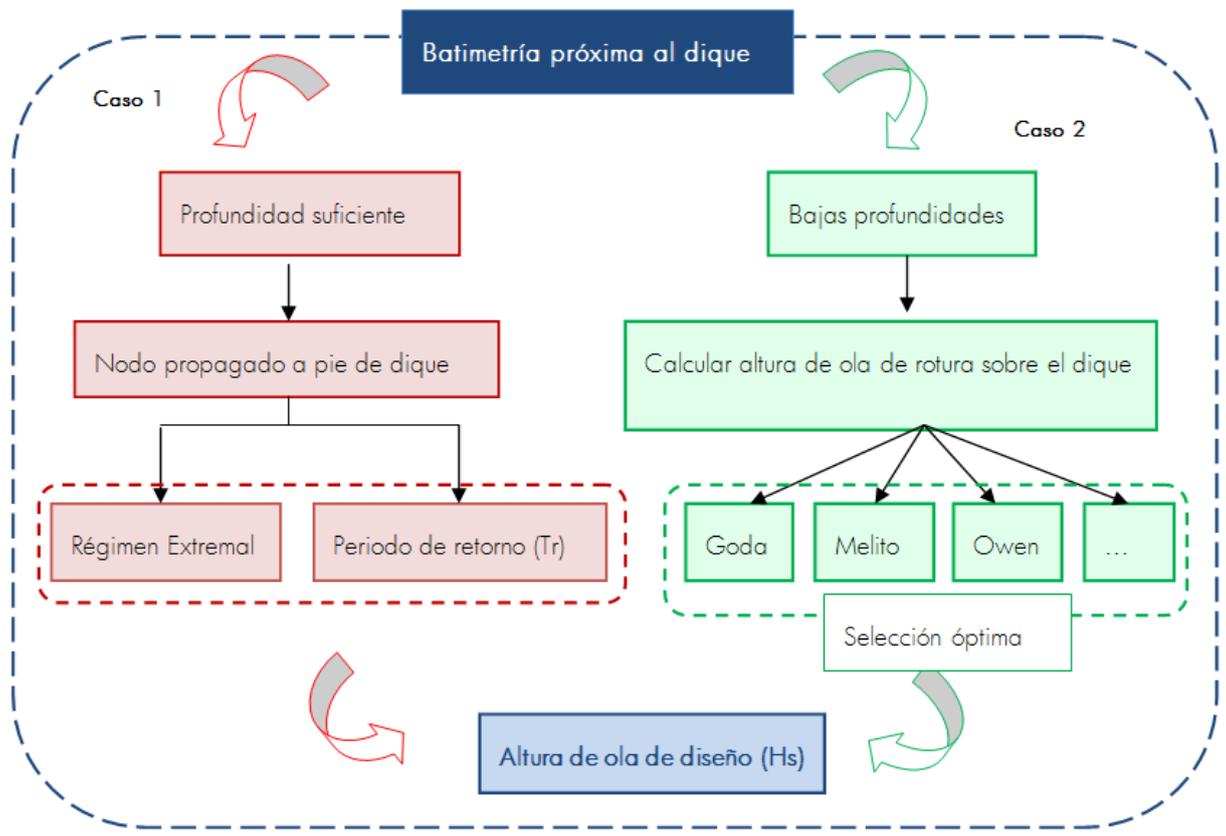


Figura 11. Procedimiento para determinación de la altura de ola a pie de dique dependiendo de la rotura o no del oleaje

### 6.1.1. Caso 1: Profundidad suficiente a pie de dique

En el caso de disponer de suficiente profundidad las alturas de ola de diseño se obtendrán a través de propagaciones empleando modelos numéricos, el procedimiento a seguir se indica en el siguiente esquema:

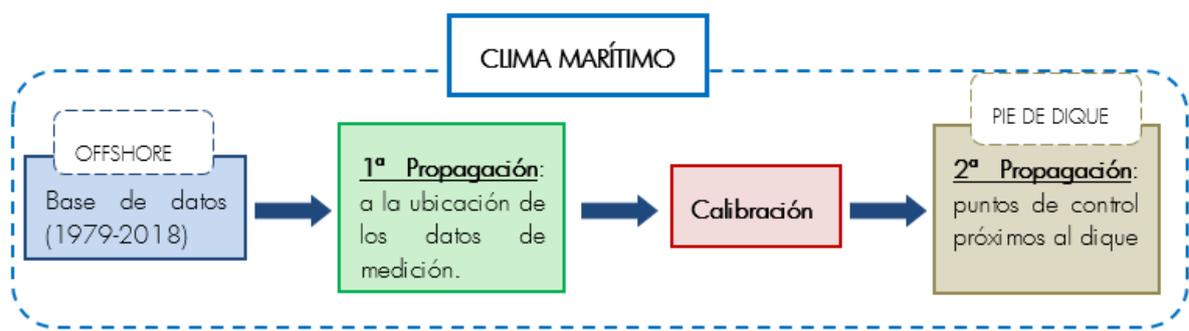


Figura 12. Esquema de trabajo para el estudio del clima marítimo

Todo el procedimiento seguido se detalla en el ANEXO 1 de Clima Marítimo.

Una vez propagado el oleaje a los distintos nodos localizados a lo largo de la traza del dique, se ha realizado un análisis del oleaje extremal en todos los ellos. El régimen extremal está asociado a distintos períodos de

retorno, estableciéndose los riesgos de ocurrencia y las bandas de confianza. A continuación, se definen las distintas alturas de ola de diseño de cada uno de los puntos de interés, para el periodo de retorno de diseño,  $T_r=475$  años. Las alturas de ola obtenidas permitirán determinar el peso de las piezas del manto principal, así como de las capas filtro. Para fijar las alturas de ola de diseño se ha considerado la estima central del régimen extremal.

NODO	Régimen Extremal ( $T_r=475$ años).	
	Estima Central	
	Oleaje Sea	Oleaje Swell
1	4.2	4.15
2	4.4	4.1
3	4.5	4.2
4	4.0	4.0
5	3.7	4.0
6	2.5	3.3
7	2.0	3.2
8	0.62	1.2

Tabla 5. Alturas de ola para un periodo de retorno de 475 años

A continuación, se muestra el régimen extremal del nodo situado lo más cerca del futuro morro (nodo 3).

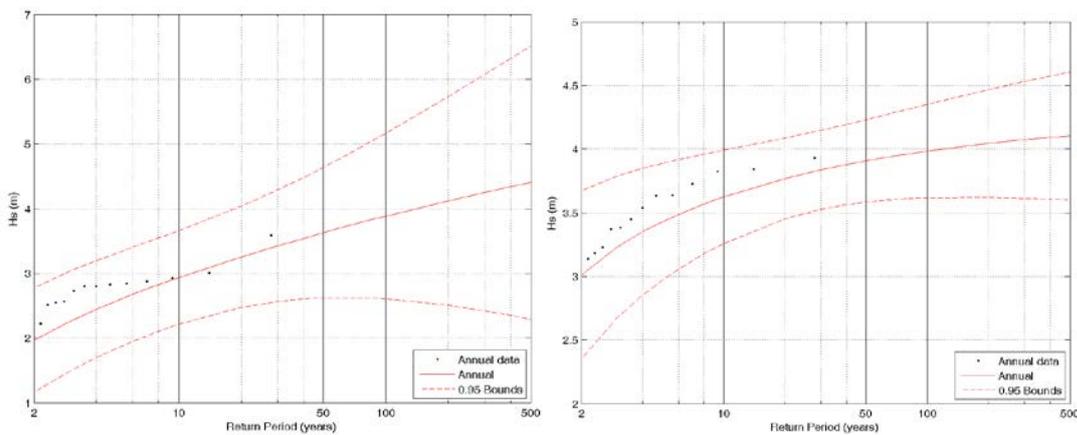


Figura 13. Régimen extremal de la altura de las alturas de ola en reducidas (Nodo 2). Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell

### 6.1.2. Caso 2: Bajas profundidades

Debido a las pequeñas profundidades en los alrededores del rompeolas, se evaluará el punto de rotura de las distintas olas de diseño y se obtendrán las alturas de ola que romperían por fondo sobre el rompeolas en los distintos tramos. Esta altura de ola ( $H_b$ ) será el parámetro básico para el diseño de las piezas a emplear en el manto principal.

Para su determinación se emplearán distintas formulaciones, considerando para el diseño la óptima. En particular, se consideran las formulaciones de rotura según el artículo publicado por J.P. Sierra y A. Lo Presti, que concluye que dichas formulaciones son las que mejor capacidad predictiva tiene y las que menor error relativo medio de los valores estimados respecto a los registrados arrojan. Por ello, se afirma que los siguientes criterios son los que mejor se ajustan a las bases de datos con las que se contrastaron. Estas formulaciones son: Sunamura-80, Galvin, Gúnback, Miche, Goda (1970) y Weggel. No obstante debido a los resultados recogidos en dicha publicación, se han seleccionado para el diseño las formulaciones de Goda(1970), Weggel y Goda(1975) al ser las formulaciones que mayor sobre predicción tienen, tal y como se muestra en la siguiente tabla:

Criterio	Sobre predicción (%)	Subpredicción (%)
Gunback	69.3	30.7
Miche	25.5	74.5
Goda (1970)	79.6	20.4
Weggel	80.3	19.7
Galvin	74.5	25.5
Sunamura	65	35
Goda (1975)	100	0

Tabla 6. Porcentaje de valores sobre y subestimados

#### I. Criterio de Goda (1970)

El criterio de Goda para aguas someras establece que:

$$\frac{H_b}{h_b} = \frac{B}{1 + A \frac{h_b}{gT^2}}$$

Siendo T el periodo de la onda, g la aceleración de la gravedad y A y B dos parámetros definidos como:

$$A = 43.75(1 - e^{-19m})$$

$$B = \frac{1.56}{1 + e^{-19m}}$$

## II. Criterio de Weggel

Weggel, reinterpreta muchos estudios de laboratorio ya realizados, halló que la altura de ola en rotura depende de la pendiente de la playa  $m$ . Sus resultados fueron:

$$\frac{H_b}{h_b} = B(m) - A(m) \frac{H_b}{gT^2}$$

Donde:

$$A = 43.75(1 - e^{-19m})$$

$$B = \frac{1.56}{1 + e^{-19m}}$$

Este criterio es el recomendado por el Shore Protection Manual del CERC. Scarsi y Stura(1980) usando datos adicionales de laboratorio, redefinen la fórmula de Weggel y sugieren que la misma es de aplicación para pendientes  $m > 0.05$ , y para  $m < 0.05$  proponen:

$$\frac{H_b}{h_b} = (0.73 + (13m)^2) - (1.12 + (30m)^2) \frac{h_b}{gT^2}$$

No obstante, de forma adicional se va a considerar la formulación de Goda (1975). Según el mismo estudio esta formulación dispone de una sobre predicción del 100% y, dado los múltiples problemas acontecidos en el dique de Puerto Caldera se debe considerar en la comparación.

## III. Criterio de Goda (1975)

El criterio general de Goda (1975) vienen dado por la expresión:

$$\frac{H_b}{L_0} = 0.17(1 - e^{-1.5\pi(1+15m^4/3)\frac{h_b}{L_0}} - (1.12 + (30m)^2) \frac{h_b}{gT^2}$$

Los resultados de las distintas alturas de ola en función de la profundidad se recogen en la siguiente tabla y su correspondiente gráfico:

ALTURA DE OLA DE ROTURA (Hs,b)			
Profundidad Nivel del mar	GODA 1970	WEGGEL MODIFICADA	GODA 1975
0.5	0.499	0.445	0.457
1	0.993	0.889	0.910
1.5	1.482	1.333	1.359

2	1.967	1.776	1.805
2.5	2.448	2.219	2.247
3	2.924	2.662	2.685
3.5	3.396	3.103	3.120
4	3.864	3.545	3.552
4.5	4.327	3.986	3.979
5	4.787	4.426	4.404
5.5	5.242	4.866	4.825
6	5.694	5.306	5.243
6.5	6.141	5.745	5.657
7	6.585	6.184	6.068
7.5	7.025	6.622	6.476
8	7.461	7.060	6.880
8.5	7.893	7.497	7.281
9	8.322	7.934	7.679
9.5	8.747	8.370	8.074
10	9.168	8.806	8.465

Tabla 7 Valores de las alturas de ola de rotura en función de la profundidad según las formulaciones de GODA 1970, WEGGEL y GODA 1975.

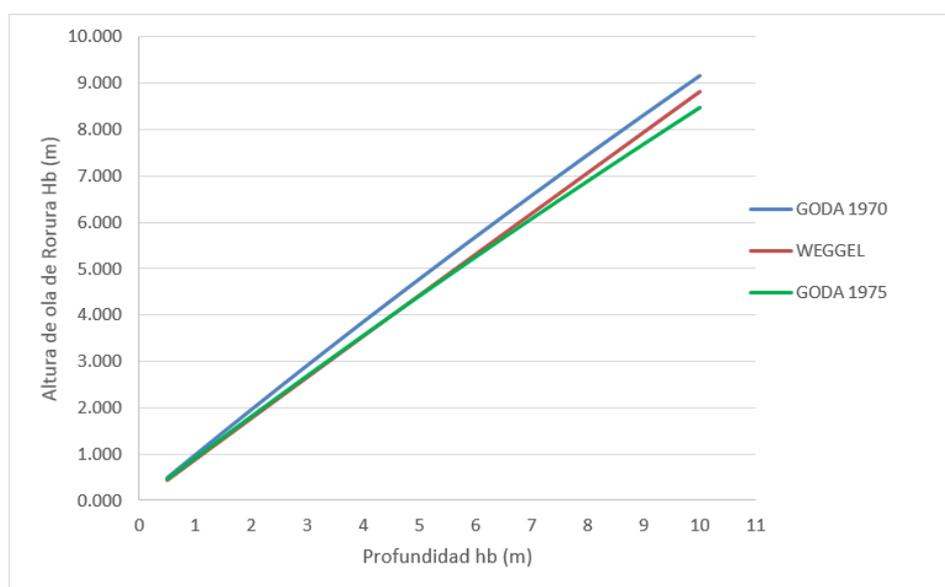


Figura 14 Alturas de ola de rotura en función de la profundidad según las formulaciones de GODA 1970, WEGGEL y GODA 1975.

Se observa que la formulación de Goda 1970 es la que da mayores valores de altura de ola. Esta formulación será la que se aplique al diseño al ser la más conservadora.

### 6.1.3. Sectorización de los tramos del rompeolas y altura de ola de diseño

Se ha realizado la sectorización del rompeolas en cinco tramos, tal y como se muestra en la siguiente figura:

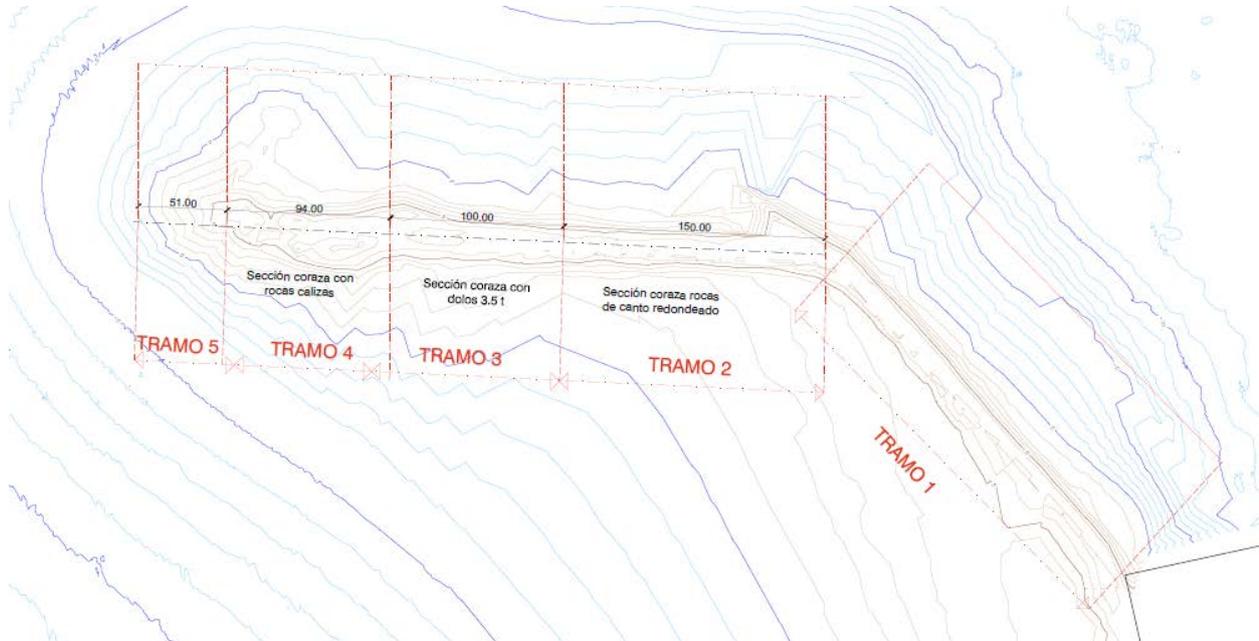


Figura 15 Sectorización del rompeolas. Fuente: elaboración propia

A continuación, se van a describir cada uno de los tramos y su proceso de cálculo.

#### 6.1.3.1. Tramo 1

El tramo 1 corresponde al arranque del dique, cuya distancia es de 250 m. Su parte delantera (Intradós) sirve de apoyo a la playa existente, por lo que el oleaje no incide sobre esta cara del dique. Sin embargo, en su parte trasera o trasdós el oleaje procedente de la difracción que sufren los frentes de onda al incidir sobre el dique una vez prolongado será el considerado para verificar el peso de la escollera existente. Dicha altura de ola ha sido obtenida del modelo SMC.

#### 6.1.3.2. Tramo 2

El tramo 2 tiene una longitud de 150 m. Su parte delantera (Intradós) está formada por rocas de canto redondeado y sobre ella se apoya parte de la playa existente. Este tramo se encuentra en la zona intermareal, por este motivo cuando sube la marea, el oleaje incide sobre el manto principal delantero. La altura de ola de diseño que se considerará para verificar el peso de las rocas es el obtenido de la formulación de rotura de GODA de 1970.

Sin embargo, el manto principal interior (trasdosado) se encuentra en una zona abrigada y al igual que en el resto de los tramos, su cálculo vendrá determinado por la altura de ola difractada.

### 6.1.3.3. Tramo 3

El tramo 3 tiene una longitud de 110 m. Su parte delantera (Intradós) está formada por dolos de 3.5t y se encuentra aterrada, por lo que al igual que el tramo 2 este tramo se encuentra en la zona intermareal. La altura de ola de diseño que se considerará para verificar el peso de las rocas se extraerá de la formulación de rotura de GODA de 1970.

Por otro lado, el manto principal interior (trasdosado) se encuentra en una zona abrigada y al igual que en el resto de los tramos, su cálculo vendrá determinado por la altura de ola difractada.

### 6.1.3.4. Tramo 4

El tramo 4 tiene una longitud de 77 m. Su parte delantera (Intradós) está formada por rocas calizas de 15t y se encuentra aterrada, por lo que al igual que el tramo 2 y 3 se ve afectado por el rango de marea. La altura de ola de diseño que se considerará para verificar el peso de las rocas se extraerá de la formulación de rotura de GODA de 1970.

Para la parte trasera (trasdosada) se considerará lo mismo que lo descrito en el tramo 3.

### 6.1.3.5. Tramo 5

El tramo 5 es la ampliación del dique existente, que tendrá una longitud de 51 m al que hay que sumar la sección del morro. Este tramo se encuentra expuesto al oleaje por lo que la altura de ola de diseño que se considerará para determinar el peso de los cubos viene definida por la propagación del oleaje realizada hasta pie de dique.

Para el manto principal interior (trasdosado) se considerará lo mismo que lo descrito en el tramo 2 y 3 y a su vez se verificará que el rebase producido no causará daños sobre el mismo, determinándose cuál es el peso mínimo necesario para resistir los rebases estimados durante la vida útil.

### 6.1.3.6. Conclusiones

En los tramos 2,3 y 4, debido a la sedimentación de las arenas, el oleaje estará afectado por el fondo, por lo que la altura de ola de diseño de esta alineación del dique va a ser la extraída de la formulación de rotura de GODA de 1970. Una vez estimadas las profundidades hasta las que llegan los taludes del mismo, se podrán determinar las alturas de ola de rotura a pie de dique de dichos tramos. Los valores de las alturas de ola de rotura para distintas profundidades se muestran en la primera columna de la Tabla 7.

En la siguiente tabla se resume el criterio que se aplicará para obtención de altura de ola en cada tramo del rompeolas.

SECTORIZACIÓN	Intradós/Trasdós	Criterio para obtención de Hs	Altura de ola de diseño (m)
TRAMO 1 (Longitud 250 m)	Intradós	No afección por oleaje	-
	Trasdós	Altura de ola difractada	Inferior a 0.5 m
TRAMO 2	Intradós	Criterio de Rotura de GODA	Hb=0.958 m (Tp=8s)

(Longitud 150 m)		Profundidad máxima del tramo 1 m	Hb=0.994 m (Tp=19s)
	Trasdós	Altura de ola difractada	H <sub>s</sub> difractada=1.5 m
TRAMO 3 (Longitud 110 m)	Intradós	Criterio de Rotura de GODA. Profundidad máxima del tramo 2 m	Hs=4.4 m con Tp=8, 9 y 10 s Hs=4.1 con Tp=17, 18 y 19 s
	Trasdós	Altura de ola difractada	H <sub>s</sub> difractada=1.5 m
TRAMO 4 (Longitud 77 m)	Intradós	Criterio de Rotura de GODA. Profundidad máxima del tramo 4 m	Hs=4.4 m con Tp=8, 9 y 10 s Hs=4.1 con Tp=17, 18 y 19 s
	Trasdós	Altura de ola difractada y cálculo del peso mínimo de las piezas por rebase	H <sub>s</sub> difractada=2 m
TRAMO 5 (Longitud 51 m más la sección del morro)	Intradós	Régimen Extremal del nodo P2	Hs=4.4 m con Tp=8, 9 y 10 s Hs=4.1 con Tp=17, 18 y 19 s
	Trasdós	Altura de ola difractada y cálculo del peso mínimo de las piezas por rebase	H <sub>s</sub> difractada=3 m Cálculo según apartado

Tabla 8 Resumen de los tramos del rompeolas y criterio de cálculo de la altura de ola de diseño.

## 7. NIVEL DEL MAR DE DISEÑO

Los niveles de marea se utilizarán para determinar la cota de coronación del núcleo, calcular el rebase y run-up, la cota de coronación del espaldón, la profundidad de la berma y la altura de ola de rotura por profundidad sobre el dique.

El nivel del mar comprende la marea astronómica, la marea meteorológica y el incremento debido al cambio climático.

Se considerarán dos niveles de mar extremos para el diseño, máximo y mínimo, ya que dependiendo del elemento de la obra será más crítico uno u otro. Por ejemplo, para el parapeto y el manto exterior será el nivel máximo y para el pie o berma de apoyo será el nivel mínimo.

En los siguientes apartados se va a hacer un análisis de los niveles de marea astronómica y meteorológica según base de datos de IH Cantabria adquiridos, así como la sobreelevación prevista por efectos del cambio climático previsto en la zona.

### 7.1. MAREA ASTRONÓMICA

La marea astronómica es consecuencia de una serie de fenómenos periódicos, dependientes todos ellos de los movimientos orbitales de los sistemas Tierra-Luna y Tierra-Sol.

Se cuenta con un registro de 39 años de marea astronómica desde el 1 de enero de 1979 hasta 30 de junio de 2018.

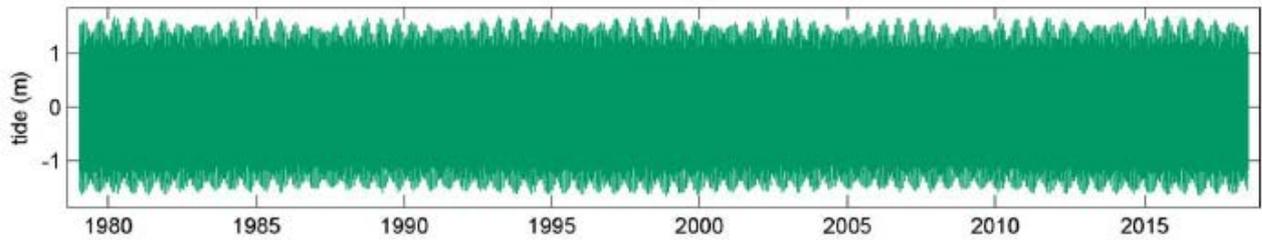


Figura 16 Series temporal de los parámetros de nivel debidos a la marea astronómica. Fuente: elaboración propia

Tal y como se puede observar en la figura siguiente, la marea astronómica es una marea mixta ya que en un ciclo de marea, aproximadamente un período de 24 horas, se dan dos mareas altas desiguales y dos mareas bajas desiguales.

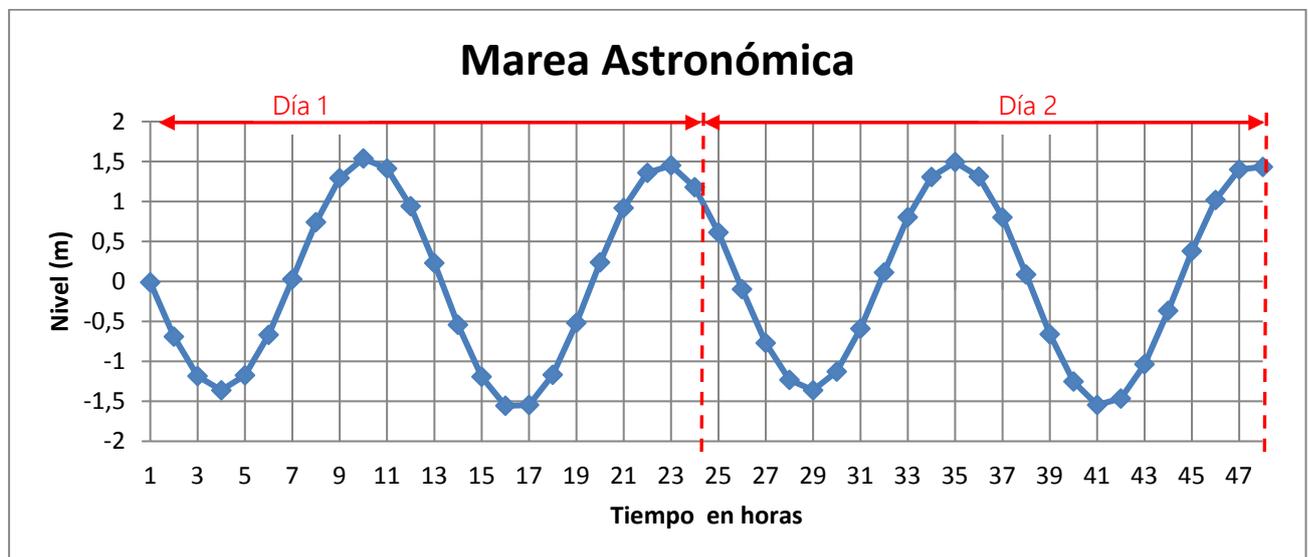


Figura 17 Ciclo de marea. Fuente: elaboración propia

Los niveles de marea astronómica se han clasificado según los siguientes conceptos:

- HAT "Highest Astronomical Tide": Es el valor de la máxima marea astronómica registrada
- MHHW "Mean Higher High Water": es la media de las pleamares máximas diarias.
- MLHW "Mean Lower High Water": es la media de las pleamares mínimas diarias.
- MSL "Mean Sea Level": Nivel medio del mar
- MHLW "Mean Higher Low Water": es la media de las bajamares máximas diarias.
- MLLW "Mean Lower Low Water": es la media de las bajamares mínimas diarias.
- LAT "Lowest Astronomical Tide": Es el valor de la mínima marea astronómica registrada.

Los valores obtenidos para estos niveles se han calculado con dos niveles de referencia, uno respecto al nivel medio, MSL, y otro respecto al mínimo valor de marea astronómica registrado, LAT:

Marea Astronómica		
Niveles	Ref MSL	Ref LAT
HAT	1.69	3.34
MHHW	1.05	2.70
MLHW	0.89	2.53
MSL	0	1.65
MHLW	-0.87	0.78
MLLW	-1.04	0.61
LAT	-1.65	0

Tabla 9. Valores de la marea astronómica

El rango de marea, o carrera de marea, debido únicamente a la marea astronómica tomando como referencia la LAT es de 3.34m.

## 7.2. MAREA METEOROLÓGICA

La previsión de las alturas reales de marea requiere no solo del cálculo de la marea astronómica, sino también de la marea meteorológica, que es la resultante de los efectos sobre el nivel del mar de la presión atmosférica y los vientos locales.

En los registros de oleaje que se emplearán para el diseño del rompeolas se incluyen los datos de la marea local y los registros de huracanes y/o tormentas tropicales. Estos últimos están asociados a niveles de mareas meteorológicas superiores a lo normal asociados a eventos de bajas presiones extremas. La información disponible de la marea meteorológica abarca un periodo de 58 años comprendidos desde el 1 de enero de 1950 hasta el 31 de diciembre de 2008.

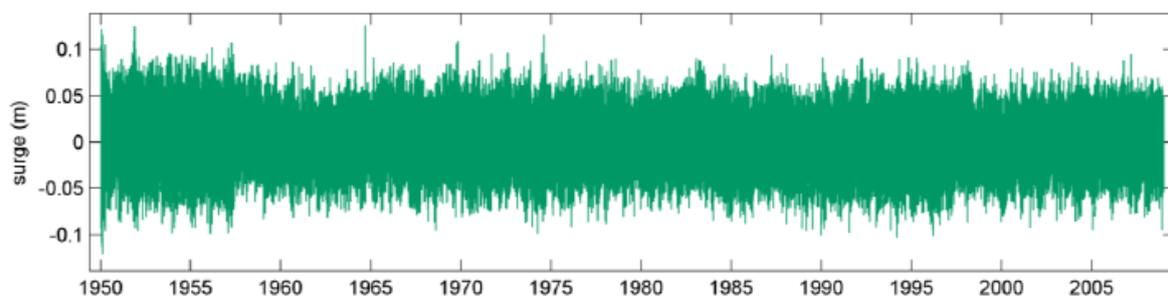


Figura 18 Series temporal de los parámetros de nivel debidos a la marea meteorológica. Fuente: elaboración propia

Para analizar los eventos extremales de marea meteorológica, se ha realizado un análisis de máximos considerando aquellos eventos extremos de marea meteorológica que superan un valor superior a los 0.08-0.09 (cuantil del 99.9%) y que la distancia entre máximos sea superior a 3 días. Con ello se ha obtenido, aproximadamente, unos 80 eventos extremales durante los años 1950 y 2008.

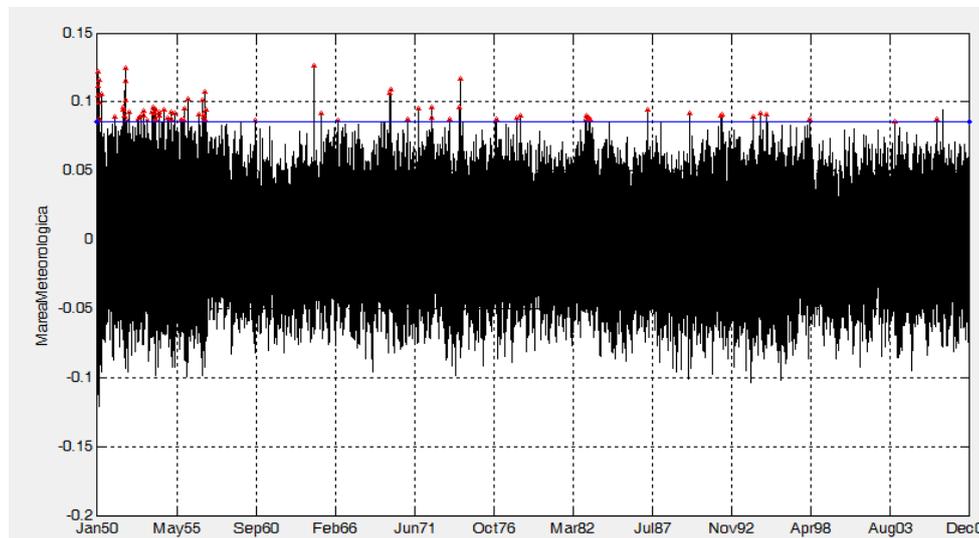


Figura 19 Serie temporal del nivel de la mar debida a la marea meteorológica. Fuente: elaboración propia

Se ha realizado un Análisis de Valores Extremales (AVE) tanto de valores positivos asociados a borrascas, es decir niveles de marea por encima del nivel medio =0.00 m, y de valores negativos asociados a anticiclones, niveles de marea extremales por debajo del nivel medio =0.00 m.

En el siguiente gráfico se muestra la probabilidad de excedencia de valores extremales de marea superiores al nivel medio, con la línea de tendencia que mejor se ajusta a los datos.

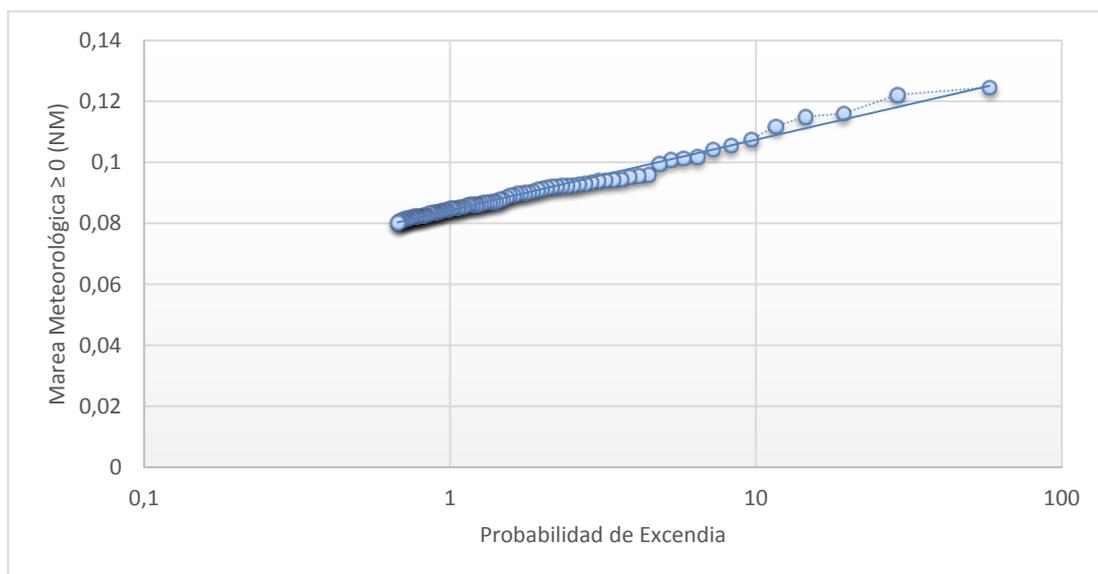


Figura 20 Probabilidad de excedencia de los niveles de marea meteorológica positivos (por encima del nivel medio). Fuente: elaboración propia

Teniendo en cuenta la línea de tendencia, se obtienen los valores extrapolados para distintos periodos de retorno. En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos y a continuación se representa la gráfica conjunta de los datos de registro y los extrapolados.

Periodo de retorno ( $T_r$ , años)	59	100	150	200	300	475	500	1000
Nivel de Marea (m)	0.125	0.131	0.135	0.138	0.142	0.1465	0.1471	0.154

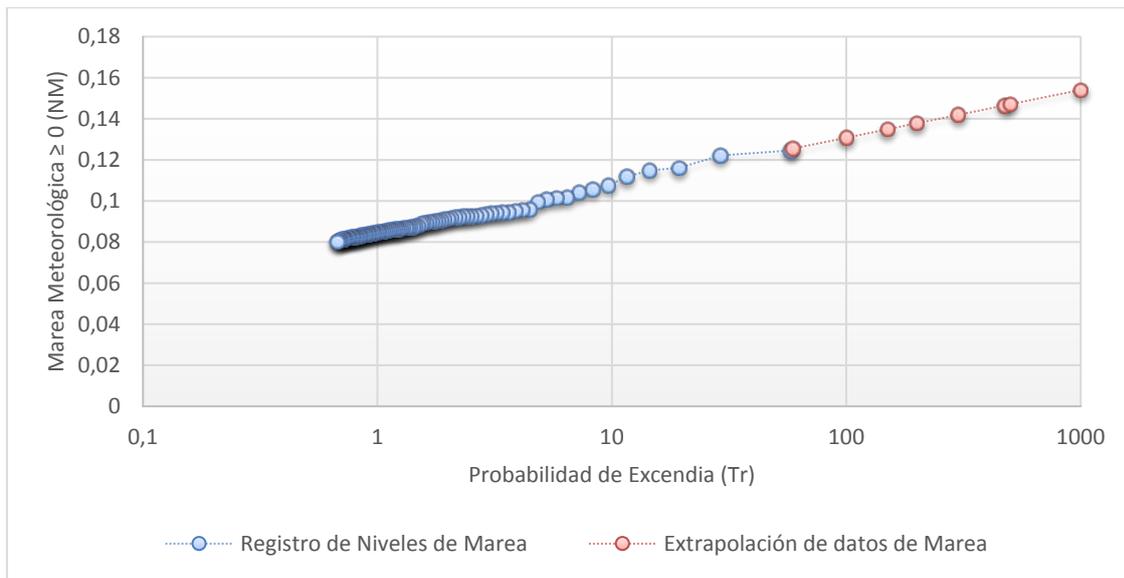


Figura 21 Probabilidad de excedencia de los niveles de marea meteorológica positivos (por encima del nivel medio).  
Fuente: elaboración propia

El valor máximo de marea meteorológica asociado al periodo de retorno de diseño (475 años) es de 0.1465 m. De igual manera se ha realizado el AVE para los valores negativos, cuyos resultados se muestran a continuación:

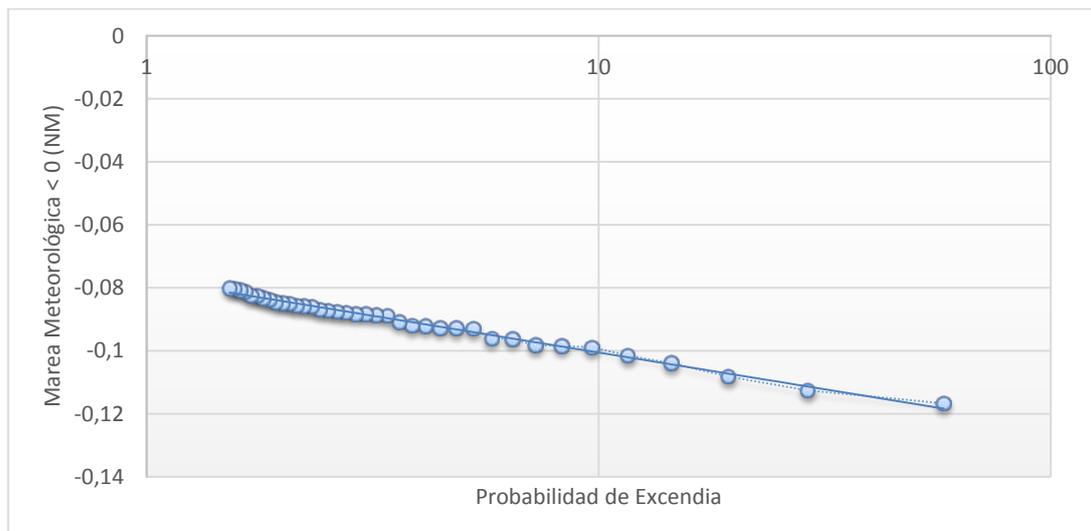


Figura 22 Probabilidad de excedencia de los niveles de marea meteorológica negativas (por debajo del nivel medio).  
Fuente: elaboración propia

Periodo de retorno (Tr, años)	59	100	150	200	300	475	500	1000
Nivel de Marea (m)	-0.118	-0.123	-0.127	-0.130	-0.134	-0.1388	-0.1393	-0.1463

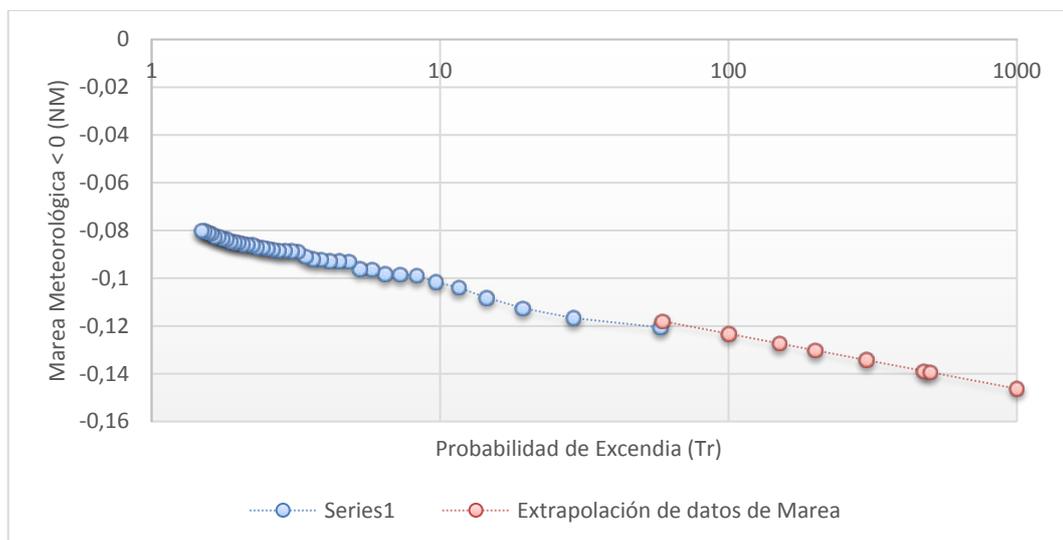


Figura 23 Régimen extremo de niveles de marea meteorológica negativos

En la siguiente tabla se muestran las tormentas tropicales y huracanes que han afectado Costa Rica, realizada por Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica. Coinciden con los 80 eventos extremales obtenidos en el análisis de máximos del registro.

TORMENTAS TROPICALES Y HURACANES QUE HAN AFECTADO A COSTA RICA ENTRE 1950 Y 2010					
Número	Nombre	Año	Número	Nombre	Año
1	EASY	1950	46	ELENA	1985
2	KING	1950	47	HATA	1988
3	CHARLIE	1951	48	GILBERT	1988
4	ITEM	1951	49	JOAN	1989
5	FOX	1952	50	HUGO	1993
6	FLORENCE	1953	51	BRET	1993
7	DOLLY	1954	52	GERT	1994
8	HAZEL	1954	53	GORDON	1995
9	HILDA	1955	54	ERIN	1995
10	JANET	1955	55	OPAL	1995
11	KATIE	1955	56	ROXANNE	1995
12	BETSY	1956	57	CÉSAR	1996
13	GRETA	1956	58	MITCH	1998
14	ELLA	1958	59	FLOYD	1999
15	ABBY	1960	60	KEITH	2000
16	DONNA	1960	61	GABRIEL	2001
17	ANNA	1961	62	MICHELLE	2001
18	KARINA	1961	63	ISIDORE	2002
19	HATTIE	1961	64	LILI	2002
20	EDITH	1963	65	DT-14	2002
21	FLORA	1963	66	EMILY	2005
22	CLEO	1964	67	DENIS	2005
23	ISBELL	1964	68	RITA *	2005
24	ALAMA	1966	69	STAN	2005
25	INES	1966	70	WILMA	2005
26	BEULAH	1967	71	BETA	2005
27	GLADYS	1968	72	GAMMA	2005
28	CAMILLE	1969	73	DEAN	2007
29	FRANCELIA	1969	74	NOEL	2007
30	MARTHA	1969	75	FAY	2008
31	ALMA	1970	76	GUSTAV	2008
32	ELLA	1970	77	HANNA	2008
33	EDITH	1971	78	IKE	2008
34	IRENE	1971	79	DT- 16	2008
35	BRENDA	1973	80	PALOMA	2008
36	CARMEN	1974	81	IDA	2009
37	FIFI	1974	82	ALEX	2010
38	ELOISE	1975	83	MATHEW	2010
39	GRETA	1979	84	NICOLE	2010
40	DAVID	1979	85	TOMAS	2010
41	FEDERIC	1979	86	HARVEY	2011
42	HENRY	1980	87	IRENE	2011
43	ALLEN	1980	88	SANDY	2012
44	JEANNE	1981	89	ISAAC	2012
45	KATRINA	1985			

Figura 24 Tormentas tropicales y huracanes que han afectado Costa Rica. Fuente: Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica

Los valores máximos y mínimos obtenidos en el análisis de extremos de la base de datos del IH Cantabria son:

Marea meteorológica	
Máxima (m)	0.147
Mínima (m)	-0.139

Tabla 10. Valores máximo y mínimo de la marea meteorológica

El rango máximo de carrera de marea debido a los efectos sobre el nivel del mar de la presión atmosférica y los vientos locales es de 0.29m.

### 7.3. CAMBIO CLIMÁTICO

En la definición del nivel del mar se tiene en cuenta asimismo el aumento del mismo asociado al cambio climático. Se ha extraído del documento del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC).

IPCC es el principal órgano internacional encargado de evaluar el cambio climático. Se creó en 1988 a iniciativa del Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (PNUMA) y la Organización Meteorológica Mundial (OMM), para ofrecer al mundo una visión científica clara del estado actual de los conocimientos sobre el cambio climático y sus posibles repercusiones medioambientales y socioeconómicas.

El IPCC es un órgano científico que examina y evalúa la más reciente bibliografía científica, técnica y socioeconómica que se produce en el mundo, pertinente para la comprensión del cambio climático. Pueden formar parte de él todos los países miembros de las Naciones Unidas y de la OMM. Actualmente, el IPCC está compuesto por 195 países.

Las investigaciones realizadas por el IPCC muestran que las continuas emisiones de gases de efecto invernadero favorecen el calentamiento y los cambios duraderos en todos los componentes del sistema climático, aumentando la probabilidad de los impactos severos, permanentes e irreversibles para las personas y ecosistemas.

Las trayectorias de concentración representativas (RCP), utilizadas para hacer proyecciones basadas en esos factores, describen cuatro trayectorias distintas en el siglo XXI de las emisiones y las concentraciones atmosféricas de gases de efecto invernadero, las emisiones de contaminantes atmosféricos y el uso del suelo. Dichas trayectorias incluyen un escenario de mitigación estricto (RCP2.6), dos escenarios intermedios (RCP4.5 y RCP6.0), y un escenario con un nivel muy alto de emisiones de gases de efecto invernadero (RCP8.5).

El nivel medio global del mar seguirá aumentando durante el siglo XXI y la elevación del nivel del mar no será uniforme entre las distintas regiones. La elevación del nivel del mar depende de la trayectoria de las emisiones de CO<sub>2</sub>. Las proyecciones señalan que alrededor del 70% de las costas de todo el mundo experimentarán un cambio de nivel del mar de hasta un  $\pm 20\%$  del valor medio mundial y es muy probable que para 2100 se hayan producido aumentos significativos en los futuros valores extremos del nivel del mar en algunas regiones.

En la siguiente imagen se observa que en la costa de Costa Rica se obtiene para el escenario RCP2.6 y el año 2100 un aumento entre 0,2 y 0,5 m y para el escenario RCP8.5 un aumento comprendido entre 0,5 y 0,7 m. A efectos de consideración del aumento del nivel del mar por efecto del cambio climático se ha considerado un **escenario medio**, por lo que **el valor de aumento del nivel del mar es de 0,3m**.

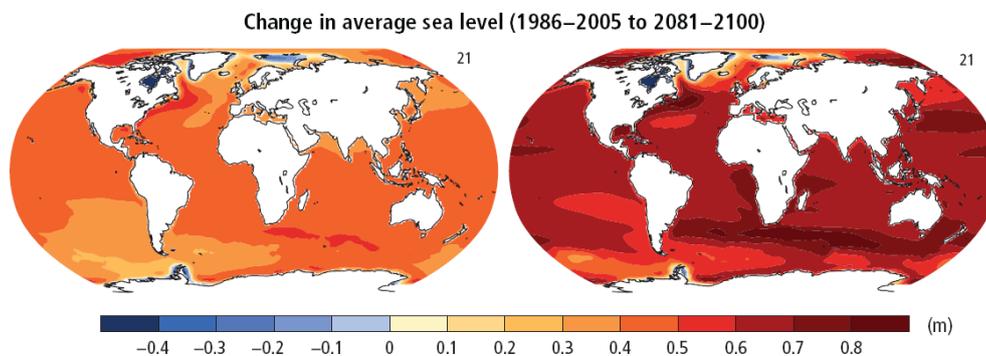


Figura 25. Proyecciones para el período 2081-2100 según los escenarios RCP2,6 (izquierda) y RCP8,5 (derecha) para cambio en el nivel medio del mar debido al cambio climático. Fuente: IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change , Climate Change 2014 Synthesis Report).

#### 7.4. CARRERA DE MAREA

Se define como la columna de agua movilizada en ascenso y descenso por fenómenos astronómicos, meteorológicos y relativos a la previsión del cambio climático esperado en la zona. Según lo indicado en los apartados anteriores es 3.9m:

$$\text{Carrera de marea} = \text{Pleamar máxima (ref. LAT)} + \text{marea meteorológica} + \text{Aumento del nivel del mar esperado} = 3.34 \text{ m} + 0.29\text{m} + 0.3\text{m} = \mathbf{3.93\text{m}}$$

#### 7.5. NIVEL DE DISEÑO

Las cartas náuticas que se han empleado para la obtención de la batimetría alejada de la zona de estudio han sido adquiridas a OceanGrafix y están codificadas como 21546 y 21544. En ellas se indica que las **sondas están referidas al NMBS (MLWS)** y la **topografía referida al NMM (MSL)**. En particular, se precisa la siguiente información de mareas en Puntarenas y Caldera:

TIDAL INFORMATION					
Place	Height above datum of soundings				
	Mean High Water		Mean Sea Level	Mean Low Water	
	Springs meters	Neaps meters		Neaps meters	Springs meters
Puntarenas Pier	2.8	2.2	1.40	0.6	0.0
Puerto Caldera	2.3	1.8	1.19	0.3	0.0

Figura 26 Información de mareas astronómicas. Fuente: cartas náuticas 21546 y 21544 OceanGrafix.

Se observa que el nivel de referencia es el MLWS, estando a 1.40m por debajo de MSL en Puntarenas y 1.19m en Caldera. La batimetría que ha sido realizada en el puerto para la redacción de este proyecto está referida igualmente al NMBS (MLWS).

Según información recibida para la realización de este proyecto, el nivel de marea en Costa Rica está referido al **MLWS**, con un valor de **1.40m por debajo del MSL**. Por tanto, este será el plano de referencia a considerar en el proyecto. Los niveles de marea astronómica será los siguientes:

Nivel de diseño marea astronómica	
Niveles de marea	Ref MLWS
HAT	+3.09
MHHW	+2.45
MLHW	+2.29
MSL	+1.40

MHLW	+0.53
MLLW	+0.36
MLWS	0.00
LAT	-0.25

Tabla 11. Niveles de marea para el diseño. Referencia MLWS.

Por último, considerando la marea meteorológica y cambio climático, los niveles de diseño definidos en este proyecto son los siguientes:

**Nivel máximo = Nmax = HAT (ref. MLWS) + marea met. máxima + aumento del nivel del mar esperado = 3.09 m + 0.147m + 0.3m = 3.537m = 3.54m**

**Nivel mínimo = Nmin = LAT (ref. MLWS) + marea met. mínima = -0.25 - 0.139 = -0.389m = -0.39m**

## 7.6. PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE ALTURA DE OLA Y NIVEL DEL MAR EN PROFUNDIDADES REDUCIDAS

En la siguiente tabla se observa como las mayores alturas de ola próximas a las 4 m se dan con niveles de marea próximos a los 3 m.

		Hs(m)																			total		
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	346221	
Nivel Mar (m)	0	0.5	0	0	0.036	0.418	0.833	1.221	0.694	0.451	0.196	0.060	0.020	0.016	0.014	0.005	0.002	0.000	0	0.000	0	0	3.966
	0.5	1	0.001	0.001	0.143	2.028	4.205	6.449	3.607	2.327	1.049	0.290	0.148	0.088	0.061	0.038	0.021	0.014	0.004	0.002	0.005	0.005	20.487
	1	1.5	0	0.001	0.133	1.982	4.168	6.642	3.647	2.275	1.048	0.295	0.129	0.083	0.055	0.030	0.016	0.012	0.003	0.004	0.005	0.003	20.532
	1.5	2	0	0.001	0.120	1.712	3.600	5.726	3.111	1.937	0.863	0.248	0.114	0.071	0.049	0.025	0.016	0.010	0.004	0.003	0.005	0.002	17.616
	2	2.5	0	0.001	0.157	2.242	4.629	7.601	4.034	2.507	1.117	0.332	0.147	0.096	0.063	0.040	0.024	0.014	0.006	0.004	0.005	0.003	23.019
	2.5	3	0	0	0.089	1.287	2.673	4.363	2.296	1.499	0.633	0.192	0.081	0.058	0.040	0.022	0.015	0.006	0.000	0.003	0.003	0.001	13.261
3	3.5	0	0	0.007	0.104	0.231	0.386	0.199	0.114	0.042	0.014	0.009	0.003	0.005	0.003	0.001	0	0	0	0	0	1.119	
total		346221	0.001	0.003	0.684	9.773	20.340	32.388	17.588	11.110	4.948	1.430	0.648	0.415	0.287	0.163	0.095	0.056	0.018	0.017	0.022	0.014	100

Tabla 12. Probabilidad conjunta de Altura de ola y nivel del mar en profundidades reducidas

## 8. VIENTO

Las velocidades de viento predominantes son las N-NNE con velocidades máximas de 12 m/s y las SSW-SW con velocidades máximas de 14 m/s.

Las mayores velocidades de 20 m/s tienen direcciones S-SSE

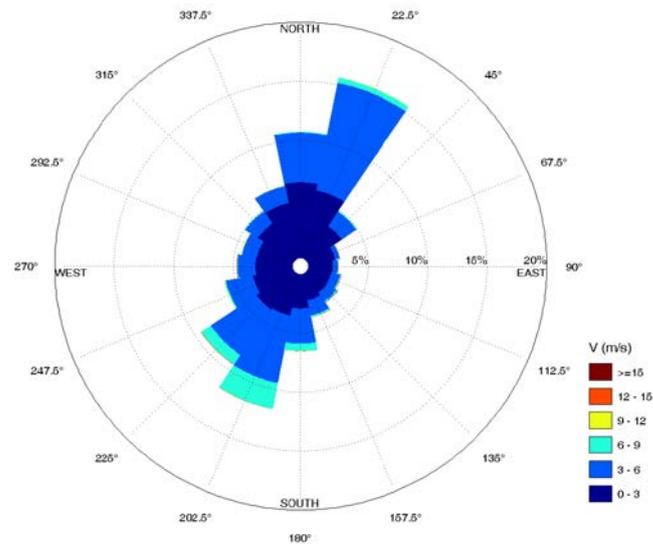


Figura 27. Rosa de viento

El análisis de velocidades de viento se recoge en el Anexo 1

## 9. CORRIENTES

Según el estudio "Dinámica litoral y propuestas de actuación para la estabilización de playa caldera, realizado por el MOPT en septiembre de 2013" se deduce que las corrientes máximas en la zona debidas a la rotura del oleaje están comprendidas entre los 0.3 y los 0.46 m/s).

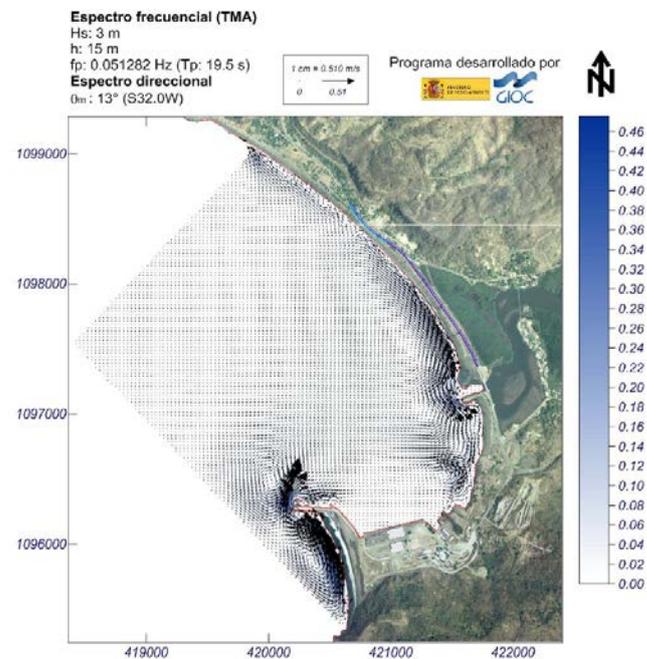


Figura 28. Mapa de velocidades debidas a la rotura del oleaje. Fuente: "Dinámica litoral y propuestas de actuación para la estabilización de playa caldera"

## 10. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

### 10.1. BATIMETRÍA

Se ha llevado a cabo un levantamiento batimétrico con sonda multihaz para proceder al diseño del rompeolas. Se realizó entre el 24 y 28 de diciembre de 2018. En la siguiente imagen se muestra el área del levantamiento realizado.



Figura 29 Área levantamiento batimétrico. Ubicación tomada de las hojas cartográficas Barranca, con coordenadas Lambert Sur. Fuente: TechTopo

Se dispone de plano en escala 1:5000 con puntos de sondaje y curvas de nivel interpoladas. Las profundidades están definidas en metros y referidas al nivel de mareas bajas sicigias NMBS. Se han obtenido respecto a puntos establecidos por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica, MOPT. Las coordenadas horizontales están en CRTM05.

Esta batimetría se anidará a la procedente de las cartas náuticas adquiridas para la realización del presente proyecto a OceanGrafix, codificadas como 21546 y 21544 y con plano de referencia NMBS.

En Anexo 2 se incluye plano batimétrico obtenido.

### 10.2. SONDEOS MECÁNICOS

Se han llevado a cabo 4 sondeos mecánicos con recuperación de testigo. Los parámetros más significativos de estos sondeos se resumen en la tabla siguiente:

Sondeo	Este (m)	Norte (m)	Elevación (NMBS)	Profundidad (m)	Fecha comienzo	Fecha final	Número ensayos SPT	Número de muestras Shelby
SP1	420.480,7699	1.096.263,8115	6,46	6,4639	28/1/2019	31/1/2019	20	2
SP2	420.348,6050	1.096.270,3311	6,97	6,9690	28/1/2019	30/1/2019	18	1
SP3	420.210,8496	1.096.284,0826	7,54	7,5366	1/2/2019	8/2/2019	44	7
SP4	420.470,6245	1.096.263,7809	6,43	6,4322	11/2/2019	13/2/2019	36	5

Tabla 13. Parámetros más significativos de los sondeos.

El informe correspondiente se incluye en Anexo 3.

### 10.3. GEOFÍSICA

El reconocimiento geofísico ha consistido en los siguientes trabajos:

- 9 perfiles (PS-1 a PS-9) de refracción sísmica en las zonas sumergidas situadas en el entorno del rompeolas de 82,5 m de longitud, a fin de determinar las características del terreno a partir de la determinación de la velocidad de las ondas de presión ( $V_p$ );
- 1 perfil tipo MASW (análisis multicanal de ondas superficiales) de 200 m de longitud efectiva comenzando desde la punta del rompeolas a fin de determinación las velocidades de las ondas de corte ( $V_s$ )

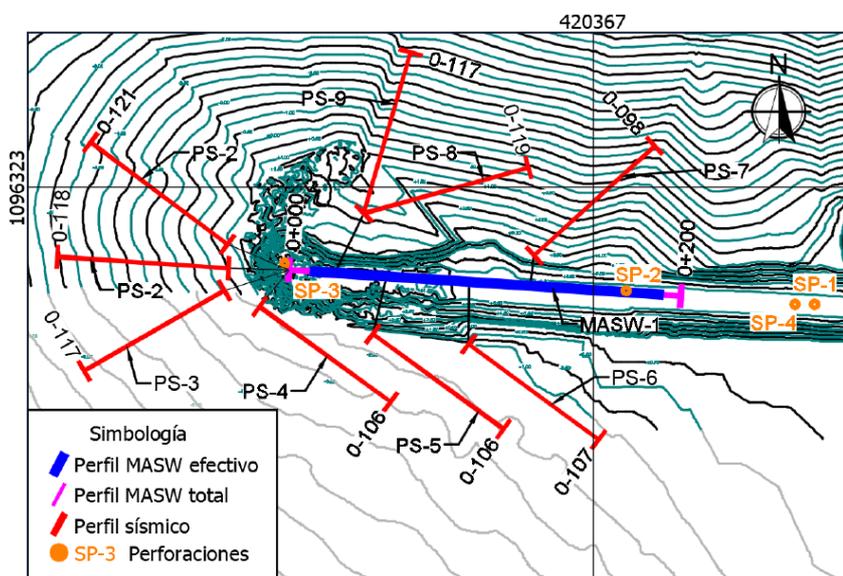


Figura 30 Planta de situación de los sondeos mecánicos y los perfiles geofísicos

Estos trabajos se han llevado a cabo en febrero de 2019. El informe correspondiente se incluye en Anexo 4.

### 10.4. LEVANTAMIENTO DE CATAS

El 13 de febrero de 2019 se ha llevado a cabo un levantamiento de catas en 10 puntos a lo largo de la traza del rompeolas. El objetivo ha sido obtener información acerca de las características de sus capas y de los distintos materiales que conforman la sección de la estructura, de cara a identificar la existencia de filtros y sus granulometrías. Para ello se han tomado las dimensiones principales de algunos elementos, se ha estimado el espesor de la capa que constituyen y se han incluido las principales características observadas.

A continuación, se incluye una imagen en planta con la ubicación aproximada de los trabajos realizados.

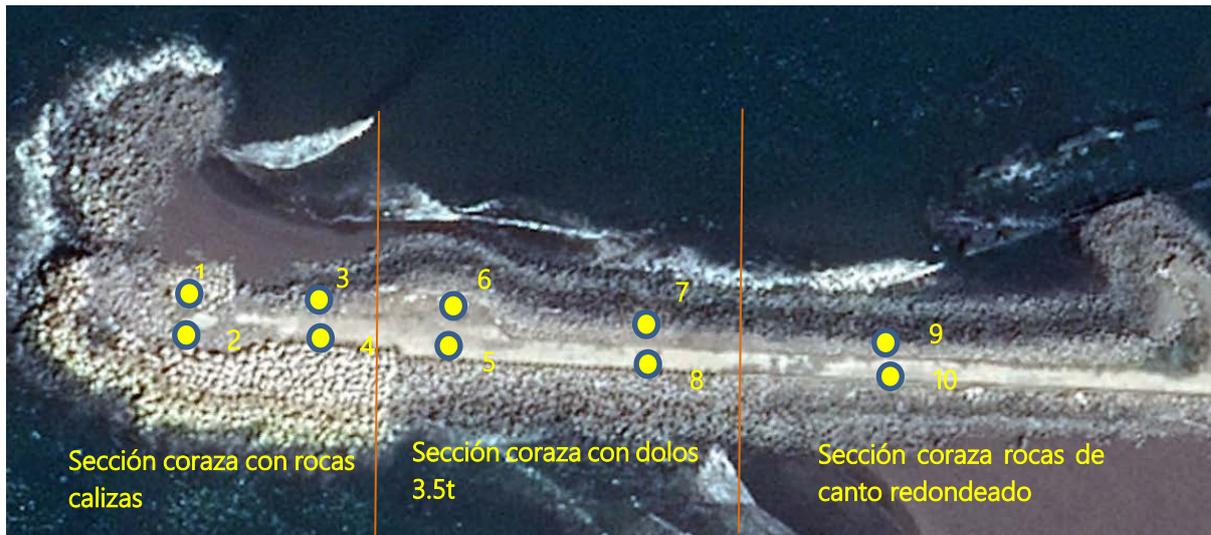


Figura 31 Localización aproximada de calicatas. Fuente: elaboración propia

El tramo analizado corresponde a la segunda alineación del rompeolas de 344m de longitud y se divide en tres partes claramente diferenciadas. La primera está constituida por escolleras en formación de la coraza exterior, la segunda por dolos de 3.5t y la tercera nuevamente por rocas, en este caso de naturaleza caliza.

En el Anexo 5 se incluyen los resultados obtenidos.

#### 10.5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Se han llevado cabo los siguientes ensayos de laboratorio:

- 31 ensayos de granulometría por tamizado
- 31 límites de Atterberg.
- 10 ensayos de densidad seca
- 10 ensayos de humedad natural
- 3 ensayos edométricos
- 2 ensayos de corte directo
- 2 ensayos triaxiales CU
- 3 ensayos de contenido de calcio

### 11. PERFIL DE CÁLCULO Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Para la redacción de este apartado se ha contado con la siguiente información:

- Estudio geotécnico "Rompeolas de Puerto Caldera" realizado por Castro & De La Torre con fecha de 10 de mayo de 2019
- Estudio geotécnico "Rompeolas de Puerto Caldera" realizado por Castro & De La Torre con fecha de 29 de marzo de 2019
- Estudio geofísico de refracción sísmica para el proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Punta Arenas redactado por Ingeofica Dos Mil, S.A. con fecha 22 de febrero de 2019

### 11.1. PERFIL DE CÁLCULO

Los distintos materiales encontrados en los sondeos se pueden resumir en la tabla siguiente:

NIVEL	COTAS (m)	SONDEO			
		SP1	SP4	SP2	SP3
MATERIALES ROMPEOLAS	SUPERIOR	6,5	6,4	7,0	7,5
	INFERIOR	-4,4	-4,5	-7,4	-6,9
ARENAS	SUPERIOR	-4,4	-4,5	-7,4	-6,9
	INFERIOR	-20,1	-21,9	<-19,8	-25,8
LIMOS ARCILLOSOS	SUPERIOR	-20,1	-21,9	<-19,8	-25,8
	INFERIOR	<-24,4	<-34,4		<-43,8

Tabla 14. Estructura del subsuelo.

Por otro lado, en base a los resultados del reconocimiento geofísico se ha considerado que la base de los limos arcillosos se localiza alrededor de la cota -60,0, donde comenzaría el sustrato rocoso.

En el nivel "materiales rompeolas" se incluyen las capas ---, A y B del estudio geotécnico arriba indicado. En el nivel "arenas" se agrupan las capas C y D del citado estudio. Y en el nivel "limos arcillosos" se incluyen las capas E y F. Las capas se han agrupado en niveles de similares naturaleza y características geotécnicas.

### 11.2. PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Los resultados de los ensayos SPT, granulométricos y límites de Atterberg realizados en estos suelos junto con su clasificación se han resumido en la tabla siguiente:

NIVEL	(Ñ) <sub>60</sub> SPT (6)	Porcentaje de gravas (tamaño superior a 2 mm) (%)	Porcentaje de arenas (tamaño inferior a 2 mm y superior a 0,075 mm) (%)	Porcentaje de finos limo arcillosos (tamaño inferior a 0,075 mm) (%)	Límite líquido	Índice plástico	Clasificación Unificada
MATERIALES ROMPEOLAS	R (3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(4)	(4)
ARENAS	10- 30 (5)	0-2	65-82	18-35	NP	NP	SM

LIMOS ARCILLOSOS	1-5 (5)	0-2	2-48	52-98	34-75	9-38	MH, CL-ML, MH-SM, ML (2)
---------------------	------------	-----	------	-------	-------	------	-----------------------------

Tabla 15. Resultados ensayos SPT, granulométricos, límites de Atterberg e identificación.

- (1) Para elaborar esta tabla no se han considerado los resultados de los ensayos SPT del sondeo SP-1 en el nivel de arenas, dado que son claramente inferiores a los del resto de los sondeos, de manera que se atribuyen a posibles irregularidades (sifonamientos,...) durante su ejecución. Por otro lado, el contenido de finos limo arcillosos de las muestras tomadas en el nivel de arenas en ese sondeo son claramente inferiores a las del resto de los sondeos; así se atribuyen a la presencia de una bolsa de arenas especialmente limpias no representativas del comportamiento global de ese nivel, de manera que tampoco se han empleado en la elaboración de la tabla.
- (2) La mayoría de las muestras se han clasificado como MH
- (3) La gran mayoría de los ensayos SPT realizados en estos materiales han dado rechazo, pero esto se puede deber al gran tamaño de las partículas
- (4) No se han realizado este tipo de ensayos con los materiales del rompeolas dado su gran tamaño, que impide la toma de muestras representativas durante la ejecución de los sondeos.
- (5) Rango de valores más probables. Los valores fuera de este rango no se consideran representativos del comportamiento global del nivel.
- (6) El valor  $(\bar{N})_{60}$  de los ensayos SPT se ha determinado aplicando el factor de corrección (f) por sobrecarga efectiva de tierras recogido en la tabla 3.5.2. de las ROM 0.5-05 a los valores corregidos dados en el Estudio geotécnico "Rompeolas de Puerto Caldera" realizado por Castro & De La Torre con fecha de 10 de mayo de 2019. Se entiende que las correcciones realizadas en ese estudio a partir de los valores de campo se deben a otros aspectos tales como la eficiencia de la maza, el diámetro del sondeo, las características del tomamuestras y la longitud del varillaje.
- (7)

Además, se han llevado a cabo los siguientes ensayos adicionales:

#### 1- Arenas

Se ha determinado la gravedad específica de dos muestras con resultados de 26,5 y 27,8 kN/m<sup>3</sup>. Y se han efectuado dos ensayos de corte directo con resultados dispares:

- ángulo de rozamiento interno: 23,6° y 32,1°
- cohesión: 6 a 49 kN/m<sup>2</sup>.

También se ha determinado el contenido de carbonato de calcio en tres muestras de estas arenas, con valores comprendidos entre el 0,4 y 0,9 %, que no debe influir en el comportamiento geotécnico de estos suelos.

#### 2- Limos arcillosos

Se ha determinado la gravedad específica de cinco muestras con resultados comprendidos entre 25,9 y 27,7 kN/m<sup>3</sup>.

La humedad de estos materiales es muy elevada, con valores normalmente comprendidos entre el 47 y el 50 %. Y la densidad seca se encuentra habitualmente entre 9,7 y 12,8 kN/m<sup>3</sup>. De estos resultados se deduce una densidad aparente (que debe ser idéntica a la saturada al estar las muestras situadas bajo el nivel freático) que normalmente se encuentra entre 14,5 a 19,0 kN/m<sup>3</sup>, con una media de 16,8 kN/m<sup>3</sup>.

En estos materiales se han realizado además tres ensayos edométricos, con los siguientes resultados:

- Índice de compresión (Cc) comprendido entre 0,42 y 0,55, con una media de 0,47

- Índice de recompresión ( $C_r$ ) que oscila entre 0,050 y 0,055, con una media de 0,053
- Relación de vacíos ( $e$ ) comprendida entre 1,439 y 1,512, con una media de 1,466
- Presión de preconsolidación ( $P_c$ ) que oscila entre 65 y 165  $\text{kN/m}^2$ , con una media de 112  $\text{kN/m}^2$

Además, se han efectuado dos ensayos triaxiales (CU) para determinar los parámetros de resistencia a largo plazo de estos materiales, con resultados dispares:

- ángulo de rozamiento interno: 15,0° y 24,4°
- cohesión: 17 y 28  $\text{kN/m}^2$ .

A partir de la información disponible, se han obtenido los valores medios para su empleo en los cálculos:

#### 1- Materiales rompeolas

Dado que no ha sido posible la toma de muestras representativas en los sondeos, se han obtenido los parámetros a partir de lo indicado en la ROM 0.5-05

- Densidad aparente seca: 17  $\text{kN/m}^3$
- Ángulo de rozamiento interno: 40°
- Cohesión: Nula
- Módulo de deformación en carga : 30  $\text{MN/m}^2$

Por otro lado, considerando un peso específico de la roca de 25  $\text{kN/m}^3$ , resultaría una densidad saturada de 20  $\text{kN/m}^3$  y una densidad sumergida de 10  $\text{kN/m}^3$

#### 2- Arenas

Los parámetros geotécnicos de estos materiales se han obtenido a través de correlaciones a partir de los datos disponibles (granulometría, límites de Atterberg y golpeo del ensayo SPT).

Así, en la ROM 0.5-05 se indica que para un suelo granular con un significativo contenido de finos y de compactación media, se podrían adoptar los siguientes parámetros de cálculo.

- Índice de poros: 0,25
- Cohesión: 10  $\text{kN/m}^2$
- Ángulo de rozamiento interno: 30°
- Módulo de deformación en carga : 20  $\text{MN/m}^2$ .

A partir de estos resultados se puede adoptar para estos suelos un módulo de deformación en recarga de 40  $\text{MN/m}^2$ .

Considerando el índice de poros de 0,25 y un peso específico de 27,1  $\text{kN/m}^3$  (media de los medidos), resultaría una densidad saturada de 23,7  $\text{kN/m}^3$  y una densidad sumergida de 13,7  $\text{kN/m}^3$ . En nuestra opinión, esos valores parecen demasiado elevados, adoptándose una densidad saturada de 20  $\text{kN/m}^3$  y una densidad sumergida de 10  $\text{kN/m}^3$ , que son valores esperables para este tipo de materiales.

Los ensayos de corte directo realizados con estos suelos han dado como resultado ángulos de rozamiento interno de 23,6 y 32,1°. En nuestra opinión, a la vista de la información disponible, se podría adoptar el valor recomendado en las ROM, que es de 30°.

En esos mismos ensayos también se han obtenidos valores de la cohesión de 6 a 49  $\text{kN/m}^2$ . En nuestra opinión, es una hipótesis demasiado arriesgada suponer que un material de estas características tiene cohesión, por lo que sería recomendable suponer ésta tiene un valor nulo.

#### 3- Limos arcillosos

De acuerdo con el resultado de los ensayos realizados con estos suelos su densidad aparente (que en este caso coincidiría con la saturada al estar situados bajo el nivel freático) es de unos 17 kN/m<sup>3</sup>; de manera que la densidad sumergida sería de 7 kN/m<sup>3</sup>.

Además, se han efectuado dos ensayos triaxiales (CU) para determinar los parámetros de resistencia a largo plazo de estos materiales, con los siguientes resultados:

- ángulo de rozamiento interno: 15,0° y 24,4°
- cohesión: 17 y 28 kN/m<sup>2</sup>.

En nuestra opinión, se podría considerar un valor medio del ángulo de rozamiento interno de entorno a 20°. Por otro lado, no es habitual considerar que materiales como los considerados tienen cohesión, de manera que, del lado de la seguridad, en los cálculos se considera nula.

Por otro lado, para determinar la resistencia a corto plazo de estos suelos se empleará la expresión propuesta por Ladd (1991). Así, para un valor medio del índice plástico de 25, la resistencia al corte sin drenaje (Su) vendría dada por la expresión:

$$S_u = 0,22 * \sigma'_v$$

donde  $\sigma'_v$  es la presión vertical efectiva a la profundidad considerada.

Por último, para determinar la deformabilidad de estos suelos, se podría emplear un modelo edométrico con los siguientes parámetros dados por los ensayos edométricos realizados:

- Índice de compresión (Cc) de 0,47
- Índice de recompresión (Cr) de 0,053
- Relación de vacíos (e) de 1,47

Además, la presión de preconsolidación será la correspondiente a la presión vertical efectiva en cada punto considerado, de manera que se supone que estos materiales están normalmente consolidados.

Por otro lado, los valores del coeficiente de consolidación (cv) que se obtienen de los ensayos edómetros suelen ser muy inferiores a los que luego se presentan en campo. Por esa razón, se ha obtenido de acuerdo con lo indicado en la figura 4 del capítulo 3 del documento "Soil Mechanics" Design Manual 7.1. del Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command. Dado que el valor medio del límite líquido de las muestras analizadas procedentes de este nivel es de 55, a este valor le correspondería en la curva de muestras inalteradas un valor del coeficiente de consolidación del orden de 1,5\*10<sup>-3</sup> cm<sup>2</sup>/s.

Por último, de acuerdo con lo indicado en el estudio geofísico arriba indicado, las velocidades de los distintos niveles serían:

NIVEL	Vp (m/s)	Vs (m/s)
MATERIALES ROMPEOLAS	<1700	180-400
ARENAS	1700-2000	300-500
LIMOS ARCILLOSOS	-	500-900

Tabla 16. Velocidades sísmicas

Los valores de Vs para los limos arcillosos no se consideran representativos dada su baja consistencia.

Por otro lado, la zona donde los materiales del rompeolas tienen velocidades  $V_s$  de 180 a 300 m/s corresponden a un lentejón que no se considera representativo del comportamiento global de esos materiales.

Lo indicado más arriba se resume en la siguiente tabla:

NIVEL	MATERIALES ROMPEOLAS	ARENAS	LIMOS ARCILLOSOS
Densidad aparente seca (kN/m <sup>3</sup> )	17	-	-
Densidad aparente saturada (kN/m <sup>3</sup> )	20	20	17
Densidad aparente sumergida (kN/m <sup>3</sup> )	10	10	7
Ángulo de rozamiento interno (°)	40	30	20
Cohesión (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-
Resistencia al corte sin drenaje (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	0,22* $\sigma'_v$ (1)
Módulo de deformación en carga (MN/m <sup>2</sup> )	30	20	-
Módulo de deformación en recarga (MN/m <sup>2</sup> )	-	40	-
Índice de compresión (Cc)	-	-	0,47
Índice de recompresión (Cr)	-	-	0,053
Relación de vacíos (e)	-	-	1,47
Presión de preconsolidación	-	-	$\sigma'_v$ (1)
Coefficiente de consolidación (cv) (cm <sup>2</sup> /s)	-	-	1,5*10 <sup>-3</sup>
$V_s$ (m/s)	300-400	300-500	-

(1)  $\sigma'_v$  es la presión vertical efectiva a la profundidad considerada

Tabla 17. Parámetros geotécnicos y geofísicos de los niveles considerados.

### 11.1. SITUACIÓN DEL NIVEL DEL MAR

A la hora de realizar los cálculos de estabilidad se han considerado los dos siguientes situaciones compatibles con el sismo considerado:

- Nivel del mar a cota: +2,74
- Nivel del mar a cota +0,00

Para los cálculos de licuación y de asentos se ha considerado un nivel medio del mar de +1,40 a la vista de que en el interior del nivel de arenas la presión intersticial se debe mantener básicamente uniforme, dado que su permeabilidad no es elevada.

## 12. SISMICIDAD

Para la redacción de este apartado se ha contado con la siguiente información:

- Estudio de amenaza sísmica "Sitio rompeolas de Puerto Caldera. Cantón de Esparza. Provincia de Puntarenas, Costa Rica" realizado por INSUMA Ingenieros y Geólogos Consultores con fecha de mayo de 2019. Se adjunta en Anexo 6.
- La nota "Criterios para diseño con base en desempeño" redactada por Royal Haskoning HDV con fecha de 6 de junio de 2019. Se adjunta en Anexo 9.

De acuerdo con lo indicado en tabla 6 del estudio de amenaza sísmica, para un periodo de retorno de 475 años, la aceleración pico resulta de 0,414 g.

Por otro lado, de acuerdo con lo indicado en Eurocódigo 8. Design of structures for earthquake resistance. Apartado 3.2.2., el factor de amplificación S para un tipo de suelo C ( $N_{SPT}$  comprendido entre 15 y 50, que caracterizaría adecuadamente a los materiales presentes en el cimiento del dique) sería de 1,15, considerando un espectro de respuesta elástico tipo 1, dado que los sismos estudiados tienen una magnitud superior a 5,5.

Además, en la nota "Criterios para diseño con base en desempeño" redactada por Royal Haskoning se indica que el factor de importancia recomendado es de 0,8.

En esas condiciones la aceleración empleada en los cálculos es de 0,38 g ( $= 0,414g \cdot 0,8 \cdot 1,15$ ).

Por otro lado, en un correo electrónico emitido por INSUMA, posterior a la redacción del estudio de amenaza sísmica, se indica que se recomienda emplear una magnitud de 7,5, debido a que la falla más cercana al sitio de interés es la de Barranca y en la tabla 4 de ese estudio se da un valor de la magnitud de 7,5 para esa zona. Ese valor se ha empleado en el estudio de licuación de los materiales del cimiento del rompeolas.

## 13. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

### 13.1. ESTABILIDAD

#### Estabilidad global

El modo de fallo por estabilidad global se produce cuando la tensión de corte necesaria para mantener una determinada estructura es superior a la tensión de corte del terreno, generándose una superficie de deslizamiento.

A efectos prácticos supone el fallo de la obra, por lo que constituye un Estado Límite Último a comprobar tanto en hipótesis estática como en caso de sismo. En la figura siguiente se presenta el esquema clásico de modos de fallo por estabilidad global en estas estructuras.

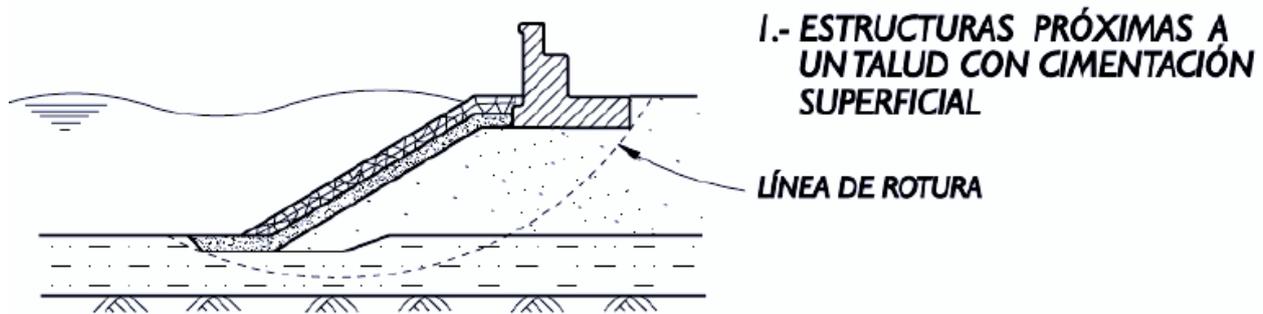


Figura 32. Esquema de los modos de fallo por pérdida de la estabilidad global. Fuente: ROM 0.5-05

El estudio de estabilidad global del rompeolas y del morro se llevará a cabo mediante procedimientos de equilibrio límite, con ayuda de software especializados (GEO-SLOPE o similar). Los cálculos se efectuarán con el método Bishop Simplificado (que considera superficies de rotura circulares), con el método de Morgenstern-Price (que considera también superficies de rotura planas) y con el método de Spencer (a fin de obtener resultados más completos de posibles roturas).

Los cálculos se realizarán tanto en hipótesis estática como en sísmica. Para el caso sísmico, se emplearán métodos pseudoestáticos basados en la aplicación de unos coeficientes de aceleración horizontal y vertical a la masa potencialmente deslizada.

Estos coeficientes sísmicos se obtendrán como:

- $K_h = \alpha \times \text{PGA}$  (siendo PGA la aceleración máxima horizontal del suelo)
- $K_v = 0,5 \times K_h$  (aplicada en el sentido más desfavorable)

Se empleará un valor de  $\alpha$  de 0,5 dada la flexibilidad del dique del rompeolas frente a terremotos. En estructuras menos flexibles o con el movimiento más coartado (pilotes, muros con coacciones en cabeza, muelles de pantallas ancladas, ...)  $\alpha$  puede llegar a valores de 0,75 a 1,00.

De acuerdo con lo indicado en la ROM 0.5-05, los factores de seguridad admisibles para el modo de fallo por pérdida de estabilidad global serán los siguientes:

- Acciones cuasi-permanentes: FS = 1,3
- Acciones fundamentales o características: FS = 1,1
- Acciones accidentales (sismo) = 1,0

#### Estabilidad de la banqueta

Este modo de fallo se produce por la generación de superficies de deslizamiento a través de la banqueta de cimentación, que pueden desarrollarse en el contacto con el fondo marino o, de manera más profunda, afectando al terreno natural.

La verificación de este modo de fallo y los coeficientes de seguridad admisibles serán similares a lo especificado en la estabilidad global, aplicándose metodologías de cálculo por equilibrio límite con análisis pseudoestáticos en caso de sismo.

En caso de que no se verifique un factor de seguridad admisible frente a alguno de los modos de fallo geotécnicos, se adoptarán las medidas necesarias para garantizar la estabilidad de las distintas secciones tipo. Entre las técnicas más habituales para reforzar el terreno de cimentación del rompeolas cabe destacar:

- Saneamiento y sustitución de suelos
- Tratamientos de densificación por vibración profunda
- Tratamientos de refuerzo mediante inclusiones rígidas

### 13.2. CÁLCULO DE ASIENTOS

A partir de la información disponible, se realizará un cálculo de asentamientos en la zona de los 51 m finales de construcción del rompeolas a fin de verificar que los asentamientos previsibles no afectan a la operatividad del rompeolas o, en caso contrario, diseñar las medidas correctoras correspondientes.

Estos cálculos se realizarán con hojas de cálculo de elaboración propia o/y con el programa SETTLE 3D de la empresa Roscience. LICUEFACCIÓN

#### 13.2.1. Estudio del riesgo de licuefacción

Entre los riesgos geológicos y geotécnicos a evaluar en el área de proyecto cabe destacar el potencial de licuefacción del suelo.

Este fenómeno se produce como consecuencia de la acción de una fuerza cíclica sin drenaje sobre determinados suelos saturados, la cual induce un incremento de presión intersticial y la consecuente disminución de presión efectiva del medio. A efectos prácticos, supone la pérdida de la capacidad portante del terreno y la generación de asentamientos de elevada magnitud.

El proceso es propio de suelos granulares saturados en entornos de elevada sismicidad, como el correspondiente al sitio de proyecto. Por ello, se considera indispensable su adecuado análisis a fin de garantizar la estabilidad estructural de las obras proyectadas.

El riesgo de licuefacción se evaluará por medio de métodos empíricos simplificados, basados en la comparación de la relación de tensiones cíclicas que generan los sismos (CSR) con la relación de tensiones cíclicas que resiste el terreno (CRR). La metodología a seguir en esta evaluación será la recogida en el apartado 3.10.4.2 de las ROM 0.5-05.

- Determinación de CRR

La determinación de CRR se realizará a partir de los resultados de los ensayos de penetración estándar SPT y la velocidad de las ondas de corte ( $v_s$ ). En la siguiente figura se muestra el gráfico para la determinación de CRR de acuerdo con lo indicado en las ROM 0.5-05.

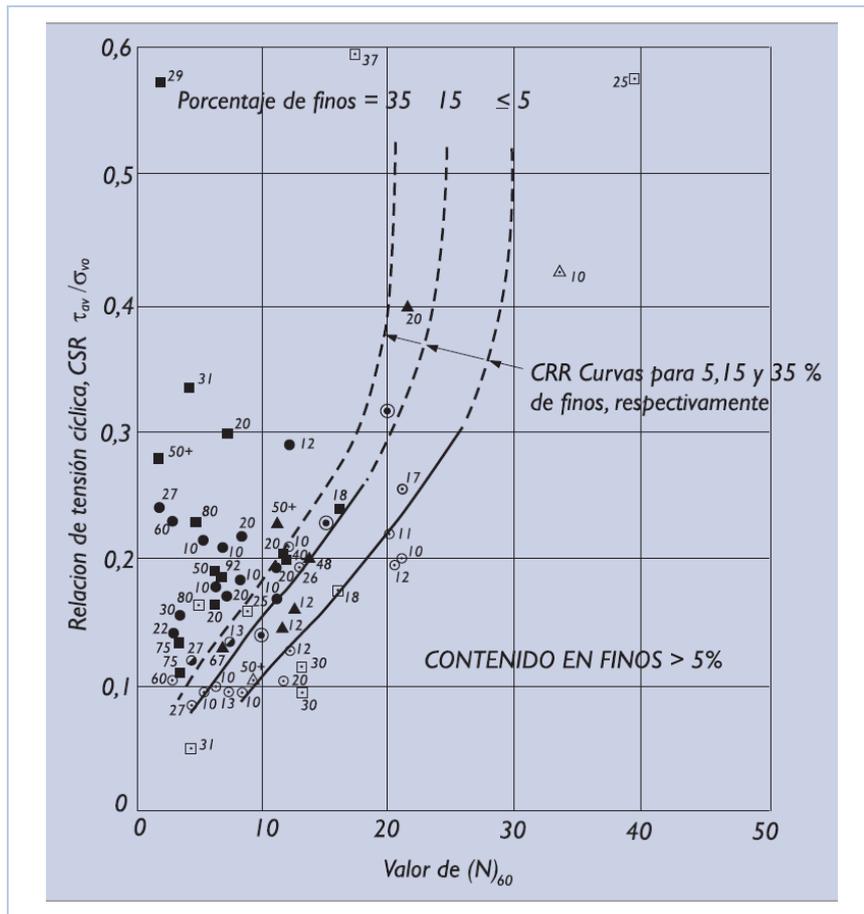


Figura 33. Resistencia a la licuefacción. Fuente: ROM 0.5-05

La figura 34 está recogida en las ROM 05-05 y se preparó a partir de la información publicada por Youd, T.L. e Idriss I.M. (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. April 2001. Vol. 127. N° 4.

El valor de CRR obtenido en la gráfica anterior es válido para terremotos de magnitud  $M_w = 7,5$ . Cuando la magnitud del terremoto sea diferente se multiplicarán los valores de CRR por los factores de corrección siguientes:

Magnitud $M_w$	Factor de corrección
5,5	2,20 a 2,80
6	1,76 a 2,10
6,5	1,44 a 1,60
7	1,19 a 1,25
7,5	1
8	0,84
8,5	0,72

Figura 34. Factor de corrección de CRR en función de la magnitud del sismo. Fuente: ROM 0.5-05

- Determinación de CSR

El valor promedio de la relación de tensiones cíclicas inducidos por el sismo (CSR) se establecerá a partir de la siguiente expresión:

$$CSR = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) \approx 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

Siendo:

- $a_{m\acute{a}x}$ : valor de cálculo de la aceleración máxima horizontal del terreno
- $g$ : aceleración de la gravedad
- $\sigma_{vo}$ : tensión vertical total, antes del terremoto
- $\sigma'_{vo}$ : tensión vertical efectiva, antes del terremoto
- $r_d$ : factor de reducción de esfuerzos que depende de la profundidad

El factor ( $r_d$ ) es siempre menor que la unidad y mide la reducción del valor de  $a_{m\acute{a}x}$  con la profundidad. Para su determinación se supondrá que:

$$r_d = 1 - 0,001 \cdot z^2$$

donde  $z$  es la profundidad de la zona cuya licuefacción se investiga, expresada en metros.

- Coeficiente de seguridad

La comparación de resistencia, CRR, y sollicitación, CSR, permite definir el coeficiente en seguridad (F) frente a licuefacción:

$$F = CRR / CSR$$

De acuerdo con lo indicado en las ROM 0.5-05, cuando este coeficiente es próximo a la unidad ( $0,9 < F < 1,1$ ) se debe entender que las posibilidades de licuefacción del suelo son altas. En ese caso (y lógicamente cuando  $F$  sea inferior a 0,9), se deberán adoptar las medidas necesarias para garantizar la estabilidad de las obras ante un evento sísmico.

Por último, se ha considerado de acuerdo con lo indicado por diversos autores (Day, 2002 y Seed et al, 2003), que el mayor espesor afectado por la licuación es de 15 m bajo el fondo del mar. Además, en los sismos considerados en la publicación "CPT and SPT based liquefaction triggering procedures" (Boulanger e Idriss, 2014) en ninguno de los casos estudiados se produjo la licuación por debajo de esos 15 m de profundidad.

### 13.2.2. Evaluación de los asentos postsismo

Los asentamientos derivados de eventos sísmicos se establecen habitualmente en términos de deformación volumétrica de las capas de terreno susceptibles de licuación.

Estos asentamientos son el resultado de la degradación progresiva de las propiedades del suelo licuado, y pueden producirse de una manera rápida, si se produce la anulación total de la tensión efectiva, o más progresiva, cuando se da el fenómeno de movilidad cíclica.

Existen diversos procedimientos simplificados para la obtención de esta deformación volumétrica, como pueden ser:

- Método Isihara y Yoshimine (1992), que establece la deformación volumétrica en función del FS obtenido frente a la licuación y la densidad relativa de la capa licuable
- Método de Tokimatsu y Seed (1984, 1987), que establece la deformación volumétrica en función del esfuerzo de corte cíclico y del golpeo SPT corregido de la capa licuable.

En las gráficas siguientes se presentan los criterios para la obtención de esta deformación volumétrica, expresada en porcentaje de la masa total potencialmente licuable.

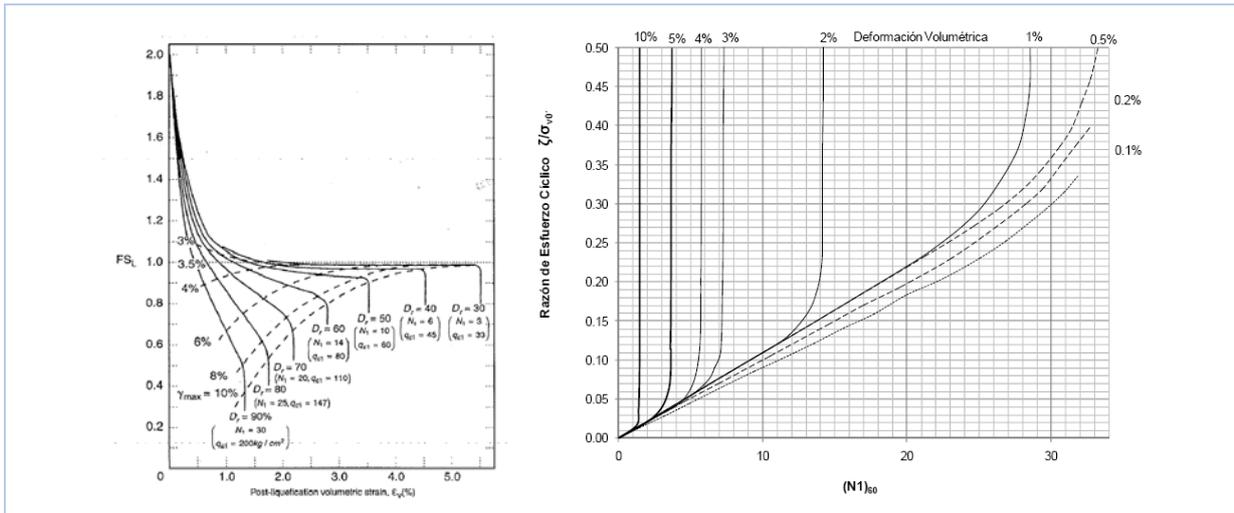


Figura 35. Estimación de la deformación volumétrica en terrenos potencialmente licuables. Fuente: Isihara y Yoshimine, 1992 – Tokimatsu y Seed, 1984, 1987.

#### 14. DISEÑO DE LAS SECCIONES TIPO DE LAS ZONAS A REHABILITAR Y DEL MORRO

En un dique en talud se puede distinguir las siguientes partes:

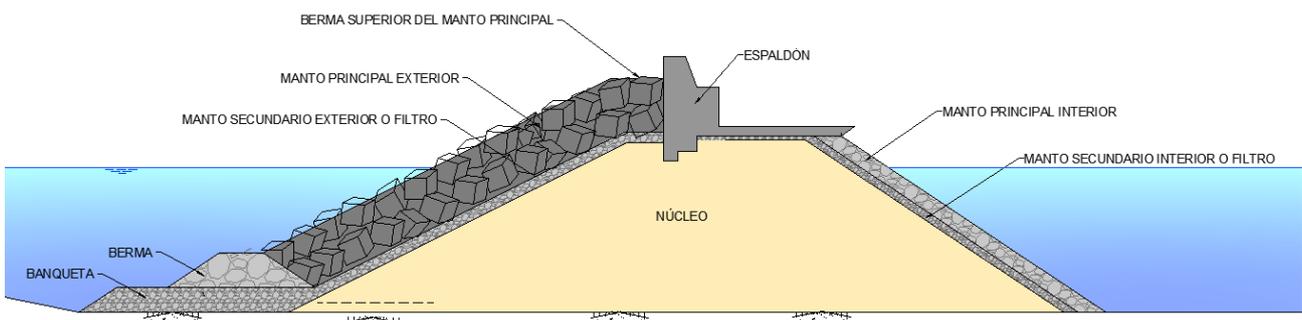


Figura 36. Sección tipo de un rompeolas en talud

- Manto Principal Exterior o coraza, suele estar formado por piezas especiales de hormigón o de escollera, con un talud determinado (habitualmente  $1.3 < \cotan \alpha < 3$ ). Dependiendo del tipo de piezas a emplear se pueden disponer en una o dos capas (monocapa o bicapa)

- Manto Principal Interior, formado por dos capas de materiales sueltos (en general escolleras) y con la misión de resistir el oleaje interior, las corrientes y oleaje generado por la circulación de los barcos y la acción de los posibles rebases sobre el dique.
- Manto Secundario Exterior o Interior, formados por capas dobles de materiales sueltos, generalmente escolleras, con la misión de filtro y aumento del rozamiento.
- Berma superior del manto principal, porción horizontal del manto principal, formada por dos o tres piezas del mismo y que facilita la construcción del espaldón, limita el rebase y protege el espaldón de la acción directa del oleaje.
- Berma, zona horizontal del manto exterior, establecida al cambiar el tamaño de las piezas del manto principal a partir de una determinada profundidad.
- Banqueta, cuya misión es establecer un filtro entre las piezas del manto principal y los fondos de arena o fangos en los que la acción del oleaje hundiría las piezas del manto principal, provocando un corrimiento del manto.
- Núcleo. Para diques impermeables al oleaje, suele estar formado por todo uno de cantera. Para diques transmisores, el tamaño del material depende de las frecuencias del oleaje que se desee transmitir.
- Espaldón, estructura monolítica de hormigón, que remata la coronación del rompeolas y que facilita el acceso al mismo para las operaciones de mantenimiento del rompeolas, operación del puerto y de operación del rompeolas, en el caso de que el mismo tenga adosados muelles de atraque.

## 14.1. MANTO PRINCIPAL

### 14.1.1. Piezas del Manto Principal

A continuación, se citan algunas de las conclusiones extraídas del estudio de Alternativas (vez Anexo I):

- Se van a considerar tres tipos de piezas en el diseño del dique, que servirán para asegurar la estabilidad del manto principal, que son: escollera, cubos y dolos.
- La existencia de dolos acopiados en el Puerto, son la principal razón de considerarlos para el diseño. Se estudiará si los pesos existentes son suficientes para emplearse como refuerzo o rehabilitación en alguna de las partes del tronco del dique, pero no para la formación del morro.
- La escollera será empleada para refuerzos en el arranque o tronco y para formación de banqueta.

El tamaño de las piezas a emplear en el manto principal se obtiene según el diagrama de flujo siguiente:

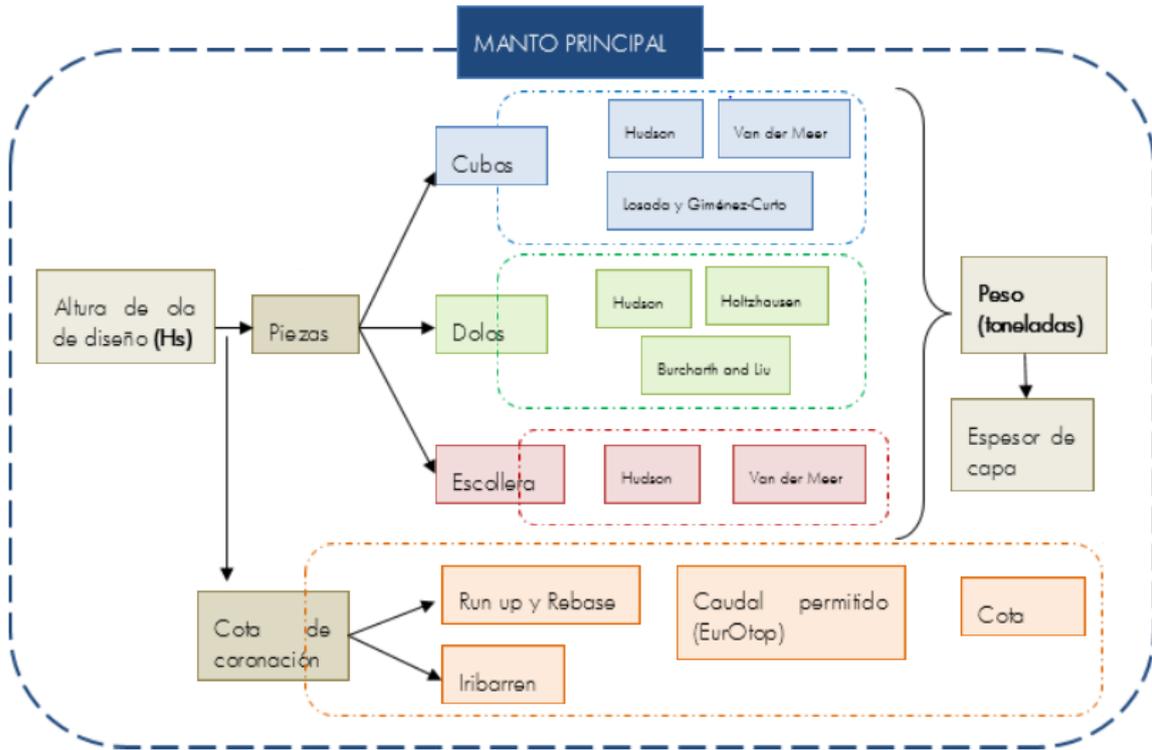


Figura 37. Diagrama de flujo para obtención del peso de las piezas en manto principal. Fuente: elaboración propia

En el diseño se intentarán dar uso a los elementos de hormigón prefabricados que el MOPT dispone en los patios del Plantel en Puerto Caldera, es decir cubos y dolos.



Figura 38. Piezas especiales: Cubos y Dolos

Los Pesos de las piezas prefabricadas disponibles son la que se muestran en la siguiente tabla:

Elemento	Cantidad (ud)	Peso (t)
----------	---------------	----------

Dolos	373	3.5
Cubos	280	15

Tabla 18. Elementos de concreto prefabricado disponibles

#### 14.1.1.1. Formulaciones para el manto principal

Para determinar los pesos de las piezas a utilizar se emplearán distintas formulaciones, y se optará por considerar la que más se aproxime a la solución óptima. Dichas formulaciones son: Hudson, Van der Meer, Losada y Giménez-Curto, Burcharth and Liu (1993) y Holtzhausen (1996). En la siguiente tabla se muestran algunas de las formulaciones que recoge el CIRIA para el cálculo de los pesos de cubos y dolos.

Armour type	Damage level	Stability number $H_w/(\Delta D_n)$				References/remarks	
		Trunk		Head			
		Non-breaking waves	Breaking waves	Non-breaking waves	Breaking waves		
Cube (2 layers)	0%	1.8-2.0		-		Brorsen et al (1975) slope: 1:1.5 and 1:2	
	4%	2.3-2.6		-			
	0% ( $N_{od} = 0$ )	1.5-1.7		-		Van der Meer (1988a) <sup>1</sup> slope 1:1.5	
	5% ( $N_{od} = 0.5$ )	2.0-2.4		-			
	< 5%	2.2	2.1	1.95	-	SPM (CERC, 1984)	slope 1:1.5
		2.45	2.35	2.15	-		slope 1:2
2.8		2.7	2.5	-	slope 1:3		
Dolos	2% ( $N_{od} = 0.3$ )	2.7 ( $\gamma = 0.32$ ) <sup>4</sup>		-		Burcharth and Liu (1993) <sup>5</sup> slope 1:1.5	
		2.5 ( $\gamma = 0.34$ ) <sup>4</sup>		-			
		2.3 ( $\gamma = 0.36$ ) <sup>4</sup>		-			
	<5% ( $N_{od} = 0.4$ )	3.2 ( $\gamma = 0.32$ ) <sup>4</sup>		-		Holtzhausen (1996) <sup>6</sup>	

Figura 39. Valores del coeficiente de estabilidad para diferentes piezas especiales. Fuente: CIRIA Manual Rock.

Para todas las formulaciones se van a considerar los siguientes parámetros de cálculo:

- Dos rangos de Periodos Picos comprendidos entre 8-10 s y entre 17-19s
- Y una relación entre el periodo pico el periodo medio de 1.21(Jonswap)
- Duración de tormenta de 6 h
- El número de olas según los rangos de periodos picos y la duración de la tormenta se muestran en la siguiente tabla:

Periodos		Duración Tormenta (h)
Tp	Tm	6
8.00	6.61	3267
9.00	7.44	2904
10.00	8.26	2613.6
17.00	14.05	1537.4
18.00	14.88	1452
19.00	15.70	1375.6

Tabla 19. Número de olas para una duración de 6 horas y los distintos periodos considerados

Se va a considerar para el dimensionamiento de las piezas del manto principal delantero (Intradós) un número de 3000 olas, ya que para la formulación de Van der Meer es el máximo admisible y aproximadamente es el número de olas obtenido para un periodo pico de 8 s.

A continuación, se enumeran las formulaciones citadas anteriormente:

- **Formulación de Losada y Giménez-Curto**

$$W = \psi \cdot \rho_w \cdot R \cdot H_c^3$$

Donde:

$$R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}; S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

$W$  = peso del elemento de protección del manto principal (Ton.)

$\rho_s$  = densidad del material.

$\rho_w$  = densidad del agua del mar.

$H_c$  =  $H_{50}$ , altura media de las 50 mayores olas que alcanzan el dique en su vida útil. Vidal et al.

$\psi$  = valor máximo de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos según experimentación de Losada y Desiré<sup>6</sup> (1985). Dependiendo del talud del rompeolas se tienen los siguientes valores:

Valores máximos de la función de estabilidad para bloques paralelepípedos axaxa			
Cotα	1.5	2.0	2.5
Inicio avería	0.060	0.047	0.043
Avería Iribarren	0.033	0.028	0.024

<sup>6</sup> Valores máximos mayorados (nivel de confianza 95%) de la función de estabilidad obtenidos tras una extensa experimentación con bloques paralelepípedos.

Destrucción	0.027	0.022	0.018
-------------	-------	-------	-------

Tabla 20. Valores máximos de la función de estabilidad Fuente: Losada y Desiré (1985).

Para el diseño del rompeolas, se considerarán los valores comprendidos entre inicio de avería y la avería de Iribarren.

Para determinar la altura de ola  $H_{50}$ , se va a considerar la siguiente formulación:

$$H_{1/N} = \left[ \frac{N\sqrt{\pi}}{2} \operatorname{erfc}(\sqrt{\ln N}) + \sqrt{\ln N} \right] H_{rms}$$

Siendo:

- $N$ =número de olas, que depende del periodo medio y de la duración de la tormenta. Se va a considerar al igual que para la formulación de Van der Meer un máximo de 3000 olas y una duración de tormenta de 6 horas.
- $H_{rms}$ = altura de ola media cuadrática, cuya relación con la altura de ola significativa es de 1.416, tal y como se muestra en la siguiente tabla. La altura de ola significativa ( $H_{1/3}$ ) es la obtenida para un periodo de retorno de 475 años, ver Tabla 5.

Table 4.2 Characteristic wave heights based on the Rayleigh distribution.

N	$\bar{H}_{1/N}/H_{rms}$	$\bar{H}_{1/N}/\bar{H}$	$\bar{H}_{1/N}/\sigma_{\zeta}^2$	Remarks
500	2.680	3.023	7.580	Highest 1/100th wave
200	2.503	2.823	7.078	
100	2.359	2.662	6.671	
50	2.206	2.488	6.239	
25	2.042	2.303	5.775	
10	1.800	2.030	5.090	
5	1.591	1.795	4.499	
3	1.416	1.597	4.004	Significant wave
1	0.886	1.000	2.505	Mean wave

- $H_{1/N} = H_{50} = H_{50/N^{\circ} \text{ olas}} = H_{50/1480} = H_{1/29.6}$

- **Van der Meer para Cubos**

Para emplear la formulación de Van der Meer se debe estimar de manera continua el número de olas de tormenta. La formulación de Van der Meer que se muestra a continuación es específica para **cubos** de hormigón. Permite obtener la relación entre el número de estabilidad ( $H_s/\Delta D_n$ ) y el número de daño,  $N_{od}$ .

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left( 6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1}$$

Donde:

$N$  = número de olas, que debe estar comprendido entre 1000-3000 olas. Se ha considerado una duración de tormenta de 6 horas.

$N_{od}$  = criterio de daños, definido como el número de piezas desplazadas (ver siguiente tabla). Se va a considerar un valor de  $N_{od}$  comprendido entre 0.2-0.5 que corresponde a inicio de avería

$s_{om}$  = peralte a dimensional del oleaje, definido como  $2\pi H_{m0}/(gT_m^2)$  obtenido para el periodo medio de oleaje,  $T_m$  (s).

$H_s$  = altura de ola significativa a pie de dique.

$\Delta = (\gamma/\gamma_w) - 1$ ;  $\gamma$  es la densidad del material y  $\gamma_w$  es la densidad del agua de mar,

$D_n$  = diámetro nominal de la pieza (m). Su expresión:

$$D_n = (M/\gamma)^{1/3}$$

Donde  $M$  es la masa de la pieza y  $\gamma$  es la densidad del material que la conforma.

En la tabla siguiente se muestran los valores de nivel de daño para diferentes tipos de piezas, donde  $N_{od}$  representa el número de piezas desplazadas en una fila de espesor igual a  $D_n$ , mientras que  $N_d$  representa el porcentaje de daño, es decir, de piezas movidas respecto al total.

Armour type	Damage number	Damage level		
		Start of damage	Intermediate damage	Failure
Cube	$N_{od}$	0.2-0.5	1	2
Tetrapod		0.2-0.5	1	1.5
Accropode		0	-	> 0.5
Cube	$N_d$	-	4%	-
Dolos		0-2%	-	≥ 15%
Accropode		0%	1-5%	≥ 10%

Figura 40. Características del número de piezas desplazadas y porcentaje de daños para diferentes piezas especiales.

Fuente: CIRIA

- **Burcharth and Liu (1993)**

La fórmula de Burcharth and Liu se aplica en el caso de que el manto principal esté formado por **dolos**, con talud 1:1.5 y sea no rebasables (con:  $0.32 < r < 0.42$ ;  $0.61 < \Phi < 1$ )

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (17 - 26r)\phi^{2/3} N_{od}^{1/3} N^{-0.1}$$

Donde:

$N$  = es el número de olas

$$N_{od} = 6.95 \cdot 10^{-5} \left( \frac{H_s}{\Delta^{0.74} D_n} \right)^7 \phi^{1.51}$$

válido para  $0.83 < \Phi < 1.15$

$\phi$  = Coeficiente de empaquetamiento:  $\phi = n \cdot k_t (1 - n_v)$ :

- $n$  = número de capas
- $n_v$  = porosidad del material granular
- $k_t$  = coeficiente de capa, depende del tipo de elemento

Armor Unit	n	Placement	Layer Coefficient $k_d$	Porosity $P$ (percent)
Quarystone (smooth) <sup>1</sup>	2	Random	1.02	38
Quarystone (rough) <sup>2</sup>	2	Random	1.00	37
Quarystone (rough) <sup>2</sup>	3	Random	1.00	40
Quarystone (parallelepiped) <sup>3</sup>	2	Special	--	27
Quarystone <sup>4</sup>	Graded	Random	--	37
Cube (modified) <sup>1</sup>	2	Random	1.10	47
Tetrapod <sup>1</sup>	2	Random	1.04	50
Tribar <sup>1</sup>	2	Random	1.02	54
Tribar <sup>1</sup>	1	Uniform	1.13	47
dolos <sup>5</sup>	2	Random	0.94	56
Vol. < 5 m <sup>3</sup>				60
Core-Loc <sup>6</sup> 5 < Vol. < 12 m <sup>3</sup>	1	Random	1.51	63
12 < Vol. < 22m <sup>3</sup>				64
Vol. < 5 m <sup>3</sup>				57
Accropod <sup>7</sup> 5 < Vol. < 12 m <sup>3</sup>	1	Random	1.51	59
12 < Vol. < 22m <sup>3</sup>				62

<sup>1</sup> Hudson (1974)

<sup>2</sup> Carver and Davidson (1983)

<sup>3</sup> Layer thickness is twice the average long dimension of the parallelepiped stones. Porosity is estimated from tests on one layer of uniformly placed modified cubes (Hudson 1974).

<sup>4</sup> The minimum layer thickness should be twice the cubic dimension of the  $W_{50}$  riprap. Check to determine that the graded layer thickness is  $\geq 1.25$  the cubic dimension of the  $W_{max}$  riprap (see Equations VI-5-119 and VI-5-120).

<sup>5</sup> Carver and Davidson (1977)

<sup>6</sup> Turk and Melby (1997)

<sup>7</sup> Accropod informational brochure

Figura 41. Coeficientes de capa k. Fuente: Coasta Engineering

r=ratio del diámetro de la sección central por unidad de altura:

- $r=0.32$ .
- $r=0.34$  para unidades de 20t de peso

- $r=0.36$  para unidades de 30t de peso

No obstante, para piezas de más de 20t de peso, el ratio  $r$  puede estimarse:

$$r = 0.34 \left( \frac{M}{20} \right)^{1/6}, \text{ donde } M \text{ es el peso de la pieza}$$

- **Holtzhausen (1996)**

La fórmula de Holtzhausen se aplica para dolos con un coeficiente de empaquetamiento dentro del rango  $0.83 < \Phi < 1.15$

$$N_{od} = 6.95 \cdot 10^{-5} \left( \frac{H_s}{\Delta^{0.74} D_n} \right)^7 \phi^{1.51}$$

Dolos	2% ( $N_{od} = 0.3$ )	$2.7 (r = 0.32)^4$	-	Burcharth and Liu (1993) <sup>5</sup> slope 1:1.5
		$2.5 (r = 0.34)^4$	-	
		$2.3 (r = 0.36)^4$	-	
	<5% ( $N_{od} = 0.4$ )	$3.2 (r = 0.32)^4$	-	Holtzhausen (1996) <sup>6</sup>

<sup>4</sup>  $r$  = waist to height ratio, = ratio of the diameter of waist of central section and the total height of unit.

<sup>5</sup> Packing density coefficient  $\phi = 0.83$ ; storm duration  $N = 1000$  waves.

<sup>6</sup> Packing density coefficient  $\phi = 0.83$ .

Figura 42. Niveles de daño para Dolos. CIRIA

- **Hudson:**

La formulación de Hudson es válida para ambas piezas (dolos y cubos), pero el coeficiente de estabilidad ( $K_D$ ) es distinto para cada una:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cdot \cot \alpha)^{1/3}$$

Donde:

$H$ =altura de ola de cálculo, para piezas de hormigón se emplea  $H=H_s$  [m] y para escollera se emplea  $H=H_{1/10}=1.27 \cdot H_s$

El lado del cubo equivalente de la pieza es  $D_n=(W/\gamma_r)^{1/3}$  [m]

$K_D$  = coeficiente de estabilidad. Este coeficiente varía en función de la pieza, en función de si se calcula en el cuerpo del rompeolas o en el morro y de si la altura de ola está rota o no rota.

A continuación, se incluyen distintos valores de  $K_D$  recogidos en documentación especializada:

Piezas del manto	n <sup>(3)</sup>	Colocación	Cuerpo del dique		Morro		Talud Cot α
			Kd <sup>(2)</sup>		Kd		
			Rotura en cascada delante del dique	Rotura sobre el dique	Rotura en cascada delante del dique	Rotura sobre el dique	
Escollera Redondeada lisa	2	Aleatoria	1,2	2,4	1,1	1,9	1,5 to 3 (5)
Redondeada lisa	>3	Aleatoria	1,6	3,2	1,4	2,3	
Angulosa rugosa	1	Aleatoria	(4)	2,9	(4)	2,3	
Angulosa rugosa	2	Aleatoria	2,0	4,0	1,9 1,6 1,3	3,2 2,8 2,3	1,5 2,0 3,0
Angulosa rugosa	>3	Aleatoria	2,2	4,5	2,1	4,2	(5)
Angulosa rugosa	2	Especial <sup>(6)</sup>	5,8	7	5,3	6,4	(5)
Paralelepípedo <sup>(7)</sup>	2	Especial <sup>(1)</sup>	7-20	8,5-24	—	—	—
Tetrápodo y Cuadrípodo	2	Aleatoria	7,0	8,0	5,0 4,5 3,5	6,0 5,5 4,0	1,5 2,0 3,0
Tribar	2	Aleatoria	9,0	10,0	8,3 7,8 6,0	9,0 8,5 6,5	1,5 2,0 3,0
Dolos	2	Aleatoria	15,8 <sup>(8)</sup>	31,8 <sup>(8)</sup>	8,0 7,0	16,0 14,0	2,0 <sup>(9)</sup> 3,0
Cubo modificado	2	Aleatoria	6,5	7,5	—	5,0	(5)
Hexápodo	2	Aleatoria	8,0	9,5	5,0	7,0	(5)
Toskane	2	Aleatoria	11,0	22,0	—	—	(5)
Tribar	1	Uniforme	12,0	15,0	7,5	9,5	(5)
Escollera angulosa graduada	—	Aleatoria	2,2	2,5	—	—	—

<sup>(1)</sup> CUIDADO: Los valores de  $K_d$  en cursiva no corresponden a ensayos, se dan sólo para prediseños.  
<sup>(2)</sup> Aplicable a taludes de 1:1,5 a 1:5.  
<sup>(3)</sup> n es el número de capas.  
<sup>(4)</sup> No se recomienda emplear mantos de una sola capa en diques sometidos a oleaje que rompe delante del dique en cascada, y sólo en condiciones especiales con oleaje que rompe sobre el dique. Si se hace esto último, la escollera debe colocarse cuidadosamente.  
<sup>(5)</sup> Hasta que se obtenga más información sobre la variación de  $K_d$  con el talud, el uso de los valores  $K_d$  debe limitarse a taludes de 1:1,5 a 1:3,0. Algunos ensayos de morros con ciertas piezas indican una dependencia de  $K_d$  respecto al talud.  
<sup>(6)</sup> Escollera colocada con su eje mayor perpendicular al paramento.  
<sup>(7)</sup> Cantos paralelepípedicos: su dimensión mayor es unas tres veces su dimensión menor.  
<sup>(8)</sup> Se refiere a daños nulos (< 5% desplazamientos, giros, etc.). Si se desea que no haya giros (< 2%), reducir en un 50% el valor de  $K_d$ .  
<sup>(9)</sup> La estabilidad de los dolos en taludes más empinados que 1:2 debe ser sustentada con ensayos específicos del caso.

Fuente: Coastal Engineering Research Center (1984).

Figura 43. Valores de Kd para los distintos tipos de piezas. Fuente: Coastal engineering

Armour unit	Country	Year	K <sub>D</sub> values in Hudson stability formula				Slope
			Trunk		Head		
			Breaking waves	Non-breaking	Breaking waves	Non-breaking	
Cube (double)	—	—	6.5	7.5	—	5	1:1.5–1:3
Tetrapod	France	1950	7	8	4.5	5.5	1:2
Tribar	USA	1958	9	10	7.8	8.5	1:2
Stabit	UK	1961	10	12	—	—	1:2
Akmon	Netherlands	1962	8	9	—	—	1:2
Antifer Cube	France	1973	7	8	—	—	1:2

Figura 44. Valores de Kd para los distintos tipos de piezas. Fuente: CIRIA

**Table 8 — Suggested preliminary  $K_D$  values for concrete armour units in structure trunk**

Unit	$K_D$
Dolos	10 to 12
Stablit	10 to 12
Tetrapod	6 to 8
Antifer block	6 to 8
Accropode	10 to 12

Figura 45. Valores de  $K_D$  para los distintos tipos de piezas para el cuerpo del rompeolas. Fuente: British Standard Institution

- **Van der Meer para Escollera**

La fórmula de Van der Meer tienen diferentes formulaciones dependiendo de si la obra está en aguas profundas o en aguas poco profundas. Se va a considerar para el dimensionamiento del manto principal la formulación de para aguas someras:

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi}{g} * \frac{H_s}{T_m^2}}} \alpha = \Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w - 1}$$

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w - 1}$$

- **Aguas poco profundas**

Para olas rompiendo en voluta-colapso sobre el rompeolas:

For *plunging conditions* ( $\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

Para olas sin romper (oscilación) sobre el rompeolas

and for *surging conditions* ( $\xi_{s-1,0} \geq \xi_{cr}$ ):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left( \frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

Donde

Donde:

- $N$  = número de olas que inciden en el pie del dique. Depende de la duración de la condición de oleaje. Se obtiene  $3600 * \text{duración del temporal (en horas)} / T_m$ . se considerará una duración de 6 h
- $H_s$  = Altura de ola significativa incidente[m]
- $\alpha$  = Talud (°)

- $\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w - 1}$
- P= es la permeabilidad de la estructura, el valor de este parámetro debe estar entre  $0.1 \leq P \leq 0.6$  de acuerdo a la siguiente figura

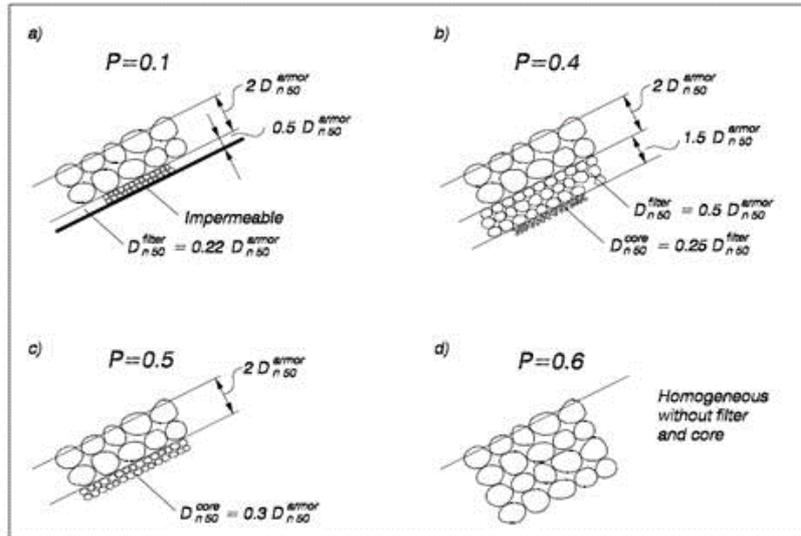


Figure VI-5-11. Notational permeability coefficients (van der Meer 1988)

Figura 46. Coeficientes de permeabilidad de la estructura (Van der Meer 1988). Fuente: Coastal Engineering Manual

- $S_d$  es el índice de averías que tomas los valores indicados en la siguiente figura. Se considerará un nivel de daño comprendido entre Inicio de daño y daño intermedio.

Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)

Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 - 1 : 6	3	8-12	17

Figura 47. Nivel de daño para dos capas de rocas en el manto principal (Van der Meer 1998). Fuente: Coastal Engineering Manual

- $c_{pl} = 8.4$  (-), con una desviación estándar de  $\sigma = 0.7$
- $c_s = 1.3$  (-), con una desviación estándar de  $\sigma = 0.15$
- $H_{2\%}$  = Altura de ola excedida por el 2% del oleaje incidente en el pie de la estructura (m)

$$H_{2\%} = 1.41 \cdot H_s$$

- $\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi H_{m0}) / (g T_{m-1,0}^2)}$ , donde  $H_{m0} = H_s$
- $T_{m-1,0}$  = periodo medio espectral igual a  $m-1/m_0$ ; puede aplicarse la siguiente relación con el período peak  $T_p = 1.1 T_{m-1,0}$

- $\xi_{cr}$ :

$$\xi_{cr} = \left[ \frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0.5}$$

- Los límites de validez son los que se muestran a continuación:

**Table 5.26** Range of validity of parameters in Van der Meer formulae for shallow water conditions

Parameter	Symbol	Range
Slope angle	$\tan \alpha$	1:4-1:2
Number of waves	$N$	< 3000
Fictitious wave steepness based on $T_m$	$s_{om}$	0.01-0.06
Surf similarity parameter using $T_m$	$\xi_m$	1-5
Surf similarity parameter using $T_{m-1,0}$	$\xi_{s-1,0}$	1.3-6.5
Wave height ratio	$H_{2\%}/H_s$	1.2-1.4
Deep-water wave height over water depth at toe	$H_{90}/h$	0.25-1.5
Armourstone gradation	$D_{n85}/D_{n15}$	1.4-2.0
Core material - armour ratio	$D_{n50-core}/D_{n50}$	0-0.3
Stability number	$H_s/(\Delta D_{n50})$	0.5-4.5
Damage level parameter	$S_d$	< 30

Figura 48. Rango de validez de la formulación de Van der Meer en aguas poco profundas. Fuente: Coastal Engineering Manual

#### 14.1.1.2. Peso estable frente al oleaje en el morro

Para la definición del peso de las piezas del tramo final del rompeolas, el morro (en el que los efectos hidrodinámicos del oleaje exigen un mayor peso a las piezas) se emplearán dos métodos, comparándose los resultados y adoptando el valor más adecuado en el caso de estudio:

- Aplicar un factor de amplificación al resultado de los pesos obtenidos de los elementos calculados del cuerpo del rompeolas

$$W_{\text{morro}} = K \cdot W_{\text{tronco}}$$

En el caso de los cubos y de los dolos el coeficiente de amplificación que se suele emplear es  $K = 1,50$

**Tabla 6.5. COEFICIENTES MULTIPLICADORES DE SECCIÓN DE MORRO [21]**

TIPO DE ELEMENTO DEL MANTO	COEFICIENTE MULTIPLICADOR OLA ROTA	COEFICIENTE MULTIPLICADOR OLA NO ROTA
Escollera redondeada lisa	1,25 a 1,35	1,25 a 1,40
Escollera rugosa angulosa	1,20 a 1,50	1,25 a 1,70
Cubo	1,50	1,50
Bloque	1,50	1,50
Tetrápodo	1,20 a 1,30	1,25 a 1,35
Tribar	1,20 a 1,30	1,15 a 1,20
Dolo	1,50	1,50
Cubo modificado	1,55	1,55
Hexápodo	1,65	1,35
Antifer perforado	1,30 a 2,60	1,30 a 2,60
Cubo perforado	1,30 a 2,60	1,30 a 2,60
Acrópedo	1,30	1,30
Ecópedo	1,30	1,30
Core-loc	1,30 a 1,50	1,30 a 1,50
Beta	1,40 a 1,50	1,40 a 1,50

Figura 49. Coeficientes multiplicadores de sección de morro. Fuente: Diseño de diques rompeolas. Vicente Negro

Para la formulación de Losada se aconsejan los factores de incremento del peso de las piezas del morro con respecto a de las piezas del manto principal del tronco del dique recogidos en la siguiente figura. Para taludes de bloques cúbicos de hormigón  $\cot\alpha = 2$ .

Nivel de avería	Inicio de Avería	Avería de Iribarren	Inicio de Destrucción
Factor	1.50	1.90	2.5

Figura 50. Factores de incremento de las piezas del morro con respecto a las piezas del tronco. Fuente: "Análisis de la estabilidad de diques rompeolas. Cesar Vidal, Miguel A. Losada, Raúl Medina e Iñigo Losada")

Se aconseja tomar un factor comprendido entre el inicio de avería y la avería de Iribarren

$$\frac{M_{\text{morro}}}{M_{\text{tronco}}} = 1.5 - 1.9$$

- Aplicar los valores de  $K_D$  específicos para morros definidos en las distintas normativas.

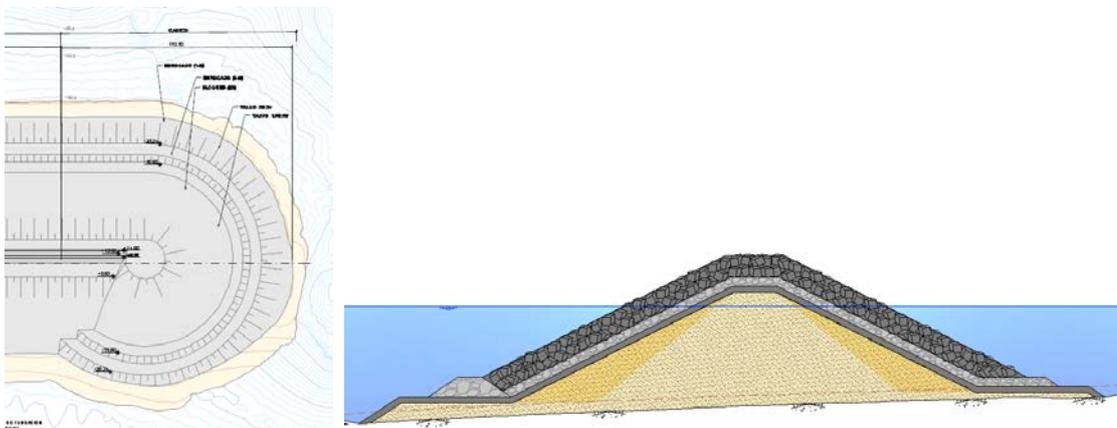


Figura 51. Ejemplo de detalle de la vista en planta del Morro y de una sección tipo del mismo.

#### 14.1.1.3. Valores de Kd adoptados en el diseño

En la siguiente tabla se recogen los valores del coeficiente Kd que se van a considerar en el diseño del dique:

Piezas	Tronco		Morro	
	Rota	No Rota	Rota	No Rota
CUBOS	6.5	7.5	-	5
DOLOS	10		(*)	(*)
ESCOLLERA	2	4	(*)	(*)

Tabla 21. Valores de Kd a considerar para el diseño del dique

(\*) No se considera esta pieza como elemento para formar la capa de manto principal del morro, sino para rehabilitación de tramos del tronco y/o arranque

#### 14.1.1.4. Aplicabilidad de las fórmulas de Hudson y Van der Meer

En la Normativa CIRIA, se recoge la aplicación de las formulaciones de Hudson y Van der Meer para escollera en aguas poco profundas. Cabe destacar que la formulación de Hudson para aguas poco profundas no es aplicable mientras que la formulación de Van der Meer general para aguas someras sí que se puede aplicar. No obstante, la formulación de Van der Meer especial para cubos sólo es aplicable cuando el oleaje no se ve influenciado por el fondo, tal y como se recoge en CIRIA.

Criterion	Hudson	Van der Meer deep water	Van der Meer shallow water	Van Gent <i>et al</i>
	Eq no.	5.134 or 5.135	5.136 or 5.137	5.139 or 5.140
Applicable for deep water? $h > 3H_{s-toe}^*$	Yes	Yes	No	No
Applicable for <b>very</b> shallow water? $H_{s-toe} < 70\%$ of $H_{50}^*$	No	No	Yes	Yes
Recommended for structures with a permeable core?	Yes, for $K_D = 4$	Yes	Yes	Yes
Recommended for structures with an impermeable core?	No, except with $K_D = 1$ in Eq 5.135	Yes	Yes	No
Design experience with formula	Yes	Yes	Limited	No
Info on number of waves required?	No	Yes	Yes	Yes
Info on wave period required?	No	Yes ( $T_m$ )	Yes ( $T_{m-1,0}$ )	No
Info on wave height $H_{2\%}$ required?	No	No	Yes	No
Info on permeability $P$ required?	No	Yes	Yes	No
Info on core material $D_{n50}$ required?	No	No	No	Yes

Figura 52. Aplicabilidad de las formulaciones según CIRIA

#### 14.1.2. Espesor del manto principal

Una vez definido el peso de las piezas especiales del manto se calcula el espesor mediante la siguiente fórmula:

$$e = n * k_t * \sqrt[3]{\frac{W}{\gamma}}$$

Donde:

n= número de capas

$K_t$ = coeficiente de capa específico de cada pieza

$\gamma$ = peso específico del material[t/m<sup>3</sup>]

W = peso de las piezas [t], que en el caso de piezas de enrocado será  $W_{50}$  (peso excedido por el 50% de las piezas)

#### 14.1.3. Taludes

Los taludes que se considerarán tanto en la cara interior como en la cara exterior del rompeolas serán el resultado de los estudios de verificación de la estabilidad global del rompeolas tanto en situación estática como sísmica.

## 14.2. COTA DE CORONACIÓN

El procedimiento a seguir para determinar la cota de coronación de la estructura para una determinada condición de rebase es el siguiente:

- Se establecen los caudales máximos admisibles,  $q_{max}$ , de cada tramo de obra.
- Se determina la operatividad de cada tramo de obra ( $r_f, ELO$ ), de acuerdo a lo establecido en los resultados del IREO, operatividad, ISAO, nº medio anual de paradas operativas y duración máxima de la parada.
- A partir de la información de clima marítimo disponible a pie de las estructuras, se obtienen los regímenes medios de la altura de ola significantes en cada tramo de obra y a partir de ellos el valor de  $H_{m0}$  asociado a una probabilidad de excedencia  $P_{exc} = 1 - r_f, ELO = 1 - 0.95 = 0.05 = 438h/año$ . La altura de ola de empleada para el cálculo de la cota de coronación es la  $H_s$  superada 438 h al año, es decir 1.5 m.
- Para el criterio de peatones se determinan las cotas de coronación de la estructura para las cuales la  $H_{m0}$  asociada a dicha probabilidad de excedencia produce un caudal de rebase  $q \leq q_{máx}$ .
- Para el criterio de daño estructural de la obra se determina la cota de coronación de la estructura para la cual la  $H_{m0}$  de diseño (la asociada al periodo de retorno de cálculo) produce un caudal de rebase  $q \leq q_{máx}$ .
- La cota de coronación de cada tramo de obra será la máxima de las cotas necesarias para cumplir todos los criterios anteriores (salvo que en algún caso se justifique debidamente lo contrario).

### 14.2.1. Cálculo del remonte ("run-up") y rebase ("overtopping")

El cálculo del remonte y del rebase permitirá determinar las cotas de coronación del rompeolas. Se seguirán los caudales admisibles fijados en  $EurOtop$  que, aplicados a las formulaciones de rebase, permitirán fijar la cota de coronación del manto principal.

#### 14.2.1.1. Remonte ("run-up") del oleaje

Para determinar el remonte del oleaje (conocido internacionalmente por su afección inglesa, "run up"), asociado a un 2% de excedencia (representado como  $R_{u2\%}$  con dimensiones [m]), parámetro que es el habitualmente empleado, se considerarán entre otras formulaciones las recogidas en el Eurotop, Coastal Engineering o la de Waal & van der Meer (1992).

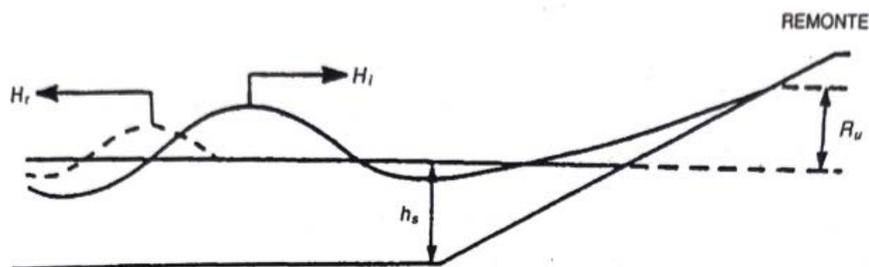


Figura 53. Croquis de remonte en un dique en talud



Figura 54. Fotografías de rebase en el rompeolas de Puerto Caldera

#### 14.2.1.2. Rebase ("overtopping") del oleaje

El cálculo del caudal o tasa de rebase (en inglés "overtopping") por metro lineal de estructura provocado por el oleaje (representado como 'q' con dimensiones [m<sup>3</sup>/s/m]) se obtendrá mediante las formulaciones del Eurotop. Con dichas expresiones, y en función de las recomendaciones habituales sobre los caudales de rebase admisibles en estructuras marítimas, se obtendrá la cota de coronación del rompeolas.

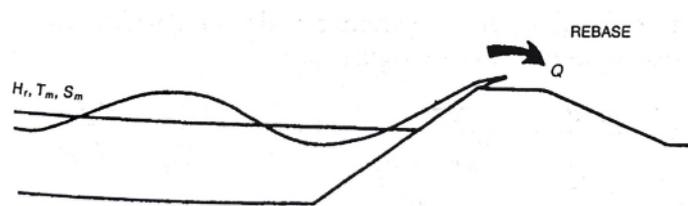


Figura 55. Croquis de rebase en un dique en talud



Figura 56. Fotografía de rebase en el rompeolas de Puerto Caldera

La formulación recomendada para diques en talud es la siguiente:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.1035 \cdot \exp \left[ - \left( \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right]$$

Dónde:

- q=caudal de rebase (m3/s/m)
- Hm0= altura de ola significativa a pie de dique
- Rc= francobordo de la estructura
- $\gamma_f$  = coeficiente que tiene en cuenta el rozamiento en el talud

Type of armour layer	$\gamma_f$	Figure
Smooth impermeable surface	1.00	Figure 6.8
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60	
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45	
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55	
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40	Figure 6.8
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49	
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47	Figure 6.8
Antifers	0.50	Figure 6.8
HARO's	0.47	Figure 6.9
Tetrapods	0.38	Figure 6.9
Dolosse	0.43	
Accropode™ I	0.46	Figure 6.9
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44	Figure 6.9
Cubipods one layer	0.49	
Cubipods two layers	0.47	

Figura 57. Valores de los coeficientes de rozamiento

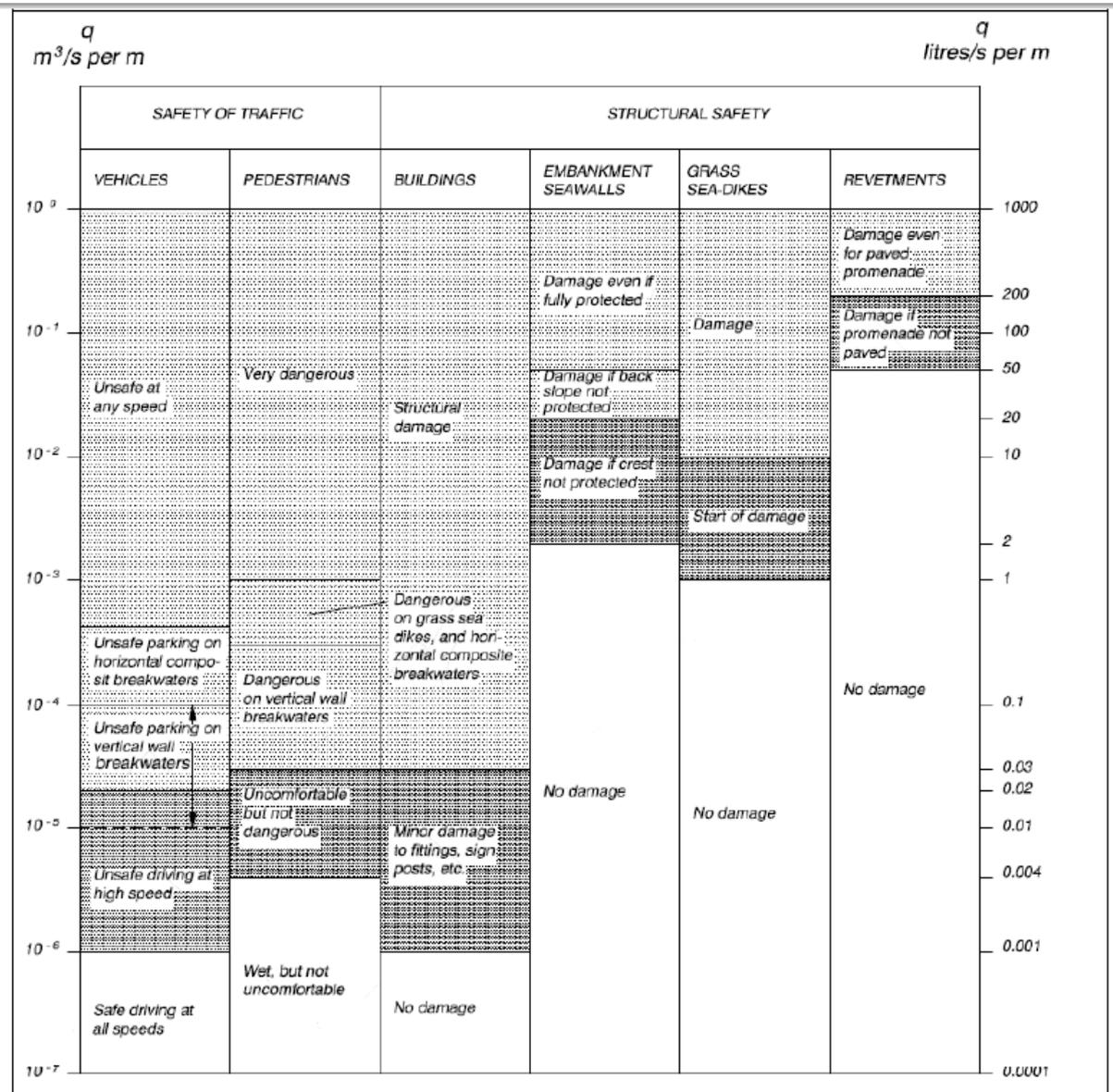
- $\gamma_\beta$  = coeficiente que tiene en cuenta la oblicuidad del oleaje y que viene dado por la expresión

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0063|\beta|$$

donde  $\beta$  es el ángulo que forman los frentes del oleaje con el eje perpendicular a la estructura ( dirección principal de los frentes 202.5°, es decir forman un ángulo de 20 ° con el eje perpendicular a la estructura)

#### 14.2.1.3. Caudales máximos admisibles

A continuación, se muestran algunas de las recomendaciones habituales acerca de los máximos caudales de rebase admisibles en estructuras marítimas. Estos criterios son aplicables para todas las obras en talud.



Fuente: Coastal Engineering Manual, Table VI-5-6

Figura 58. Valores Críticos de descarga promedio de sobrepaso. Fuente: Coastal Engineering Manual

Table 3.1 Limits for wave overtopping for structural design of breakwaters, seawalls, dikes and dams

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V <sub>max</sub> (l per m)
Rubble mound breakwaters; H <sub>m0</sub> > 5 m; no damage	1	2,000-3,000
Rubble mound breakwaters; H <sub>m0</sub> > 5 m; rear side designed for wave overtopping	5-10	10,000-20,000
Grass covered crest and landward slope; maintained and closed grass cover; H <sub>m0</sub> = 1 – 3 m	5	2,000-3,000
Grass covered crest and landward slope; not maintained grass cover, open spots, moss, bare patches; H <sub>m0</sub> = 0.5 – 3 m	0.1	500
Grass covered crest and landward slope; H <sub>m0</sub> < 1 m	5-10	500
Grass covered crest and landward slope; H <sub>m0</sub> < 0.3 m	No limit	No limit

Figura 59. Caudales de diseño. Límites de rebase para distintos niveles de peligrosidad. Fuente: Eurotop

Table 3.3: Limits for overtopping for people and vehicles

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V <sub>max</sub> (l per m)
People at structures with possible violent overtopping, mostly vertical structures	No access for any predicted overtopping	No access for any predicted overtopping
People at seawall / dike crest. Clear view of the sea.		
H <sub>m0</sub> = 3 m	0.3	600
H <sub>m0</sub> = 2 m	1	600
H <sub>m0</sub> = 1 m	10-20	600
H <sub>m0</sub> < 0.5 m	No limit	No limit
Cars on seawall / dike crest, or railway close behind crest		
H <sub>m0</sub> = 3 m	<5	2000
H <sub>m0</sub> = 2 m	10-20	2000
H <sub>m0</sub> = 1 m	<75	2000
Highways and roads, fast traffic	Close before debris in spray becomes dangerous	Close before debris in spray becomes dangerous

Figura 60. Caudales de diseño. Límites de rebase para peatones. Fuente: Eurotop

A partir de las tablas anteriores se ha configurado la siguiente en la que se incluyen los caudales máximos de rebase que se considerarán en el diseño para los diferentes criterios de peligrosidad.

Q <sub>max</sub>	Peligrosidad	Fuente
0.3 l/s/m	Peatones	Se considera personal entrenado al tratarse de zonas con uso restringido / Eurotop
10 l/s/m	Daño estructural de la obra	Eurotop

Tabla 22. Caudales máximos de rebase (1985).

A efectos meramente orientativos, se presentan en la siguiente figura las recomendaciones de Iribarren. En ellas, se plantea que la cota de coronación del manto principal sea de  $0.75A$  respecto a la pleamar máxima, siendo  $A = HD = 1.27 \cdot H_{m0}$  (donde  $H_{m0}$  es la altura de ola significativa de diseño).

En el caso de no disponer de espaldón se propone el valor  $1.25 A$  para la coronación del manto.

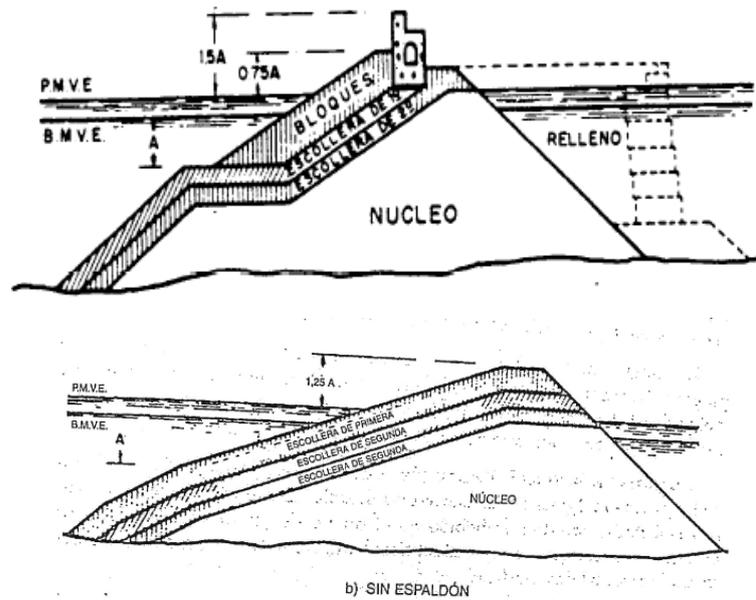


Figura 61. Criterio geométrico de un rompeolas en talud. Teoría de Iribarren

### 14.3. MANTO PRINCIPAL INTERIOR DEBIDO AL REBASE

Para dimensionar el manto principal interior se van a realizar dos cálculos.

#### 14.3.1. Altura de ola a pie de dique

El primero consiste en calcular los pesos de las piezas a considerar en función de las alturas de ola obtenidas a pie de dique. Las alturas de ola a considerar son las debidas a la difracción que sufre el oleaje al incidir sobre el dique, para su obtención se ha utilizado el modelo SMC y las alturas de ola a considerar se describen en la Tabla 8 y en el Anexo 1. Para su cálculo se emplearán las mismas formulaciones descritas en los apartados anteriores para el manto principal.

#### 14.3.2. Rebase

Una de las partes esenciales del dique es la estabilidad del manto principal interior debido a los rebases. El peso de las piezas puede ser menor que el peso considerado en su parte exterior

$$D_{n50} = \left( \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{-1/6} \left( \frac{u_{1\%} T_{m-1,0}}{\sqrt{\Delta}} \right) (\cot \alpha_{rear})^{-2.5/6} \left( 1 + 10 \exp \left( \frac{-R_{c, rear}}{H_s} \right) \right)^{-1/6}$$

Dónde:

- $S_d$ , nivel de daño
- $N$ , número de olas
- $H_s$ , altura de ola significativa incidente a pie de dique
- $T_m-1,0$  periodo medio
- $\alpha$  ángulo de la pendiente
- $R_c$ , francobordo de la coronación de la parte trasera del dique
- $U_{1\%}$ , máxima velocidad en el intradós por un evento de rebase.

$$u_{1\%} = 1.7 (g \gamma_{f-c})^{0.5} \left( \frac{R_{u1\%} - R_c}{\gamma_f} \right)^{0.5} \left/ \left( 1 + 0.1 \frac{B}{H_s} \right) \right.$$

Donde:

- $B$ = ancho de coronación
- $R_c$ , francobordo de la parte delantera
- $\gamma_f$  = coeficiente que tiene en cuenta el rozamiento en el talud de la parte delantera del dique:

Type of armour layer	$\gamma_f$	Figure
Smooth impermeable surface	1.00	Figure 6.8
Rocks (1 layer, impermeable core)	0.60	
Rocks (1 layer, permeable core)	0.45	
Rocks (2 layers, impermeable core)	0.55	
Rocks (2 layers, permeable core)	0.40	Figure 6.8
Cubes (1 layer, flat positioning)	0.49	
Cubes (2 layers, random positioning)	0.47	Figure 6.8
Antifers	0.50	Figure 6.8
HARO's	0.47	Figure 6.9
Tetrapods	0.38	Figure 6.9
Dolosse	0.43	
Accropode™ I	0.46	Figure 6.9
Xbloc®; CORE-LOC®; Accropode™ II	0.44	Figure 6.9
Cubipods one layer	0.49	
Cubipods two layers	0.47	

Figura 62. Valores de los coeficientes de rozamiento

- $\gamma_{f,c}$  = coeficiente que tiene en cuenta el rozamiento de la coronación.
- $R_{u1\%}$ , nivel de run-up ficticio asociado al 1% de las olas incidentes.

$$R_{u1\%}/(\gamma H_s) = c_0 \xi_{s-1,0} \quad \text{for } \xi_{s-1,0} \leq p$$

$$R_{u1\%}/(\gamma H_s) = c_1 - c_2 / \xi_{s-1,0} \quad \text{for } \xi_{s-1,0} > p$$

$$C_0 = 1.45, C_1 = 5.1y C_2 = 0.25C_1^2 / C_0$$

$$P = 0.5 C_1 / C_0$$

$\gamma = \gamma_f \gamma_\beta$ , con  $\gamma_\beta$  = coeficiente que tiene en cuenta la oblicuidad del oleaje y que viene dado por la expresión

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022|\beta|$$

$$\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{(2\pi H_{m0}) / (g T_{m-1,0}^2)}, \text{ donde } H_{m0} = H_s$$

El rango de validez de esta formulación se muestra a continuación:

Parameter	Range
Fictitious wave steepness at toe: $s_{m,1,0} = 2\pi H_s / (gT_{m,1,0}^2)$	0.019–0.036
Number of waves, $N$	< 4000
Relative freeboard at the seaward side, $R_o/H_s$	0.3–2.0
Relative freeboard at the rear side, $R_{c,rear}/H_s$	0.3–6.0
Relative crest width, $B/H_s$	1.3–1.6
Relative crest level with respect to run-up level, $(R_{o,1\%}-R_{o,0})/(\gamma H_s)$	0–1.4
Stability number, $H_s/(\Delta D_{r50})$	5.5–8.5
Rear-side slope, (V:H)	1:4–1:2
Damage level parameter, $S_d$	2–3.0

Figura 63. Rango de validez de la formulación. Fuente: Coastal Engineering Manual

#### 14.4. CAPAS FILTRO



Figura 64. Diagrama de flujo para determinación de las capas filtro. Fuente: elaboración propia

Su dimensionamiento se realiza a partir del peso del manto principal, mediante la relación de filtro establecida:

$$\frac{M_{50U}}{M_{50a}} = \frac{1}{10} \text{ to } \frac{1}{15}$$

$M_{50,U}$ : Peso de los granos del filtro que es excedido por el 50% del material

$M_{50,a}$  : Peso de los granos de la capa superior que es excedido por el 50% del material

## 14.5. NÚCLEO

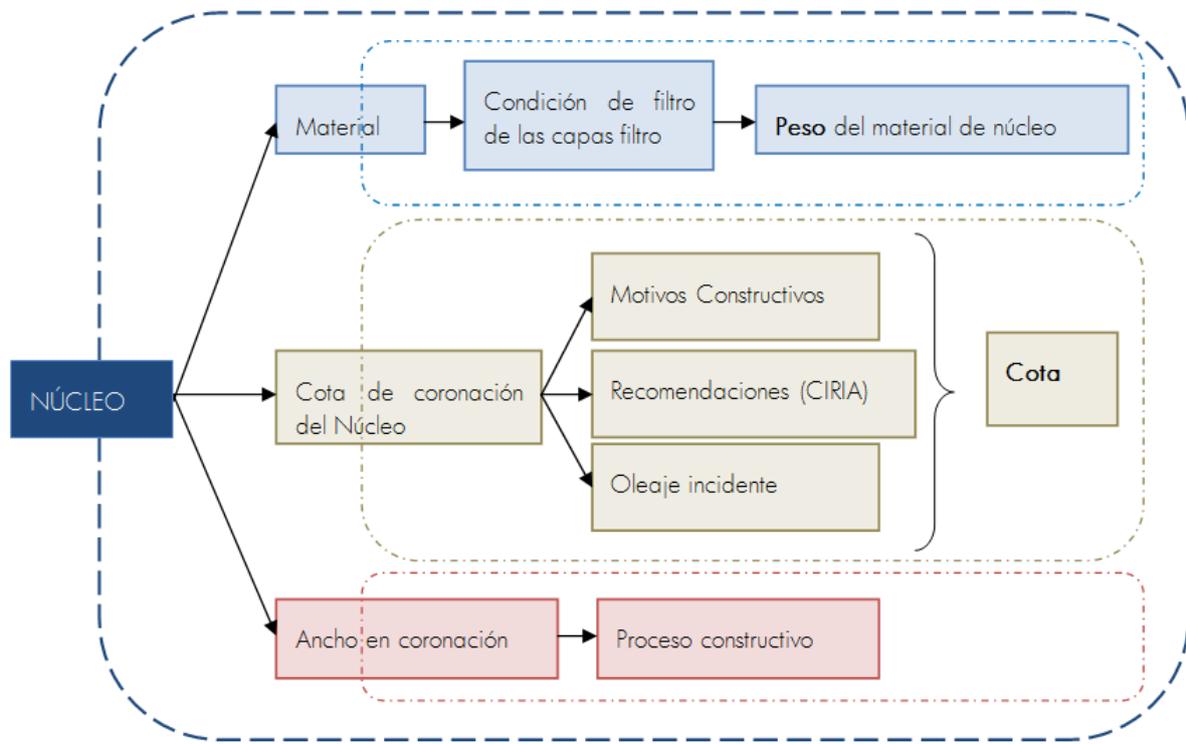


Figura 65. Diagrama de flujo para determinación del material del núcleo. Fuente: elaboración propia

### 14.5.1. Material del núcleo

Se verificará la condición de filtro de los materiales del núcleo. Se suele considerar todo uno de 1 a 100 kg y, en caso de que fuera necesario por cumplir la condición de filtro, se puede emplear un núcleo reforzado de mayor peso entre la capa filtro y el todo uno.

### 14.5.2. Cotas de coronación por construcción

Se definirán siguiendo algunos de estos criterios:

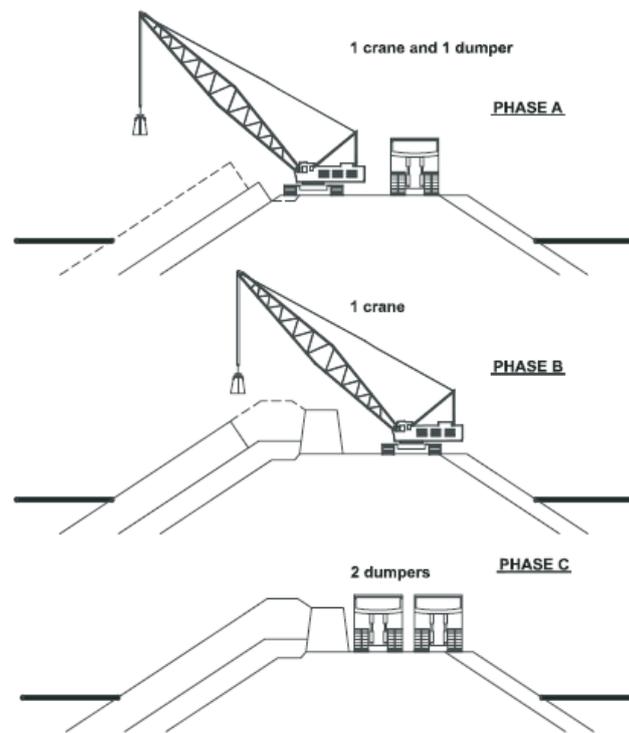
- **Recomendaciones de la CIRIA C683.** Se indica que la cota de coronación del núcleo debe alcanzar, al menos, un metro por encima de la pleamar máxima, o entre 2 y 3 m por encima de la pleamar media. De esta forma se tendría una cota de coronación de:

- $Cota = P_{m\acute{a}xima} + 1,00$
- $Cota = P_{media} + 2,00$
- $Cota = P_{media} + 3,00$

- **Oleaje incidente y run up.** Se considerará el run up de una altura de ola  $H_{m07}$  asociada a un nivel de marea que se de en el año medio, y que sea admisible para la ejecución de la obra. Se tendrá en cuenta el oleaje reinante de la zona, y se considerará que el núcleo no puede quedar desprotegido mucho tiempo y debe quedar cubierto por la capa filtro con un desfase temporal mínimo, para evitar pérdidas de material.

### 14.5.3. Ancho coronación

El ancho de coronación del Núcleo se debe fijar en función de los medios a emplear en su construcción, es decir, si se realiza por medios terrestres o marítimos. A continuación se muestra una figura del proceso constructivo por medios terrestres recogido en CIRIA, en el que se debe dejar un ancho suficiente para el paso de una grúa para la colocación de las piezas especiales y al menos el paso de un camión.



**Figure 6.14** Crest width – use of land-based equipment

Figura 66. Fases del proceso constructivo. Fuente: CIRIA

<sup>7</sup> La altura significativa de ola ( $H_s$ ,  $H_{m0}$  o  $H_{1/3}$ ) es el parámetro más utilizado para calcular la media del tercio de olas más altas. Coincide con la altura de las olas que un observador experimentado diría que hay en un determinado momento en el mar.



Figura 67. Colocación de piezas especiales del manto, bien por medios terrestres o medios marítimos

#### 14.6. BERMA SUPERIOR

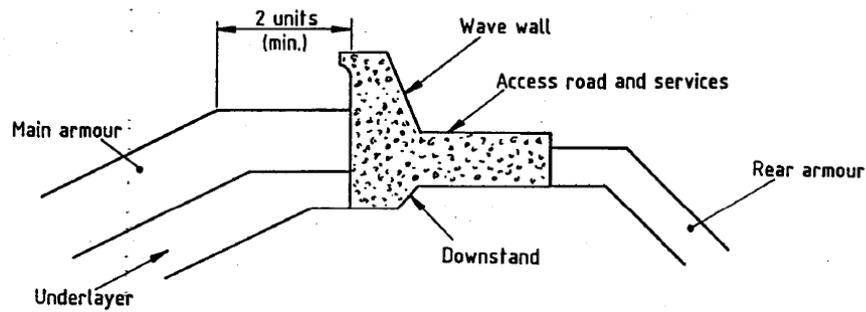
Para determinar la anchura de coronación, se tendrá en consideración lo indicado en el Coastal Engineering Manual. En él se recomienda un ancho mínimo de coronación que depende de las características constructivas, accesibilidad y mantenimiento de la sección del rompeolas, recomendándose en general la siguiente ecuación:

$$B = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left( \frac{W}{\rho_s} \right)^{1/3}$$

donde:

- B: Ancho mínimo coronamiento [m].
- n: Número de elementos que conforman el manto principal.
- $k_{\Delta}$ : Coeficiente de capa
- W: Peso medio del elemento que conforman el manto principal [t]
- $\rho_s$ : Peso específico del elemento [t/m<sup>3</sup>]

De acuerdo a CIRIA, en el caso que exista un espaldón en la coronación del rompeolas, la anchura en coronación del manto principal se obtendrá considerando un número de piezas como mínimo de  $n = 2$ .



(d) Crest with wave wall

**Figure 12. Typical crest structures for rubble mound breakwaters**

Figura 68. Estructura de coronación típica de un rompeolas en talud con parapeto. Fuente: CIRIA

En el caso que no exista espaldón, la anchura de coronación del rompeolas vendrá condicionada por la anchura de coronación del núcleo, así como por las pendientes y espesores de los mantos principales y capas filtro de los taludes lado mar y lado tierra.

**14.7. BANQUETA Y BERMA**

En el siguiente diagrama de flujo se muestra el procedimiento para el cálculo de la berma del rompeolas.

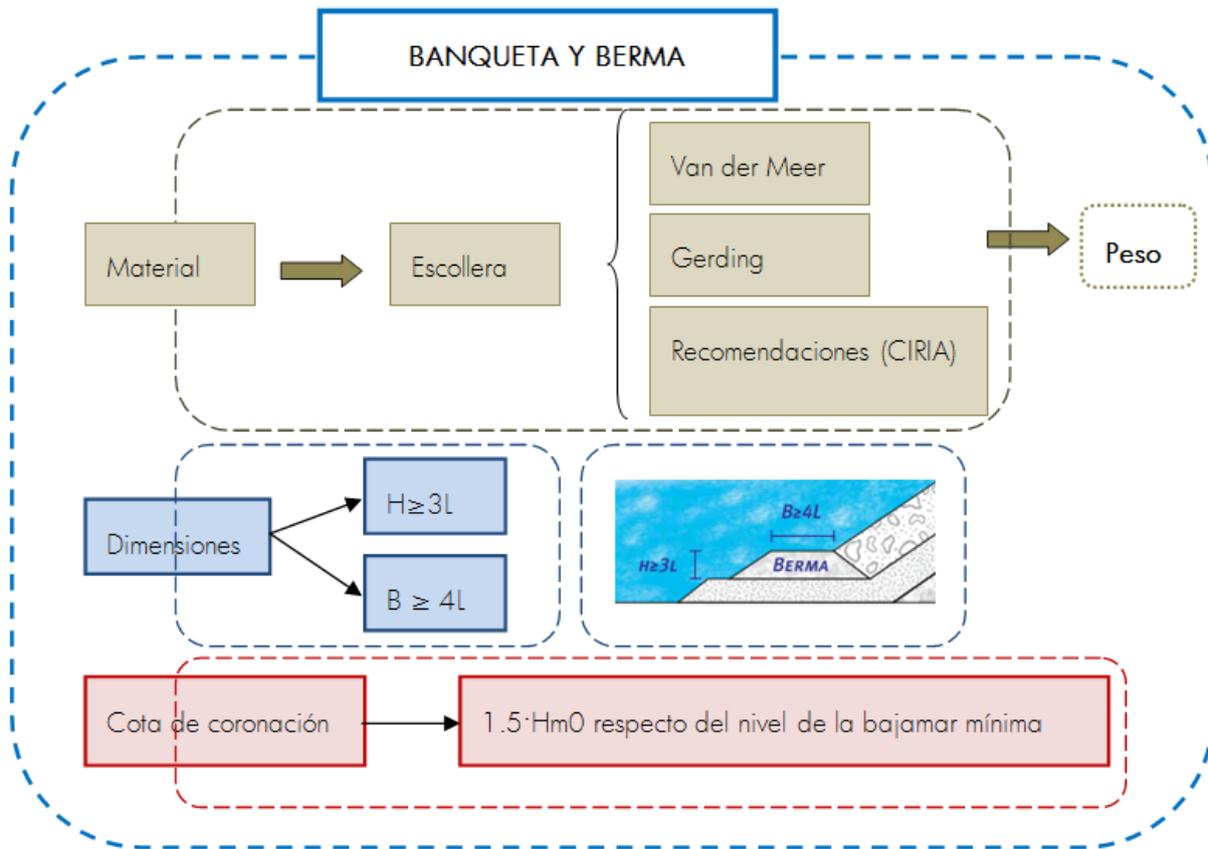


Figura 69. Diagrama de flujo para obtención de pesos de la berma del rompeolas. Fuente: elaboración propia

#### 14.7.1. Cálculo del peso

Para el cálculo del peso de los elementos de la berma o pie de protección se utilizarán las fórmulas de Van der Meer, Gerding (escollera) y las recomendaciones del CIRIA.

- **Fórmula de Van der Meer** (para roca)

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = 8,70 \cdot \left( \frac{h_t}{h} \right)^{1,40}$$

Donde:

$h_t$ = Profundidad de coronación de la berma [m].

$h$ = Profundidad a pie del talud de la berma [m].

- **Fórmula de Gerding** (para roca)

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left( 0,24 \cdot \frac{h_t}{D_{n50}} + 1,60 \right) \cdot N_{od}^{0,15}$$

Donde de  $N_{od}$  es el criterio de daños, definido como el número de piezas desplazadas en una fila de espesor igual a  $D_n$ , y que toma los siguientes valores para un pie de tamaño estándar (anchura de 3 a 5 piezas y altura de 2 a 3 piezas)<sup>8</sup>:

Sin daño:  $N_{od} = 0,50$

Daño aceptable:  $N_{od} = 2$

Daño importante:  $N_{od} = 4$

#### ■ Recomendaciones del CIRIA

El número de estabilidad se obtiene según la siguiente tabla:

$h_t/h$	$N_s = H_{m0}/\Delta D_{n50}$
0.5	3.3
0.6	4.5
0.7	5.4
0.8	6.5

Tabla 23. Valores de las relaciones de profundidad de banqueteta y profundidad del fondo y de altura de ola significativa y tamaño del grano

#### 14.7.2. Dimensiones

Según indicaciones de CIRIA, las dimensiones de la berma deben tener al menos un ancho  $B \geq 4L$  y una altura  $H \geq 3L$ , siendo  $L$  el lado del cubo<sup>9</sup> equivalente de las piezas de la berma.

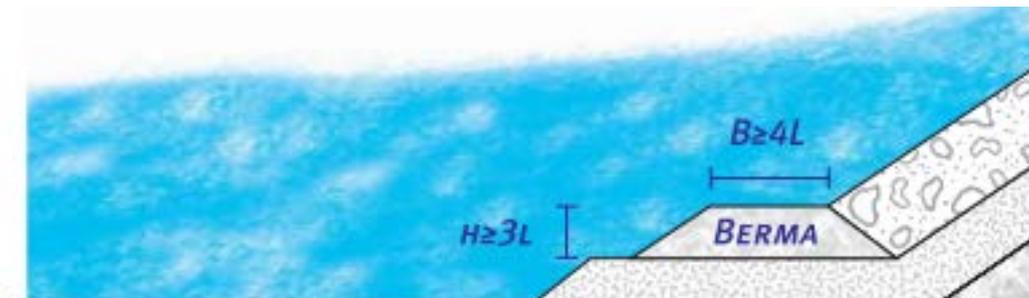


Figura 70. Dimensiones mínimas de la berma

#### 14.7.3. Cota de coronación de la berma

Siguiendo indicaciones de CIRIA y Coastal Engineering Manual, se recomienda una cota de coronación correspondiente a un valor de  $1.5 \cdot H_{m0}$  tomando como referencia el nivel de la bajamar mínima.

<sup>8</sup> En el caso de pies más anchos se puede tomar valores mayores de  $N_{od}$  para un mismo criterio.

<sup>9</sup>  $L = D_{n50}$

## 14.8. ESPALDÓN

Una vez fijada la cota de coronación del mismo ver apartado 14.2. , se comprobará su estabilidad a deslizamiento y vuelco rígido. Al estar apoyado sobre un relleno granular con capacidad portante suficiente no se considerará vuelco plástico ni hundimiento.

Se calculará el coeficiente de vuelco y deslizamiento de la siguiente forma:

$$CS_{des} = \frac{c_f \times (P - S_u)}{F_h}$$

$$CS_v = \frac{M_p - M_u}{M_{Fh}}$$

Siendo:

$CS_{des}$  = Coeficiente de estabilidad al deslizamiento;

$CS_v$  = Coeficiente de seguridad al vuelco;

$c_f$  = Coeficiente de fricción según recomendaciones ROM

$P$  = Peso del parapeto

$S_u$  = Subpresión

$F_h$  = Fuerzas horizontales

$M_p$  = Momento debido al peso

$M_u$  = Momento debido a las subpresiones

$M_{Fh}$  = Momento debido a las fuerzas horizontales

Los valores adoptados para los coeficientes de seguridad son los siguientes:

Modo de fallo	Fundamentales o características	Accidentales o sísmicas <sup>10</sup>
Deslizamiento	1,50	1,00
Vuelco	1,50	1,00

Tabla 24. Coeficientes de seguridad en los modos de fallo a deslizamiento y vuelco rígido del parapeto.

Para la obtención de las fuerzas horizontales y subpresiones del oleaje sobre el parapeto se empleará la formulación de Martín et al., que a continuación se explica.

Según dicha formulación existen dos tipos de presiones sobre el espaldón, una denominada presión dinámica y otra pseudo-dinámica. La primera es debida al ascenso de la masa de agua sobre el espaldón, y la segunda debido a la acumulación de agua frente a éste. Por tanto se generan, de una manera no simultánea.

Bajo las condiciones anteriores, se deben estimar por separado las acciones dinámicas y las pseudo - hidrostáticas. Tras compararlas, la situación de cálculo será la que produzca el menor coeficiente de seguridad.

### 14.8.1. Cálculos de presiones

- Presión dinámica

<sup>10</sup> No se aceptan desplazamientos acotados y se empleará en el cálculo la aceleración sísmica máxima.

El proceso determinante de la generación de presiones dinámicas en el espaldón, es el ascenso de la masa de agua por el talud y la transformación del movimiento horizontal del flujo en movimiento vertical debido a la presencia de la estructura.

Se considera que en la parte superior del espaldón la ley de presiones máximas es uniforme y ocurre simultáneamente con el instante de máximo ascenso del agua sobre la estructura.

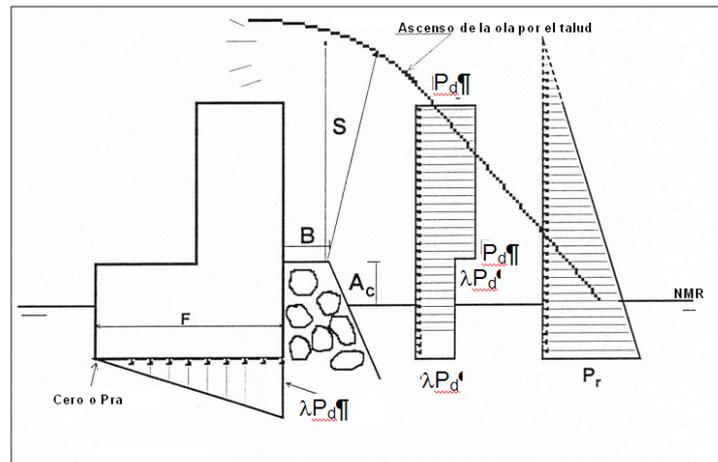


Figura 71. Distribución de presiones sobre el espaldón. Fuente: Diseño de diques rompeolas. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Según la Figura anterior, denominando  $A_c$  al francobordo de la berma superior (distancia vertical desde el nivel medio del mar de cálculo hasta la berma superior) y  $s$  al espesor de la lámina de agua desde la cota de coronación de la escollera, la ley máxima de presiones dinámicas se puede expresar como:

$$P_d = \alpha \rho g s \quad \text{válido para } A_c < z < A_c + s$$

Donde  $\rho$  es la densidad del agua de mar,  $1.025 \text{ Kg/m}^3$ ,  $g$  la aceleración de la gravedad y  $\alpha$  es un parámetro que contiene información de la celeridad de aproximación de la lámina de agua de anchura  $s$ , y que será función del máximo ascenso potencial del agua por el talud ( $R_u$ ) y del ángulo del mismo,  $\beta$ .

Los valores de  $\alpha$  y  $s$  se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$s = H_I \left( 1 - \frac{A_c}{R_u} \right)$$

$$\alpha = 2.9 \cdot \left( \frac{R_u}{H_I} \cos \beta \right)^2$$

Donde  $H_I$  es la altura de ola de cálculo incidente a pie del talud,  $R_u$  es el ascenso sobre un talud de similares características pero indefinido (sin espaldón) y  $\beta$  es el ángulo del talud. Para el cálculo del ascenso se recomienda el método de Losada y Giménez - Curto (1981), en el cual, el ascenso viene determinado por la expresión:

$$\frac{R_u}{H_I} = A_u [1 - \exp(-B_u I_r)]$$

siendo  $A_u$  y  $B_u$  parámetros experimentales hallados en función del tipo de dique, según la figura siguiente:

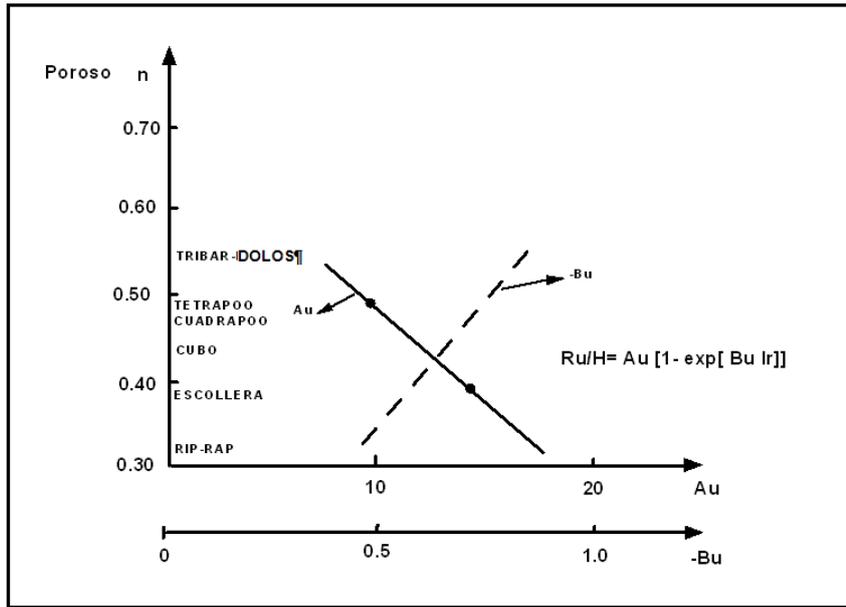


Figura 72. Ábaco para el cálculo de los coeficientes del ascenso sobre un dique en talud indefinido. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria.

En la zona del espaldón protegida por los mantos, los esfuerzos de deceleración del frente de la onda son soportados por los elementos del talud. Si los elementos de escollera son suficientemente grandes y/o no se encuentran en contacto directo con el espaldón, no descargarán las acciones sobre éste. Experimentalmente se ha comprobado que la ley máxima de presiones sobre esta parte del espaldón es uniforme y relacionada con la presión  $P_d$ . En consecuencia, se admite un coeficiente de reducción,  $\lambda$ , de las presiones dinámicas en la zona del espaldón situada bajo la cota  $A_c$ . Dicha reducción está originada por la existencia del talud, y se ha evaluado a partir de los resultados experimentales, pudiendo ser definida por la expresión

$$P_d = \lambda \alpha \rho g s \quad \text{válido entre: } \cot a \text{ de cimentación} < z < A_c$$

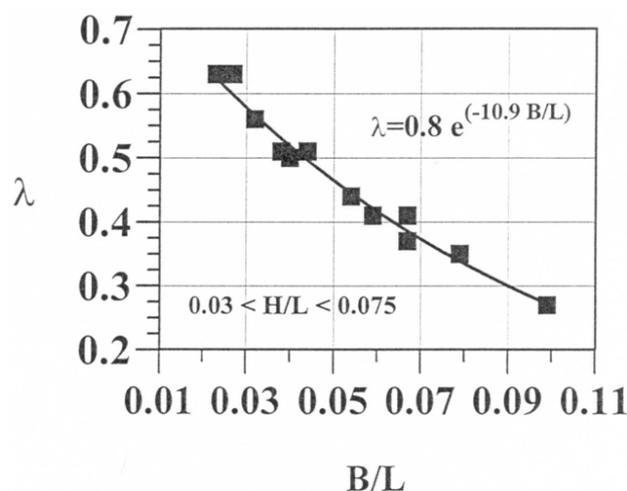


Figura 73. Coeficiente de reducción  $\lambda$  de las presiones dinámicas sobre el espaldón en la zona protegida por el manto. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria

- Presión pseudo - hidrostáticas

Experimentalmente se ha comprobado que las leyes de presión pseudo - hidrostáticas en la totalidad del espaldón son proporcionales a la altura de la columna de agua con coeficiente de proporcionalidad  $\mu \rho g$  donde  $\mu$  es un factor menor que la unidad que se obtiene de la Figura 28, en la cual B es la anchura de la berma, n es el número de piezas que forman la berma y  $l_e$  es el lado equivalente de las piezas de la berma.

Consecuentemente, la ley de presiones máximas pseudo - hidrostáticas se puede calcular mediante la expresión:

$$P_h(z) = \mu \rho g (s + A_c - z) \quad ; \text{válido para : } \text{cota de cimentación} < z < A_c + s$$

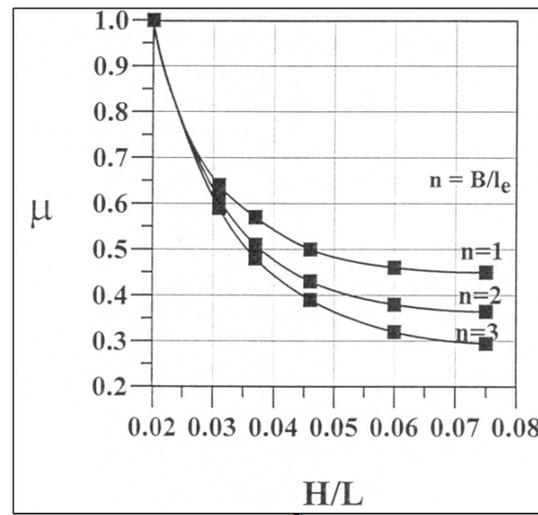


Figura 74. Coeficiente  $\mu$  en función del peralte. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria

#### ■ Subpresión

Las subpresiones debidas a las presiones dinámicas tendrán forma triangular. La presión en la zona delantera de la base del espaldón será igual a  $\lambda P_d$ . La presión en la zona posterior de la base es despreciable.

Las subpresiones debidas a las presiones pseudo - hidrostáticas tendrán forma trapezoidal. La presión en la zona delantera de la base del espaldón,  $P_e$ , será igual a:

$$P_e = \mu \rho g (A_c + s - z_b)$$

en el punto  $z_b$  = cota de cimentación del espaldón. Es decir, la presión actuando en la base del espaldón es igual a la que actúa sobre el frente de este a la misma cota (condición escalar de la presión).

La presión en la parte posterior del espaldón solamente será relevante si la cota de cimentación del espaldón se encuentra por debajo de la amplitud de la onda transmitida, o en otras palabras, si está en contacto con el agua. En este caso, la presión en la zona posterior del espaldón,  $P_a$ , se calcula mediante la gráfica de la Figura siguiente, en función de la anchura del espaldón, F, de la porosidad del material sobre el que esté cimentado el espaldón y de la presión en la zona delantera  $P_e$  del espaldón.

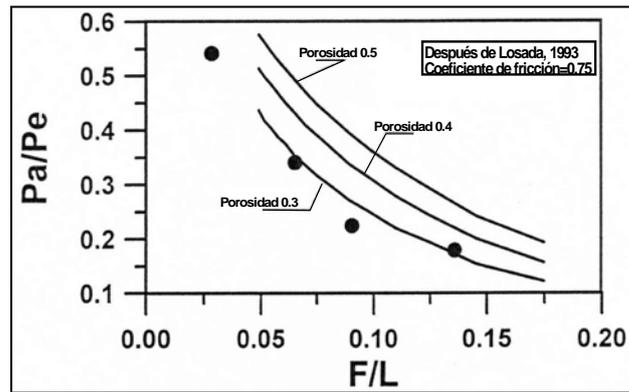


Figura 75. Gráfica para el cálculo de la subpresión en la parte posterior del espaldón. Fuente: Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, IH Cantabria

Los puntos mostrados en la Figura anterior corresponden a datos experimentales. Las curvas se han obtenido a partir del modelo matemático de Losada, (1991).

## 15. VALIDACIÓN DE LAS SECCIONES DISEÑADAS MEDIANTE EL EMPLEO DEL MODELO IH2-VOF

Una vez diseñadas las secciones tipo, se realizará un estudio mediante el modelo numérico IH-2VOF, desarrollado por el IH Cantabria. Se trata del modelo más avanzado entre los de su categoría para el estudio de la interacción onda-estructura.

IH-2VOF resuelve las ecuaciones bidimensionales en dos fases de Navier-Stokes, con el promedio de Reynolds, para tener en cuenta el papel de los procesos turbulentos del flujo.

Como resultado del modelo se obtendrá el run-up y el caudal de rebase, que permitirá verificar si pudieran causarse daños en la cara interior de los rompeolas debidos al rebase del oleaje.

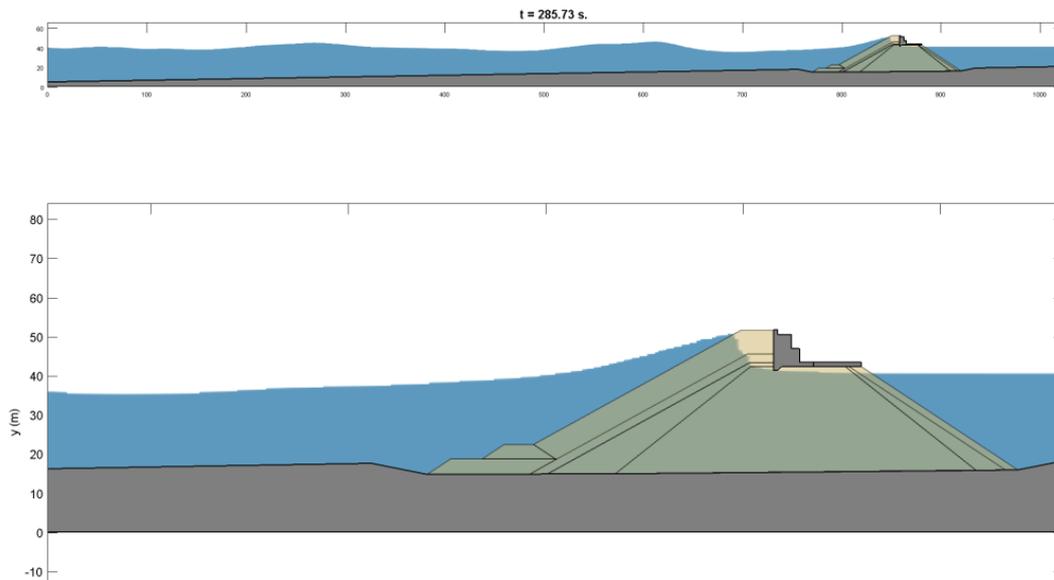


Figura 76. Salidas gráficas de la superficie libre y de velocidades. Fuente: IH2VOF

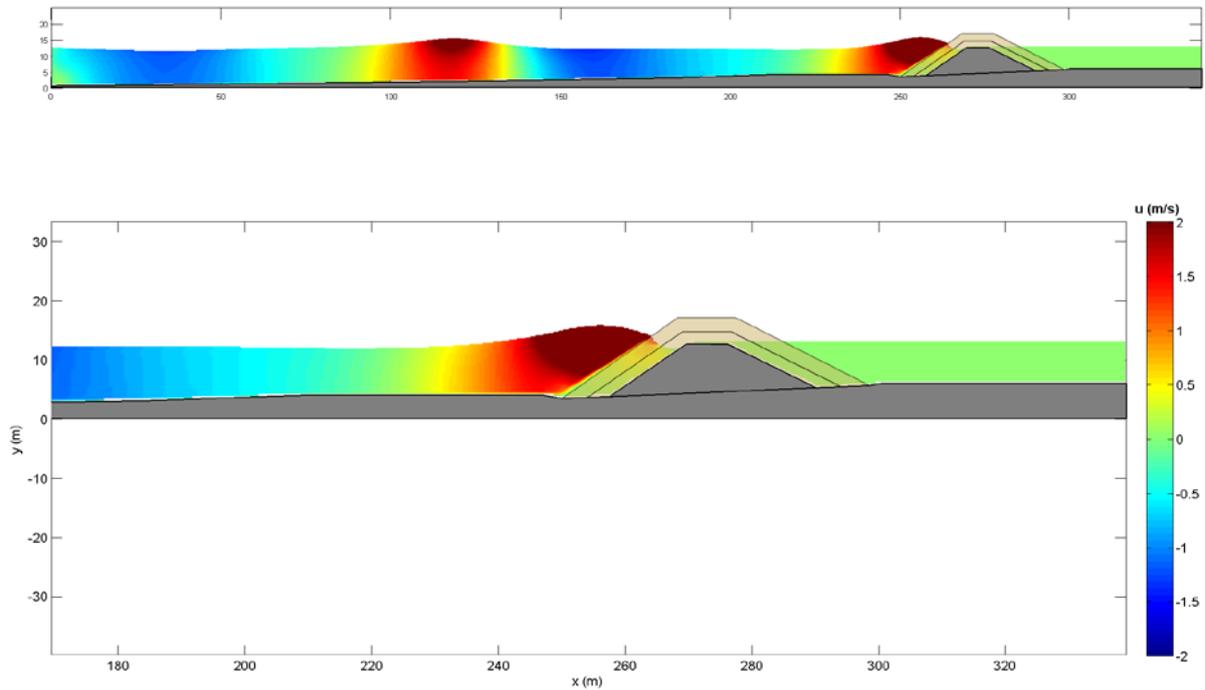


Figura 77. Salidas gráficas de la superficie libre y de velocidades. Fuente: IH2VOF

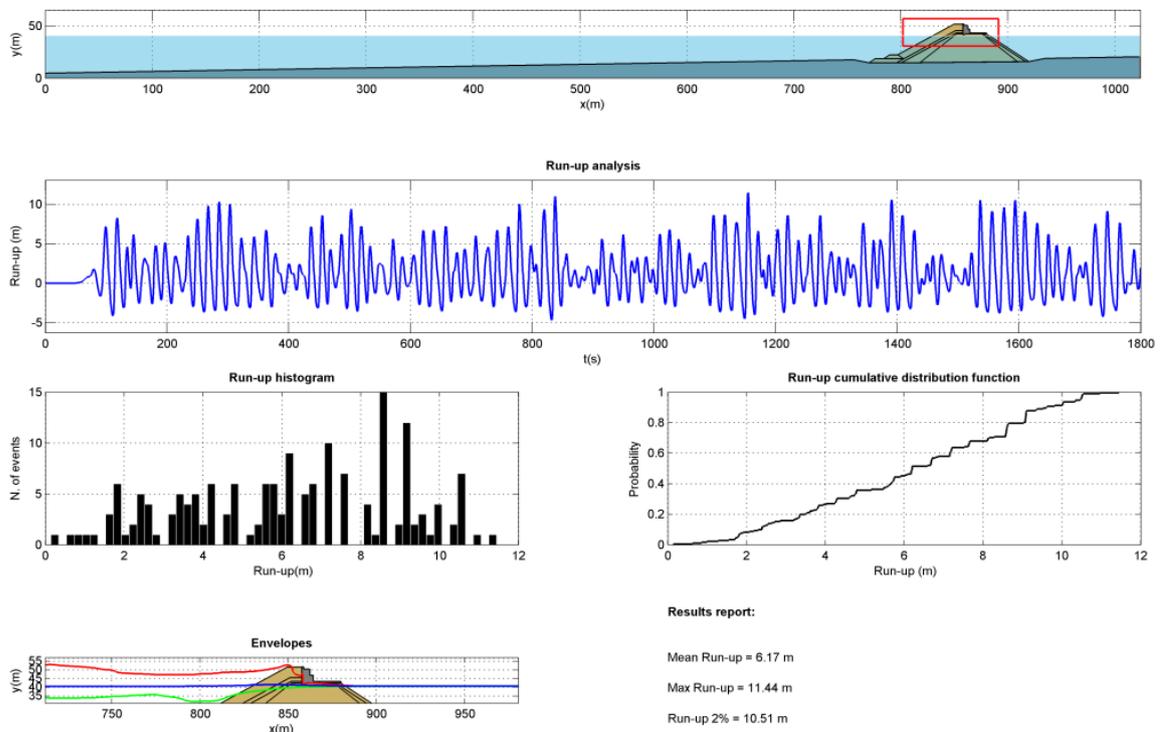


Figura 78. Resultados de run-up. Fuente: IH2VOF

## 16. INTERPRETACIÓN DE LAS SECCIONES TIPO DEL TRAMO EXISTENTE

A partir del levantamiento de catas realizado, el levantamiento topo-batimétrico y la información obtenida de la documentación existente y recogida en el documento Revisión de Estudios y Propuestas Existentes, se realiza una interpretación de las secciones tipo en los puntos del rompeolas donde se han realizado las catas. En concreto se definen cinco secciones, según las catas 1-2, 3-4, 5-6, 7-8 y 9-10. Se incluyen en el Anexo 7.

En ellas se ha superpuesto en una trama gris clara la sección original según diseño. En rojo se ha interpretado la sección interpretada en base a la información de campo disponible. Se adopta una sección representativa de cada tramo (escollera de 4-8t, dolos y escollera de 10-20t).

Gracias a la elaboración de estos planos se puede constatar que en muchos casos no hay coincidencia entre lo diseñado y lo que podría interpretarse a partir de las catas.

## ANEXO 1: CLIMA MARÍTIMO

■ **TABLA DE CONTENIDOS**

<b>1. ANEXO 1: CLIMA MARÍTIMO .....</b>	<b>5</b>
1.1. METODOLOGÍA .....	5
1.2. BASE DE DATOS OFFSHORE .....	8
1.3. CARACTERIZACIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS PROFUNDAS .....	9
1.3.1. Oleaje .....	9
1.3.1.1. Serie de oleaje .....	9
1.3.1.2. Rosa de oleaje .....	9
1.3.1.3. Régimen medio .....	11
1.3.1.3.1. Función de distribución y régimen medio.....	11
1.3.1.3.2. Distribución conjunta Hs – Tp .....	12
1.3.1.4. Régimen extremal .....	13
1.3.2. Viento .....	15
1.3.2.1. Serie de viento .....	15
1.3.2.2. Rosa de viento .....	15
1.3.2.3. Régimen medio .....	16
1.3.2.3.1. Función de distribución y régimen medio.....	16
1.3.2.3.2. Distribución conjunta Hs – V .....	17
1.3.2.4. Régimen Extremal.....	17
1.4. PRIMERA PROPAGACIÓN.....	18
1.5. DATOS INSTRUMENTALES.....	18
1.5.1. Selección de estados de mar .....	19
1.5.2. Propagación .....	20
1.5.3. Reconstrucción .....	21
1.6. CALIBRACIÓN.....	21
1.7. SEGUNDA PROPAGACIÓN.....	25
1.8. CARACTERIZACIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS SOMERAS .....	32
1.8.1. Serie de oleaje .....	32
1.8.2. Rosa de oleaje .....	32
1.8.3. Régimen medio .....	33
1.8.3.1. Función de distribución y régimen medio.....	33
1.8.3.2. Distribución conjunta Hs – Tp .....	34
1.8.4. Régimen extremal .....	36
1.8.5. Régimen extremal de todos los nodos ubicados en la traza del rompeolas.....	37

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Datos mediciones estados de mar de registros in situ. Fuente: IMARES-INI-UCR para la Dirección de Infraestructuras de Costa Rica .....	19
Tabla 1: Estados de mar propagados en el modelo SMC .....	28
Tabla 1: Valores de las alturas de ola de diseño del manto principal interior .....	28
Tabla 2. Valores de Hs extremal en el punto de control propagado para los periodos de retorno de 2, 10, 50, 100 y 500 años. ....	37

## ■ ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Metodología y organización del trabajo realizado (Fuente: TYPSA) .....	7
Figura 2. Localización de la base de datos offshore (Lon = 84.875°O, Lat = 9.5°N.) .....	8
Figura 3: Función de distribución datos instrumentales, reanálisis y calibrados. Fuente IH Cantabria. ....	8
Figura 4. Series temporales del nodo de reanálisis en aguas profundas) .....	9
Figura 5. Rosa de oleaje asociada a la altura de ola significativa de la serie de reanálisis.....	10
Figura 6. Rosa de oleaje asociada al período pico de la serie de reanálisis .....	10
Figura 7. Caracterización de la altura de ola en el punto de reanálisis en aguas profundas .....	11
Figura 8. Caracterización del período pico de oleaje en el punto de reanálisis.....	12
Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período pico de la serie de reanálisis .....	12
Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período para los oleajes tipo sea en indefinidas .....	13
Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período para los oleajes tipo swell en indefinidas .....	13
Figura 10. Régimen extremal de la altura de ola. Fuente: elaboración propia.....	14
Figura 10. Régimen extremal de la altura de las alturas de ola en indefinidas. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell .....	14
Figura 9. Serie de datos de velocidades de viento .....	15
Figura 9. Rosa de viento.....	16
Figura 9. Tabla de ocurrencia de velocidades de viento y direcciones de viento.....	16
Figura 11. Caracterización de las velocidades de viento en el punto de reanálisis en aguas profundas .....	17
Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y velocidades de viento .....	17

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Figura 11. Diagrama de flujo seguido para la propagación .....	18
Figura 12. Localización de los puntos de los que se dispone datos instrumentales .....	19
Figura 13. Ejemplo de selección de casos a propagar mediante la Herramienta MaxDiss .....	20
Figura 14. Mallas empleadas para la propagación a los nodos de los datos instrumentales. Programa IHSWAN .....	21
Figura 15. Izquierda: Gráfico de altura de ola y direcciones de la malla general (IH-SWAN). Derecha: Gráfico de altura de ola y direcciones de la malla de detalle (IH-SWAN).....	21
Figura 16. Comparación de las alturas de ola medidas in situ y las propagadas.....	22
Figura 17. Funciones de densidad de las alturas de ola: medidas in situ, propagadas o de reanálisis y las calibradas. Fuente: AMEVA.....	22
Figura 18. Relaciones de $H_{sR} / H_{sl}$ .(alturas de ola de reanálisis/alturas de ola instrumentales)....	23
Figura 19. Relaciones de $H_{sc} / H_{sl}$ .(alturas de ola calibrada/alturas de ola instrumentales) .....	24
Figura 20. Correcciones en función de las direcciones.....	24
Figura 21. Comparación de las alturas de ola medidas in situ y las calibradas .....	25
Figura 22. Localización de los puntos de control alrededor del dique. ....	25
Figura 23. Mallas empleadas para la propagación a los puntos de control próximos al dique. Programa IHSWAN.....	26
Figura 24. Gráficos de altura de ola y direcciones de la propagación (IH-SWAN).....	27
Figura 24. Localización de los nodos afectados por la difracción del oleaje.....	28
Figura 24. Salidas gráficas del modelo numérico SMC para el estado de mar pésimo de los propagados.....	31
Figura 25. Series temporales del nodo de reanálisis en aguas someras.....	32
Figura 26. Rosa de oleaje asociada a la altura de ola significativa de la serie de reanálisis .....	33
Figura 27. Rosa de oleaje asociada al período pico de la serie de reanálisis .....	33
Figura 28. Caracterización de la altura de ola en el punto de reanálisis en aguas profundas. Arriba: Función de distribución $H_s$ [m]. Abajo: Ajuste del régimen medio a una función Log- Normal .....	34
Figura 29. Caracterización del período pico de oleaje en el punto propagado. Arriba: Función de distribución $T_p$ [s]. Abajo: Ajuste del régimen medio a una función Log-Normal .....	34
Figura 30. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período pico de la serie de reanálisis.....	35
Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período para los oleajes tipo sea en profundidades reducidas.....	35
Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período para los oleajes tipo swell en profundidades reducidas.....	36
Figura 10. Régimen extremal de la altura de las alturas de ola en reducidas. Izquierda:	

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell .....	36
Figura 32. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 1. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	37
Figura 33. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 2. Fuente: elaboración propia.....	37
Figura 34. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 3. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	38
Figura 35. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 4. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	38
Figura 36. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 5. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	38
Figura 37. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 6. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	39
Figura 38. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 7. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	39
Figura 39. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 8. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia.....	39

## 1. ANEXO 1: CLIMA MARÍTIMO

El objeto principal del presente Anexo es definir el clima marítimo en la costa de estudio, así como sus procesos costeros asociados mediante herramientas estadísticas y de modelación numérica.

Para el dimensionamiento de la estructura portuaria a ejecutar es necesario en primer lugar la caracterización del clima marítimo en profundidades indefinidas y la propagación del oleaje hasta la zona de interés.

A continuación, se definen los objetivos más importantes que se han seguido durante este estudio:

- Caracterización del clima marítimo en aguas profundas, analizando la base de datos de reanálisis IH Cantabria desde el 1 de enero de 1979 hasta 30 de junio de 2018 (datos horarios)
- Propagación mediante el modelo numérico de tercera generación SWAN hasta la ubicación de los datos medidos in situ, Boya (Este: 419 319.572, Norte:1 095 954.703).
- Calibración de los datos propagados (reanálisis) con los datos instrumentales de la Boya.
- Propagación de los datos calibrados hasta distintos puntos de control situados en la zona de estudio próximos al dique mediante el modelo numérico de tercera generación SWAN.
- Caracterización del oleaje en un punto de control situado a 12 metros de profundidad sobre la zona de interés, definiendo la estadística del oleaje en dicha localización.

### 1.1. METODOLOGÍA

El estudio realizado en este Anejo ha seguido varios pasos en su realización, los cuales hay que gestionar con un orden similar al mostrado en el diagrama de la Figura 1

El punto de partida del presente trabajo es la caracterización del clima marítimo en aguas profundas, por lo que es importante contar con una base de datos de oleaje en profundidades indefinidas con registros suficientemente largos. En este caso se cuenta con información comercial de la empresa IHCantabria con 39 años de datos. De esta forma se consigue caracterizar con fiabilidad la estadística del clima marítimo en estas aguas alejadas de la costa.

Este anejo se caracteriza por la integración de diferentes herramientas numéricas y estadísticas válidas para los distintos procesos que forman parte en cualquier proyecto de la ingeniería de costas. El estudio del clima marítimo comprende tanto la caracterización del régimen medio del oleaje (definido por la distribución estadística de los distintos estados de mar) como la caracterización de aquellos eventos extremos que se dan pocas veces al año pero que, por su magnitud y consecuencias, son de gran importancia, puesto que pueden producir daños estructurales.

El siguiente paso es calibrar la serie de oleaje propagada con el registro de datos medidos in situ localizados en profundidades reducidas en una boya. Para su posterior propagación a distintos nodos localizados a lo largo de la traza del rompeolas.

Para la propagación, se deben seleccionar previamente los estados de mar representativos para realizar las propagaciones numéricas, analizando los procesos de transformación que

sufren los frentes de onda a medida que se acercan a la costa en distintos puntos de interés próximos al rompeolas.

Por último, se realizará la caracterización de la serie de oleaje localizada en profundidades reducidas obtenida tras una segunda propagación mediante el modelo SWAN hasta un punto de control situado a 12 metros de profundidad frente al rompeolas, identificando el régimen medio y extremal de dicha información.

Resulta indispensable contar con información batimétrica de detalle del área de proyecto para poder propagar desde aguas profundas a aguas someras.

Una vez realizado los trabajos de propagación numérica y efectuando una interpolación sobre la serie de casos seleccionados y propagados, se logra reconstruir el clima marítimo en diferentes puntos situados sobre la zona de proyecto, obteniendo así largos registros de series de oleaje en cercanía al rompeolas y logrando los datos necesarios para definir las condiciones de diseño de la estructura portuaria.

Hay que citar que las series obtenidas por modelos numéricos tras la propagación no se ajustan al 100% a datos reales de oleaje, por este motivo se ha realizado un proceso de calibración a la información de las series reconstruidas en la misma localización en la que se obtuvieron las mediciones instrumental con equipos AWAC, Aquadopp y con una boya.

**Profundidades Indefinidas**

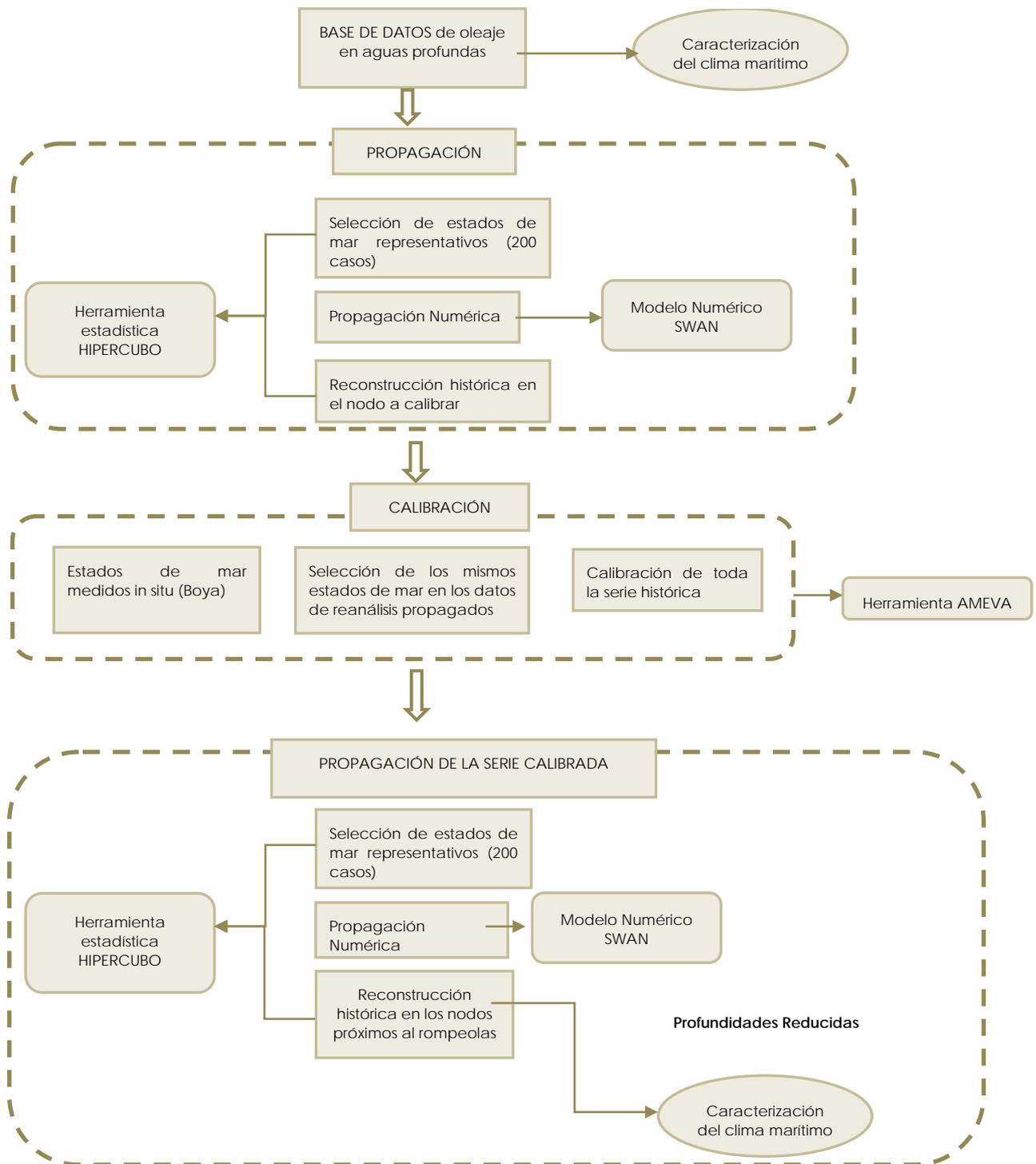


Figura 1. Metodología y organización del trabajo realizado (Fuente: TYPSA)

## 1.2. BASE DE DATOS OFFSHORE

Se dispone de una base de datos estadística de oleaje espectral de al menos 20 años (periodo de 1979-2018), obtenida de un modelo global de última generación debidamente validado, la cual ha sido comprada por TYPSA al IH Cantabria. La localización de la base de datos se muestra en la siguiente figura:

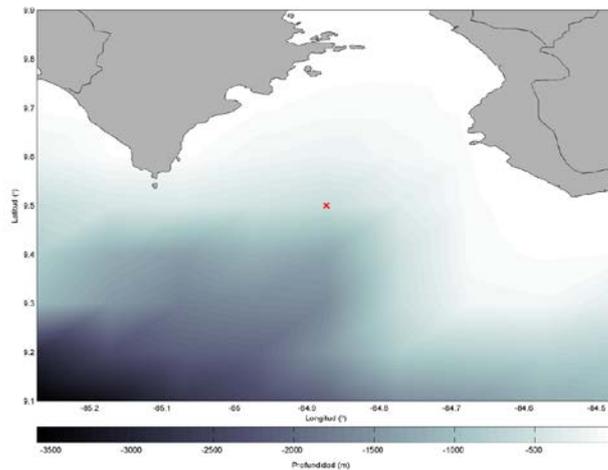


Figura 2. Localización de la base de datos offshore (Lon = 84.875°O, Lat = 9.5°N.)

Con el fin de reducir posibles discrepancias entre los resultados numéricos y los datos instrumentales, la base de datos del IH aplica un procedimiento de calibración a la altura de ola significativa GOW usando información de satélites.

En la siguiente figura se muestran en rojo los datos calibrados GOW después de la corrección, en verde los datos de re-análisis y en azul los datos instrumentales. Como se puede observar, el procedimiento de corrección resulta, en general, en una disminución para valores inferiores a 1m y en un aumento de la altura del oleaje para valores altos de Hs.

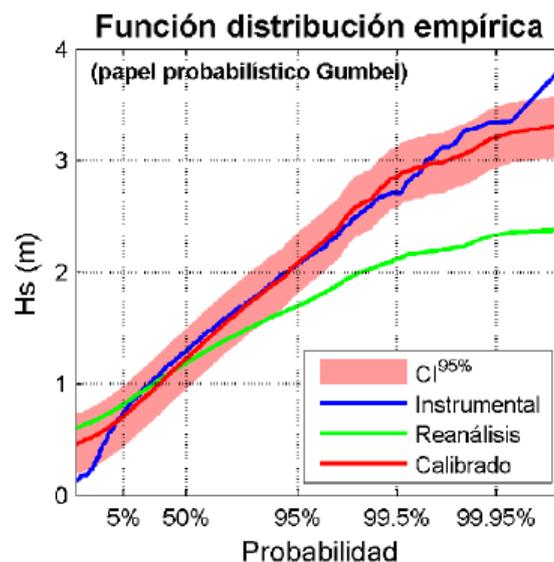


Figura 3: Función de distribución datos instrumentales, reanálisis y calibrados. Fuente IH Cantabria.

### 1.3. CARACTERIZACIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS PROFUNDAS

A partir de la base de datos mencionada, se ha realizado en dicho punto un análisis matemático y estadístico de las distintas variables medioambientales de oleaje y viento evaluando los registros medios y extremal de dicha información.

#### 1.3.1. Oleaje

##### 1.3.1.1. Serie de oleaje

En la figura siguiente se muestran las series temporales de los parámetros de altura de ola significativa y período pico, observando cómo las alturas de ola en este punto de aguas profundas varían entre 0.35 y 5.1 metros con períodos picos asociados a estos oleajes entre 4.17 y 24.39 segundos.

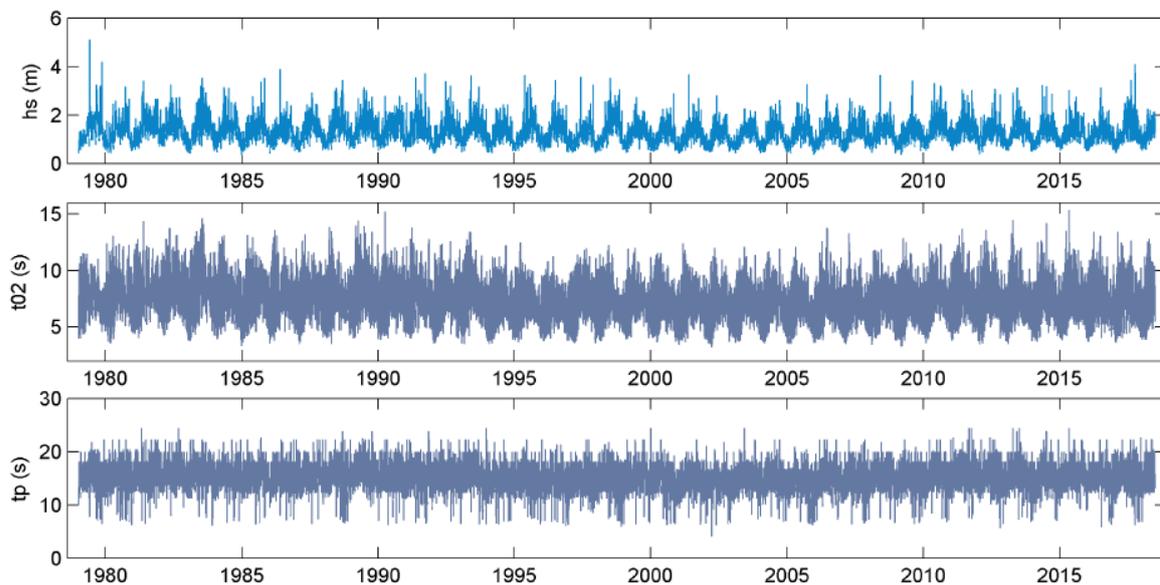


Figura 4. Series temporales del nodo de reanálisis en aguas profundas)

##### 1.3.1.2. Rosa de oleaje

La rosa de oleaje es una forma explicativa de presentar la información de los registros de olas, representando la intensidad y frecuencia de aparición de la altura de ola o período pico respecto a su dirección.

Se observa que prácticamente el total de datos proceden del tercer cuadrante (entre 180 y 270 grados).

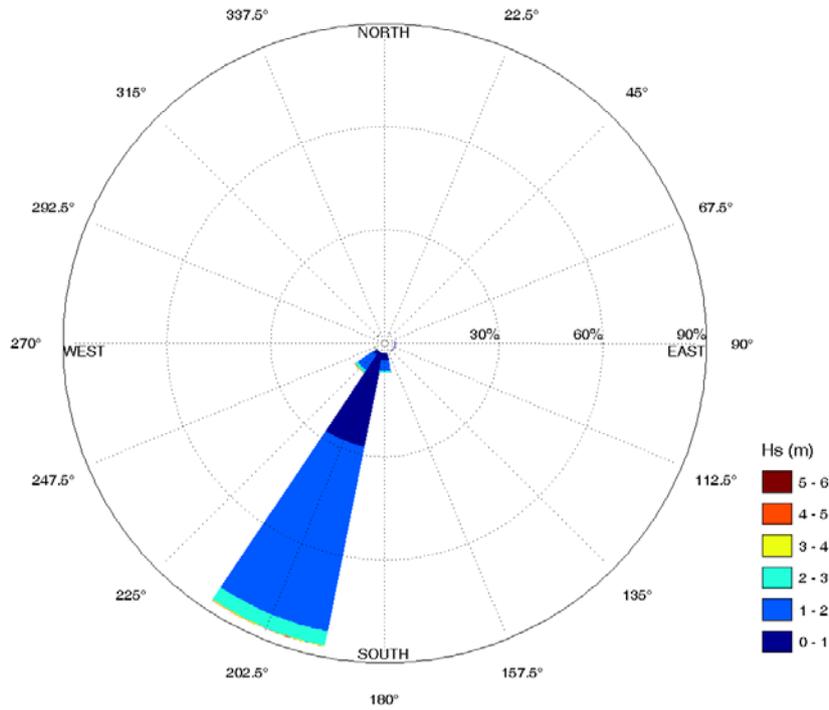


Figura 5. Rosa de oleaje asociada a la altura de ola significativa de la serie de reanálisis

Las olas que predominan durante la mayor parte del año en aguas profundas tienen una dirección sur-suroeste [SSW] alcanzando una altura principal entre 1 y 2 metros..

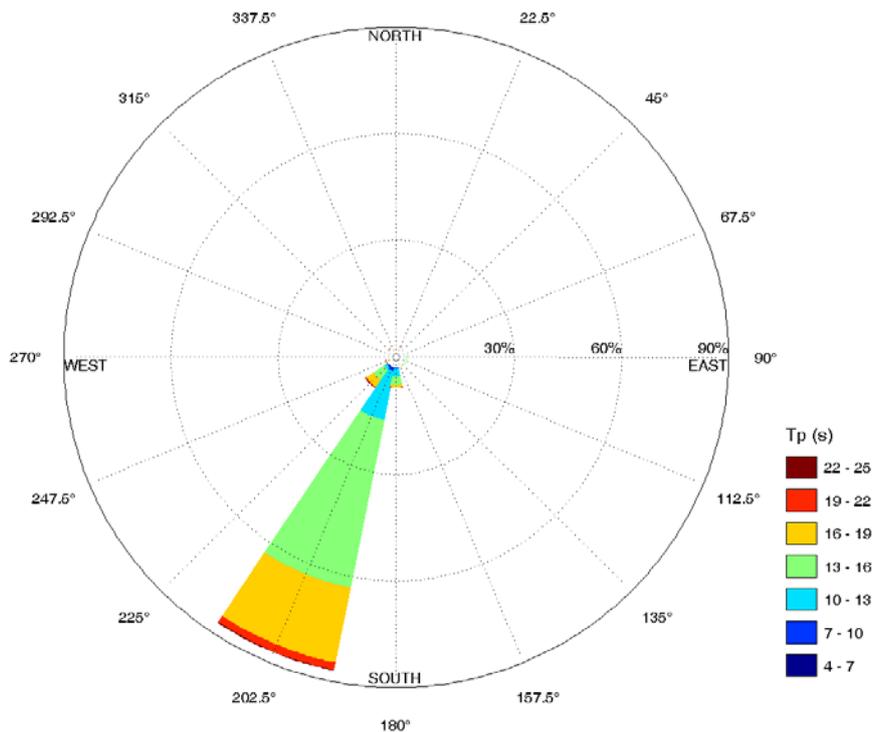


Figura 6. Rosa de oleaje asociada al período pico de la serie de reanálisis

Igualmente, el período pico prevalece durante la mayor parte del tiempo con una dirección sur-suroeste [SSW] alcanzando unos valores entre 13 y 16 segundos principalmente.

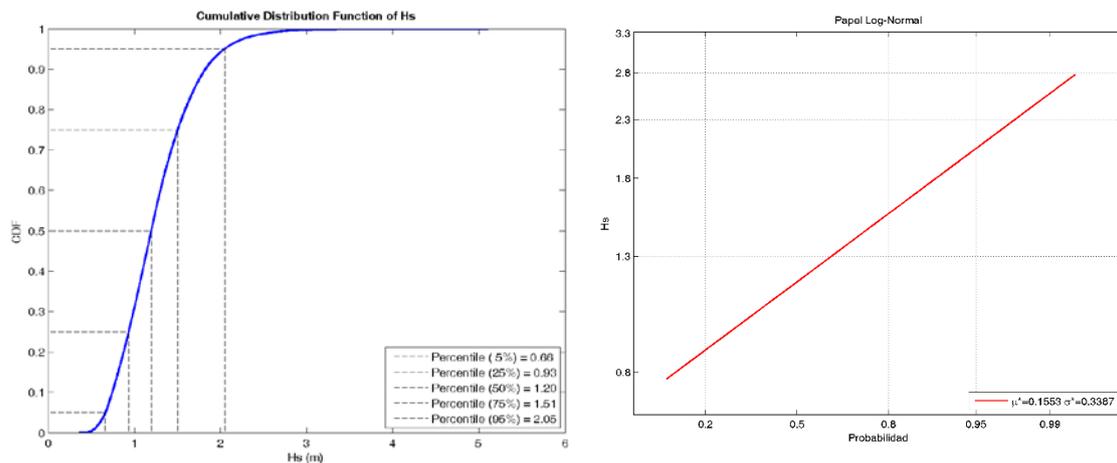
### 1.3.1.3. Régimen medio

El objetivo principal de este análisis es reproducir el oleaje en las condiciones más frecuentes.

#### 1.3.1.3.1 Función de distribución y régimen medio

La función de distribución de la altura de ola significativa se representa en la figura 7a, pudiendo apreciar los valores de altura de ola para los cuantiles 25, 50 y 75, comprobando como la mitad de las alturas de ola del registro de reanálisis que se suceden durante un año se encuentran por debajo de 1.20 metros.

En la figura 7b se muestra la tendencia de la altura de ola de reanálisis ajustada a una distribución Log-Normal. A través del régimen medio se comprueba que sólo un 5% de las olas que se suceden sobrepasan los 2.2 metros de altura.

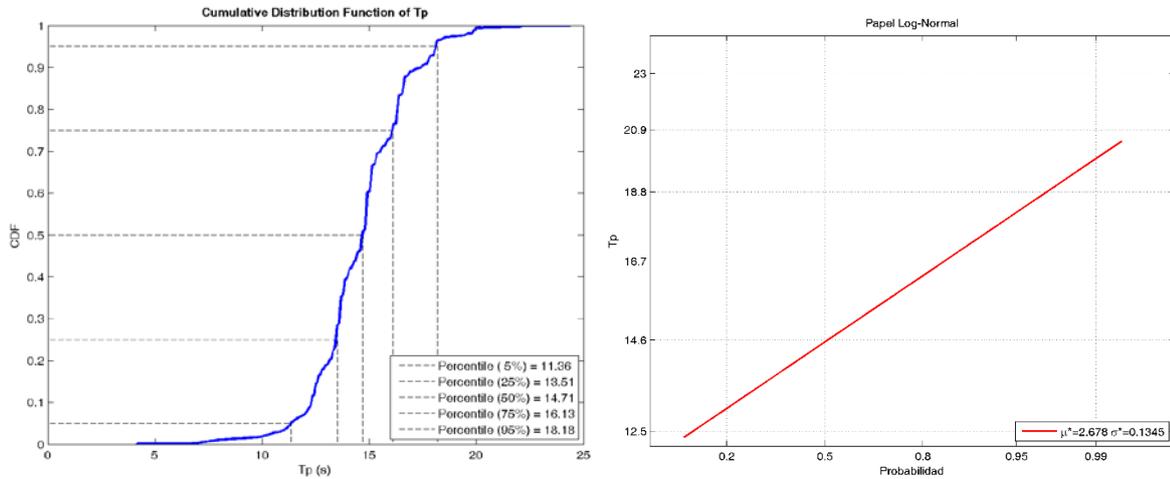


a) Función de distribución  $H_s$  [m]

b) Ajuste del régimen medio a una función Log-Normal

Figura 7. Caracterización de la altura de ola en el punto de reanálisis en aguas profundas

En las figuras 8a y 8b se repite el análisis de régimen medio esta vez para el período pico del oleaje de reanálisis numérico, analizando la función de distribución y su mejor ajuste. El 50% de los períodos pico de los datos se encuentran por debajo de los 14.71 segundos, ajustándose a una distribución Normal con sólo un 5% de los períodos pico de oleaje por encima de los 18 segundos.



a) Función de distribución Tp [s]      b) Ajuste del régimen medio a una función Log-Normal

Figura 8. Caracterización del período pico de oleaje en el punto de reanálisis

1.3.1.3.2 Distribución conjunta Hs – Tp

La relación entre la altura de ola significativa y sus períodos asociados se recogen en la siguiente figura. En ella se observa que los oleajes más comunes en aguas profundas presentan una altura de ola entre 1 y 1.5 metros, con períodos pico asociados entre 13 y 16 segundos. Además, se muestra como para cada altura de ola existen periodos pico que se dan con mayor probabilidad que otros.

INDEFINIDAS		Hs (m)																				total							
		0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8		4	4.2	4.4	4.6	4.8	5	5.2
Tp(s)	4	5	0	0	0	0	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.001
	5	6	0	0	0	0	0.001	0	0.001	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.002	
	6	7	0	0.003	0.022	0.049	0.059	0.051	0.024	0.024	0.016	0.008	0.007	0.001	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.265	
	7	8	0	0.003	0.019	0.072	0.078	0.092	0.108	0.090	0.098	0.060	0.040	0.030	0.012	0.010	0.008	0.003	0.002	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0.725	
	8	9	0	0.006	0.016	0.012	0.032	0.023	0.031	0.025	0.034	0.023	0.021	0.031	0.015	0.014	0.012	0.012	0.008	0.005	0.002	0.001	0.0003	0.0003	0	0	0	0.323	
	9	10	0	0.033	0.064	0.097	0.078	0.045	0.023	0.022	0.018	0.012	0.006	0.004	0.005	0.004	0.003	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0	0	0.0003	0	0.000	0.426	
	10	11	0	0.008	0.158	0.248	0.320	0.293	0.241	0.148	0.073	0.026	0.005	0.003	0.003	0.001	0.001	0.003	0.001	0.001	0.001	0	0	0	0	0	0	1.535	
	11	12	0	0.008	0.494	1.145	0.745	0.495	0.322	0.249	0.163	0.081	0.017	0.007	0.003	0.002	0	0.0003	0.001	0.001	0	0.0003	0	0	0	0	0	3.732	
	12	13	0	0.805	3.062	3.236	2.125	1.218	0.735	0.352	0.197	0.053	0.018	0.003	0.000	0	0	0.000	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	11.807	
	13	14	0	0.001	0.446	3.353	5.066	5.089	3.527	1.725	1.003	0.455	0.222	0.070	0.040	0.012	0.007	0.002	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	21.020	
	14	15	0	0.002	0.215	1.493	3.384	4.730	4.313	2.946	1.652	0.752	0.394	0.171	0.081	0.037	0.010	0.010	0.004	0	0	0	0	0	0	0	0	20.192	
	15	16	0	0.104	0.742	1.369	2.259	2.707	2.236	1.565	0.862	0.473	0.231	0.120	0.062	0.020	0.008	0.005	0.002	0.001	0	0	0	0	0	0	0	12.764	
	16	17	0	0.103	0.767	1.682	2.640	3.071	2.825	2.109	1.453	0.817	0.433	0.236	0.120	0.068	0.027	0.011	0.003	0	0	0	0	0	0	0	0	16.365	
	17	18	0	0.006	0.098	0.252	0.473	0.569	0.615	0.524	0.407	0.267	0.153	0.103	0.057	0.027	0.026	0.011	0.010	0.001	0	0	0	0	0	0	0	3.598	
	18	19	0	0.040	0.252	0.455	0.674	0.863	0.741	0.613	0.413	0.243	0.154	0.078	0.075	0.025	0.018	0.013	0.004	0.001	0.001	0	0	0	0	0	0	4.663	
	19	20	0	0.002	0.021	0.043	0.082	0.112	0.118	0.117	0.079	0.062	0.034	0.026	0.018	0.009	0.013	0.003	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0.739	
	20	21	0	0.021	0.066	0.139	0.250	0.249	0.254	0.189	0.105	0.074	0.051	0.033	0.016	0.011	0.005	0.003	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.467	
	21	22	0	0.004	0.003	0.011	0.027	0.029	0.029	0.021	0.012	0.011	0.007	0.008	0.005	0.002	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.170	
	22	23	0	0.0003	0.009	0.034	0.030	0.032	0.030	0.015	0.012	0.008	0.002	0.001	0.002	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.177	
	23	24	0	0.0003	0	0	0.001	0.002	0.003	0.002	0.001	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.011	
	24	25	0	0.001	0	0.003	0.007	0.003	0.004	0	0	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.019	
	total	346223	0	0.020	2.444	11.381	16.969	19.423	17.472	12.846	8.559	5.021	2.752	1.409	0.799	0.438	0.207	0.135	0.070	0.034	0.010	0.006	0.002	0.000	0.0003	0.0003	0	0.0006	100

Figura 9. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período pico de la serie de reanálisis

Lo más destacable es que se diferencian dos rangos de períodos típicos para alturas de olas extremas: Tp: 8-10s y Tp:17-19 s.

la mayoría de las observaciones (un 96.88%) se agrupan en el rango de altura de ola comprendido entre 0.2-2.2 metros, mientras que el 82.15% de los datos se encuentran con períodos pico entre 12 y 17 segundos. Los períodos pico sólo superan el umbral de los 19 segundos un 2.58% del tiempo a lo largo del año.

A continuación, se muestran las tablas de ocurrencia separando el oleaje tipo sea del oleaje tipo swell:

INDEFINIDAS (Oleaje tipo Sea)			Hs (m)											Total	
			0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5		5.5
Tp(s)	4	5	0	0.048	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.048
	5	6	0	0.032	0.079	0.016	0	0	0	0	0	0	0	0	0.127
	6	7	0	4.054	6.794	2.803	0.839	0.063	0	0	0	0	0	0	14.555
	7	8	0	5.131	12.179	13.335	6.303	2.011	0.729	0.079	0	0	0	0	39.769
	8	9	0	1.901	4.197	3.754	3.358	2.328	1.536	0.554	0.095	0	0	0	17.723
	9	10	0.190	12.844	9.408	2.835	1.124	0.554	0.396	0.317	0.063	0.016	0.032	0	27.780
Total		6314	0.190	24.010	32.658	22.743	11.625	4.957	2.661	0.950	0.158	0.016	0.032	0	100

Figura 10. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período para los oleajes tipo sea en indefinidas

Las alturas de ola más altas comprendidas entre los 4 y los 5.5 m se dan con periodos picos entre los 8 y los 10 s.

INDEFINIDAS (Oleaje tipo Swell)			Hs (m)								Total
			0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	
Tp(s)	10	11	0.108	0.365	0.343	0.072	0.011	0.002	0.005	0	0.905
	11	12	0.137	1.245	0.652	0.307	0.009	0.006	0.002	0	2.357
	12	13	0.110	5.444	2.963	0.911	0.124	0	0	0	9.552
	13	14	0.064	8.096	8.362	2.821	0.412	0.020	0	0	19.775
	14	15	0.066	4.892	10.558	4.181	1.054	0.037	0.015	0	20.802
	15	16	0.012	2.013	6.844	4.288	1.093	0.052	0	0	14.301
	16	17	0.014	2.480	7.990	5.823	2.080	0.372	0.053	0	18.811
	17	18	0.002	0.401	1.781	1.448	0.714	0.223	0.055	0.006	4.630
	18	19	0.014	0.761	2.194	1.738	0.650	0.230	0.085	0.009	5.682
	19	20	0.002	0.102	0.246	0.294	0.162	0.066	0.026	0	0.897
	20	21	0	0.204	0.798	0.514	0.204	0.072	0.029	0	1.822
	21	22	0	0.040	0.093	0.041	0.038	0.023	0.003	0	0.238
	22	23	0	0.043	0.082	0.056	0.008	0.011	0	0	0.200
	23	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	25	0	0.015	0.008	0.005	0	0	0	0	0.027	
Total		65536	0.528	26.102	42.912	22.499	6.558	1.112	0.273	0.015	100

Figura 11. Tabla de ocurrencia de altura de ola y período para los oleajes tipo swell en indefinidas

Las alturas de ola más altas comprendidas entre los 3.5 y los 4 m se dan con periodos picos entre los 17 y los 19 s.

#### 1.3.1.4. Régimen extremal

El régimen extremal es la distribución estadística del valor máximo de un parámetro de estado de mar en un período de tiempo determinado. Los valores extremos de una serie temporal tienen un comportamiento estadístico distinto al de los datos de régimen medio. Por tal circunstancia se utilizan distintas técnicas para caracterizar el régimen extremal.

El régimen extremal de la altura de ola de reanálisis se ha realizado a través del método de excedencias sobre un umbral (POT-Peaks Over Threshold, picos de las excedencias sobre un umbral) con un buen ajuste de sus datos. Para utilizar este método POT y el modelo de

extremos de Pareto-Poisson se selecciona en la función de distribución de la serie de reanálisis un valor de corte. Tras analizar la sensibilidad del umbral para seleccionar la muestra de extremos de oleaje se ha adoptado un valor de  $H_s$  de 3.4 m, imponiendo una independencia entre los eventos extremos de 3 días. El ajuste a los parámetros del modelo se realiza por el método de máxima verosimilitud.

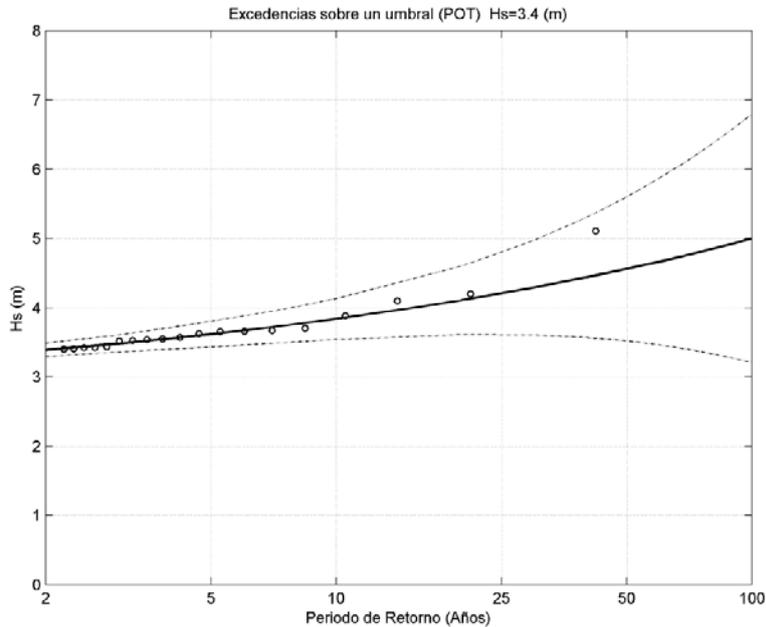


Figura 12. Régimen extremal de la altura de ola. Fuente: elaboración propia

De igual manera se ha realizado el régimen extremal para los oleajes tipo sea y tipo swell de forma independiente

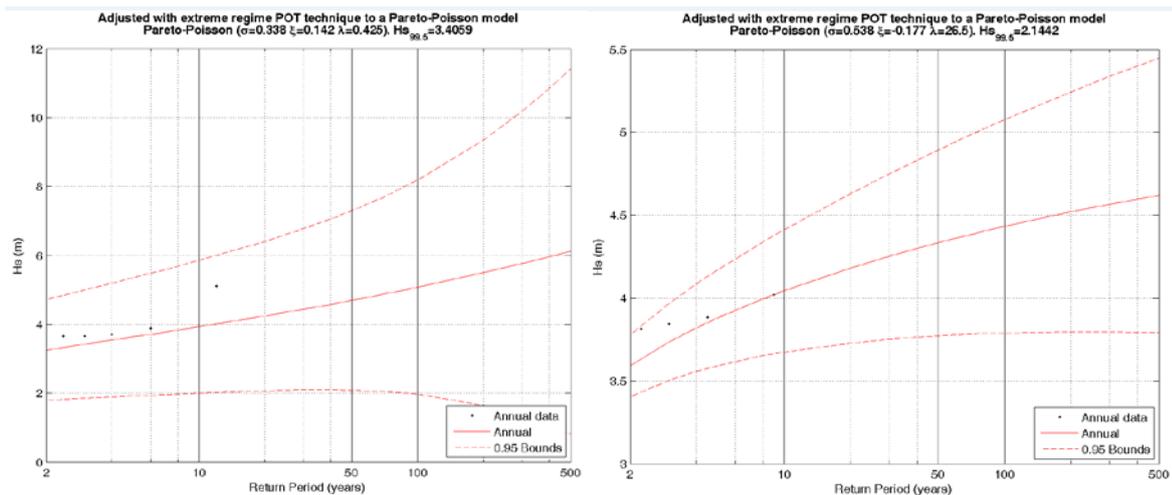


Figura 13. Régimen extremal de la altura de las alturas de ola en indefinidas. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell

### 1.3.2. Viento

#### 1.3.2.1. Serie de viento

Se dispone de un registro de viento desde enero de 1979 a junio de 2018, tal y como se muestra en la siguiente figura:

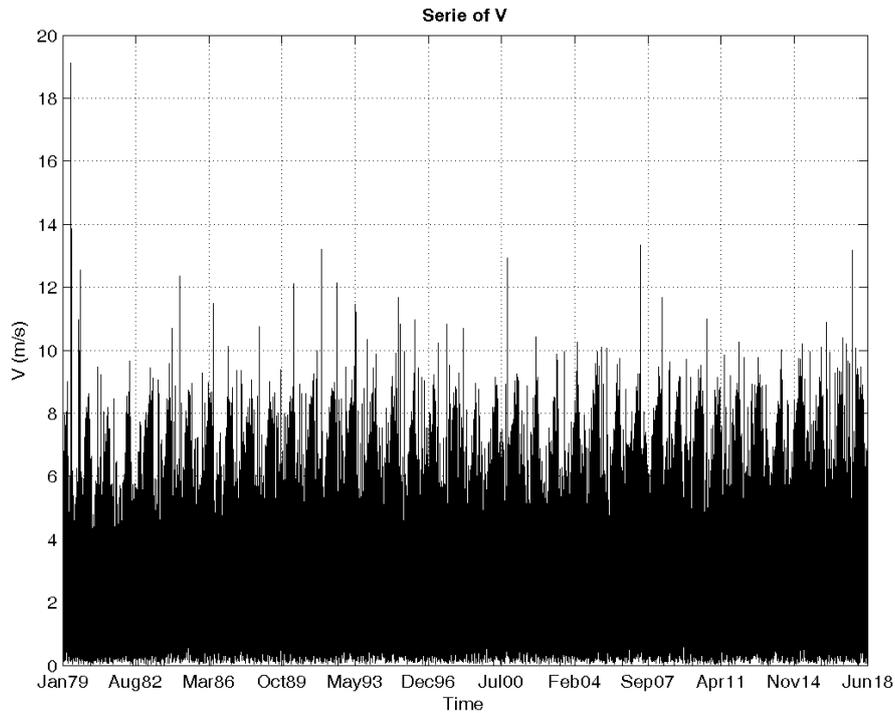


Figura 14. Serie de datos de velocidades de viento

#### 1.3.2.2. Rosa de viento

La relación entre las velocidades de viento y sus direcciones asociadas se recogen en la siguiente figura. En ella se observa que los vientos más comunes presentan velocidades entre 2 - 4m/s con direcciones N, NNE y las comprendidas entre el tercer y cuarto cuadrante. Además, se muestra que las mayores velocidades comprendidas entre los 16-20 m/s provienen del SSE y S.

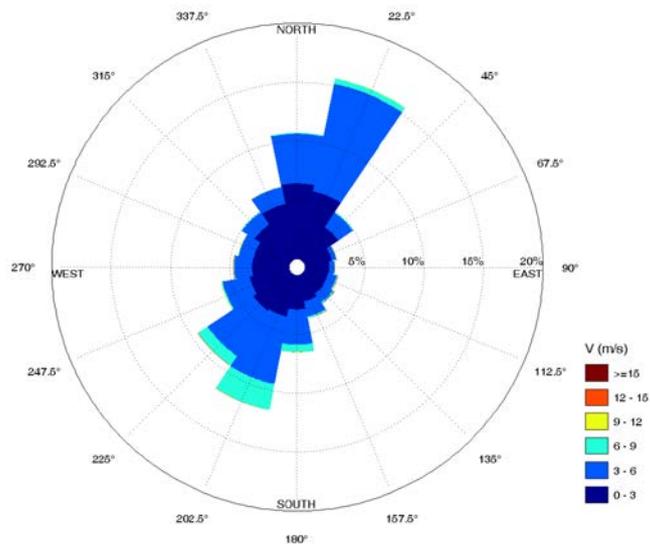


Figura 15. Rosa de viento

		N	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	total
V (m/s)	0 2	2.674	2.453	1.920	1.502	1.328	1.240	1.225	1.364	1.529	1.740	1.862	1.821	1.797	1.823	2.033	2.446	28.756
	2 4	6.799	7.968	2.504	1.109	1.033	1.176	1.322	1.684	2.767	4.053	3.952	2.981	2.343	2.094	2.532	3.510	47.827
	4 6	1.175	4.762	0.489	0.089	0.133	0.327	0.390	0.583	1.625	3.618	2.591	0.953	0.511	0.459	0.372	0.288	18.364
	6 8	0.069	0.434	0.047	0.009	0.023	0.065	0.086	0.101	0.553	2.008	0.901	0.094	0.049	0.028	0.012	0.017	4.495
	8 10	0.008	0.018	0.001	0.002	0.003	0.017	0.027	0.020	0.077	0.233	0.080	0.013	0.008	0.005	0.001	0.003	0.514
	10 12	0.001	0.0003	0	0.0003	0.002	0.003	0.011	0.005	0.006	0.003	0.002	0.003	0.0003	0	0	0	0.036
	12 14	0	0	0	0	0	0.001	0.001	0.001	0.002	0.001	0.001	0	0.0003	0	0	0	0.006
	14 16	0	0	0	0	0	0	0	0.0003	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000
	16 18	0	0	0	0	0	0	0	0.0003	0.0003	0	0	0	0	0	0	0	0.001
	18 20	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0003	0	0	0	0	0	0	0	0.000
total	346223	10.725	15.634	4.961	2.711	2.523	2.829	3.062	3.757	6.558	11.656	9.390	5.865	4.709	4.409	4.948	6.263	100

Figura 16. Tabla de ocurrencia de velocidades de viento y direcciones de viento

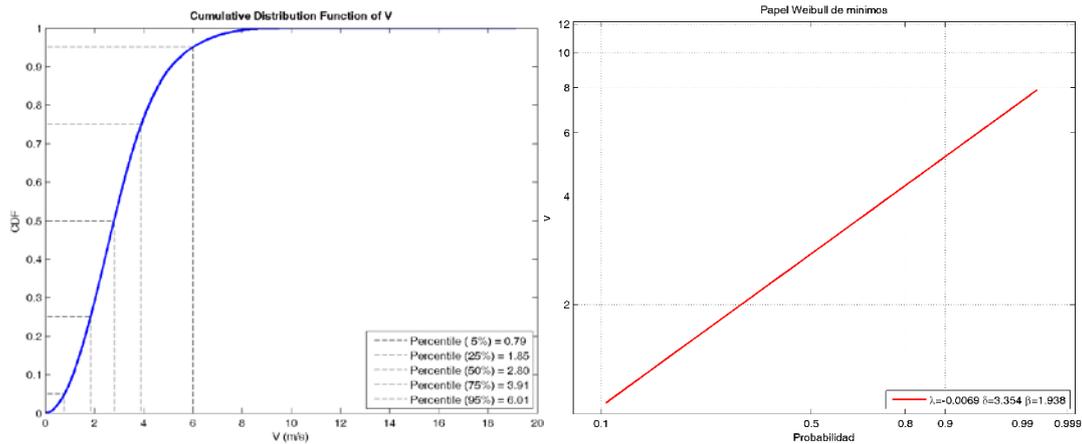
### 1.3.2.3. Régimen medio

El objetivo principal de este análisis es reproducir el viento en las condiciones más frecuentes.

#### 1.3.2.3.1 Función de distribución y régimen medio

La función de distribución de las velocidades de viento se representa en la Figura 11a, pudiéndose apreciar los valores de velocidades para los cuantiles 25, 50, 75 y 95. Se comprueba que la mitad de las velocidades de viento del registro que se suceden durante un año se encuentran por debajo de 2.80 m/s.

En la figura 7b se muestra la tendencia de la altura de ola de reanálisis ajustada a una distribución Log-Normal. A través del régimen medio se comprueba que sólo un 5% de las olas que se suceden sobrepasan los 2.2 metros de altura.



a) Función de distribución V [m/s]

b) Ajuste del régimen medio a una función Weibull de mínimos

Figura 17. Caracterización de las velocidades de viento en el punto de reanálisis en aguas profundas

### 1.3.2.3.2 Distribución conjunta Hs – V

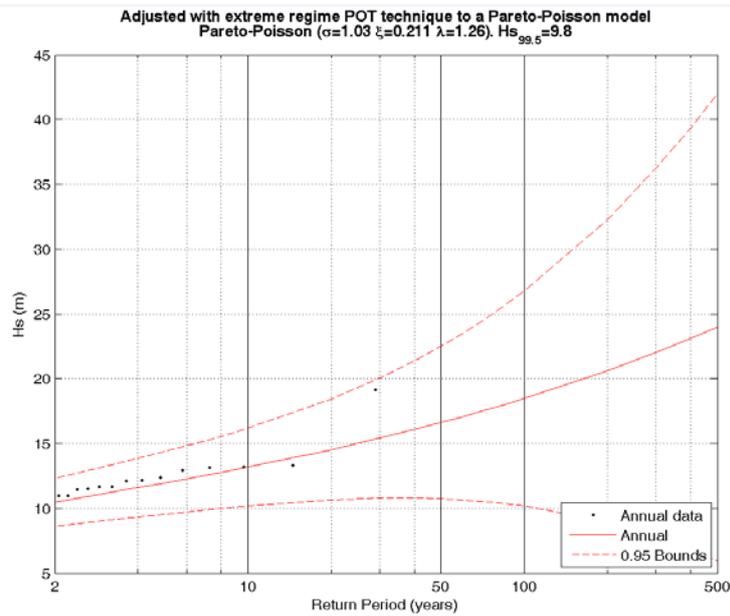
La relación entre la altura de ola significativa y las velocidades de viento asociados se recogen en la siguiente figura. En ella se observa que los vientos más comunes en aguas profundas presentan unas velocidades inferiores a los 6 m/s (95%), con alturas de ola asociadas menores de 2 m. Además, se muestra como las mayores alturas de ola de 5.5 m están asociadas a velocidades de viento de 20 m/s.

		V (m/s)										total	
		0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	346223
		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20		
0	0.5	0.108	0.187	0.110	0.008	0	0	0	0	0	0	0	0.413
0.5	1	7.336	13.473	7.631	1.848	0.112	0.001	0	0	0	0	0	30.401
1	1.5	13.382	21.417	6.924	1.874	0.241	0.002	0.000	0	0	0	0	43.841
1.5	2	6.159	9.881	2.815	0.541	0.080	0.003	0.001	0	0	0	0	19.481
2	2.5	1.422	2.311	0.680	0.145	0.041	0.005	0.001	0	0	0	0	4.605
2.5	3	0.293	0.472	0.161	0.048	0.016	0.008	0.001	0	0	0	0	1.001
3	3.5	0.055	0.083	0.037	0.024	0.017	0.009	0.002	0	0	0	0	0.228
3.5	4	0.001	0.002	0.005	0.007	0.006	0.006	0	0.0003	0	0	0	0.027
4	4.5	0	0	0	0.001	0.000	0.001	0.001	0	0.0003	0	0	0.003
4.5	5	0	0	0	0	0	0	0.0003	0	0	0	0	0.000
5	5.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0003	0.0003	0	0.001
5.5	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
346223		28.756	47.827	18.364	4.495	0.514	0.036	0.006	0.000	0.001	0.000	0.000	100

Figura 18. Tabla de ocurrencia de altura de ola y velocidades de viento

### 1.3.2.4. Régimen Extremal

A continuación, se representa el régimen extremal de las velocidades de viento.



#### 1.4. PRIMERA PROPAGACIÓN

Se ha realizado una primera propagación desde profundidades indefinidas hasta la ubicación de datos registrados insitu para realizar la correspondiente calibración. La propagación se ha realizado para dos niveles de marea: marea baja y marea alta. La metodología seguida para la propagación se muestra en el siguiente diagrama de flujo:

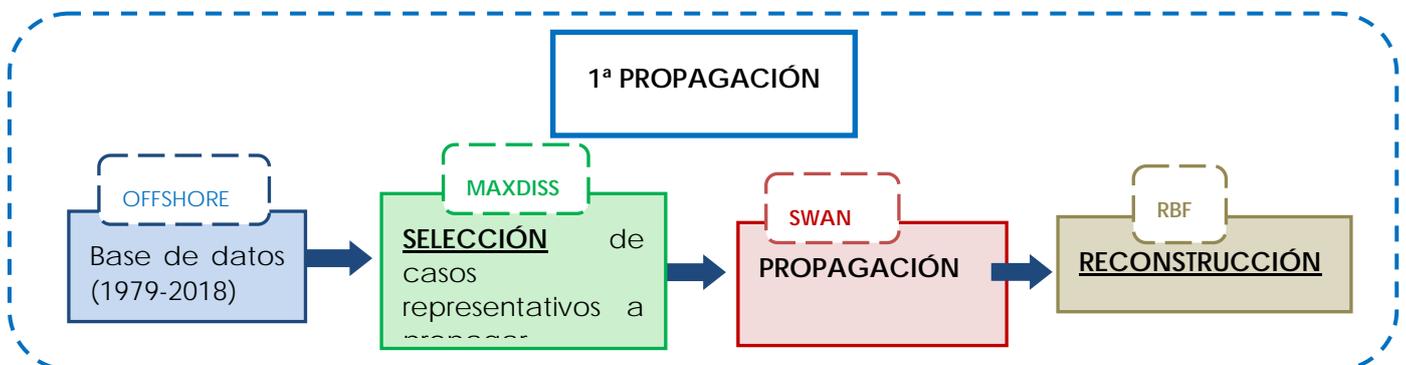


Figura 19. Diagrama de flujo seguido para la propagación

#### 1.5. DATOS INSTRUMENTALES

Los registros instrumentales disponibles fueron registrados cada 3 horas (o máximo 6 horas), y ofrecen valores de  $H_s(m)$ ,  $T_{m02}(s)$ ,  $T_p(s)$ ,  $H_{m0}(m)$ ,  $H_{max}(m)$ ,  $H_{1/10}(m)$ . Las mediciones fueron realizadas por IMARES-INI-UCR para la Dirección de Infraestructuras de Costa Rica. Se dispone de los siguientes registros:

Tipo de equipo	Fechas registros	Sistemas de Proyección	Este (m)	Norte (m)
Boya	23 Nov 2015 a 8 Ene 2016	CRTM05	419 319.572	1 095 954.703
	22 Abr a 23 Nov de 2015			
AWAC	6 Nov a 3 Dic de 2014	CRTM05	418.069.430	1.095.965,460
Aquadopp	16 May a 12 Ago de 2014	CRTM05	419.570,566	1.095.747,391

Tabla 1: Datos mediciones estados de mar de registros in situ. Fuente: IMARES-INI-UCR para la Dirección de Infraestructuras de Costa Rica

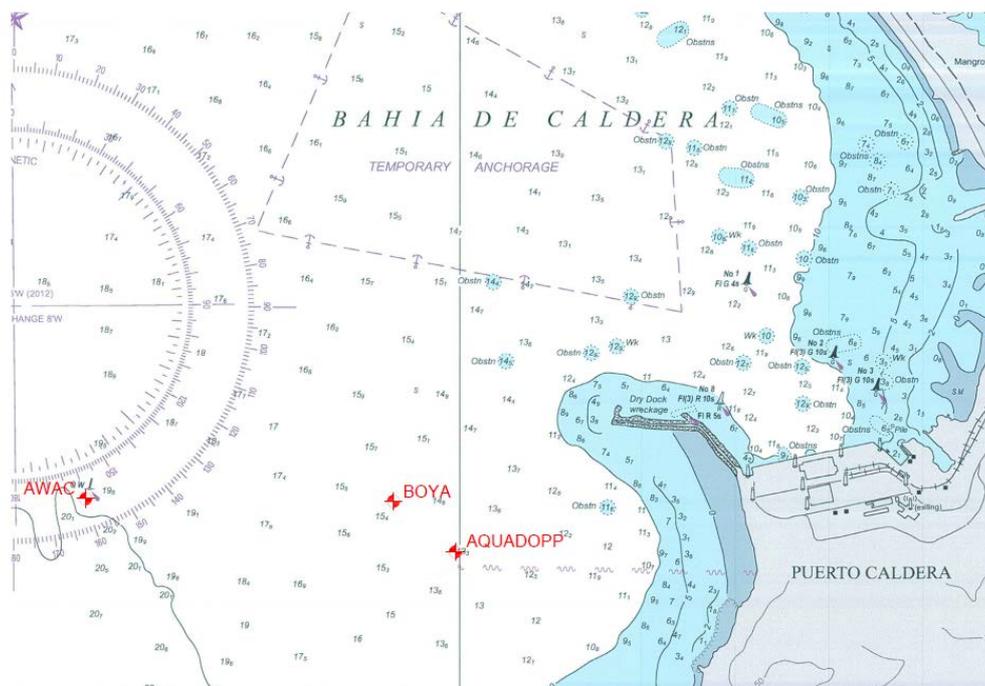


Figura 20. Localización de los puntos de los que se dispone datos instrumentales.

### 1.5.1. Selección de estados de mar

Previo a la propagación, se ha definirá el conjunto de familias Altura de ola - Período - Dirección a propagar hasta la ubicación de los datos instrumentales. Esta selección se realiza atendiendo a las condiciones habituales o más frecuentes de oleaje en la zona, para ello se ha empleado la herramienta MaxDiss, que permite extraer el conjunto de estados de mar representativos de la serie temporal disponible de la base de datos, mostrando la variabilidad del clima marítimo en aguas profundas.

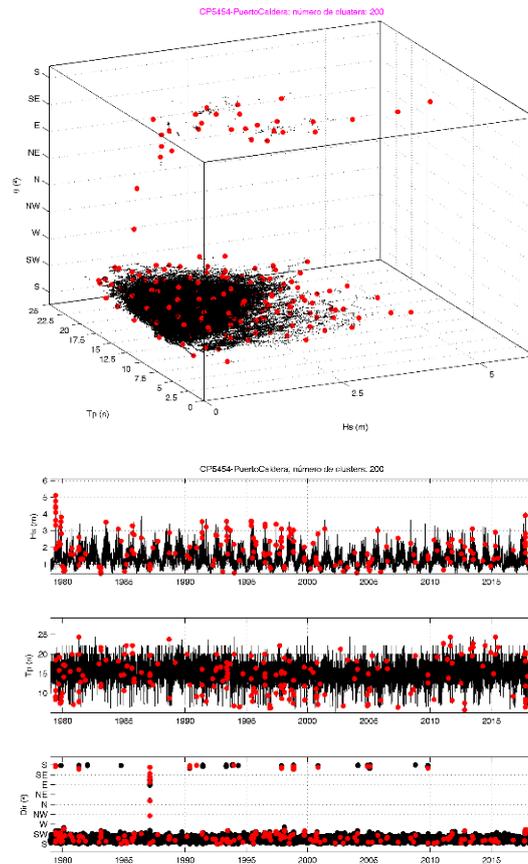


Figura 21. Ejemplo de selección de casos a propagar mediante la Herramienta MaxDiss

### 1.5.2. Propagación

Se ha realizado la propagación de los 200 casos de oleaje seleccionados, desde la base de datos situada en profundidades indefinidas hasta los puntos de ubicación de los datos instrumentales. Para ello se han empleado dos mallas, una malla general con un paso de malla de  $dx=dy=100$  m (malla amarilla de la figura siguiente) y una malla de detalle con un paso de malla de  $dx=dy=25$  m (malla roja).

En la siguiente figura se muestran las mallas empleadas para la propagación, así como la ubicación de la base de datos en profundidades indefinidas (P1).

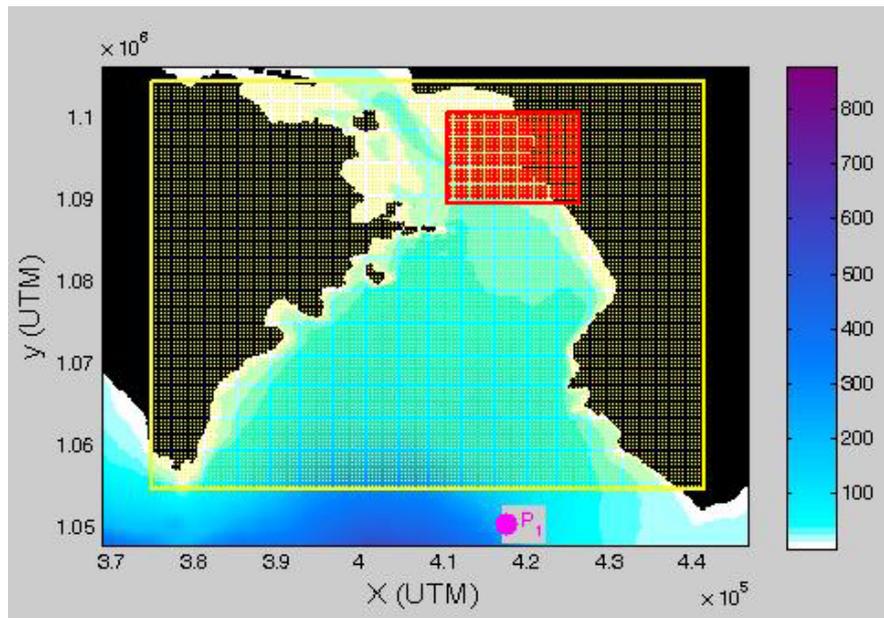


Figura 22. Mallas empleadas para la propagación a los nodos de los datos instrumentales. Programa IHSWAN

A continuación, se muestran algunas de las salidas gráficas de la propagación del oleaje: Altura de ola ( $H_s$ ) y direcciones, tanto de la malla general como de la de detalle.

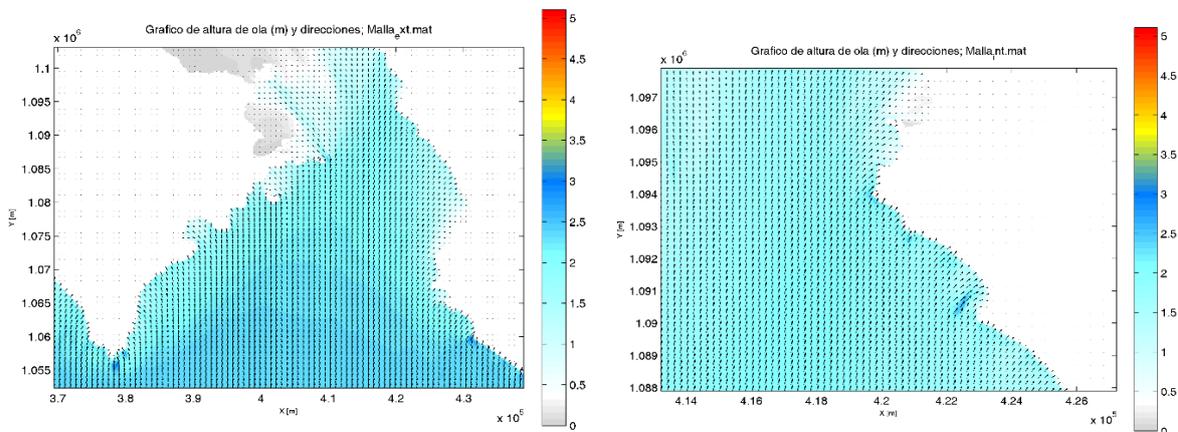


Figura 23. Izquierda: Gráfico de altura de ola y direcciones de la malla general (IH-SWAN). Derecha: Gráfico de altura de ola y direcciones de la malla de detalle (IH-SWAN)

### 1.5.3. Reconstrucción

Una vez propagado los 200 estados de mar representativos de la serie temporal disponible de la base de datos, se ha reconstruido en estos nodos toda la serie histórica, es decir desde 1979 a 2018.

## 1.6. CALIBRACIÓN

Debido a la existencia de datos instrumentales, las propagaciones realizadas mediante modelos numéricos pueden ser calibradas y corregidas. Con el fin de reducir posibles

discrepancias entre los resultados de los modelos numéricos y los datos instrumentales, se ha aplicado un procedimiento de calibración a la altura de ola propagada. Debido a la proximidad de los puntos donde se han tomado mediciones a lo largo del tiempo, se han unificado los registros de los tres puntos en una única ubicación, la de la Boya.

El siguiente gráfico muestra la comparación entre los datos instrumentales y los datos de reanálisis propagados. Se aprecia como los datos propagados para valores medios son superiores a los medidos en la zona de proyecto.

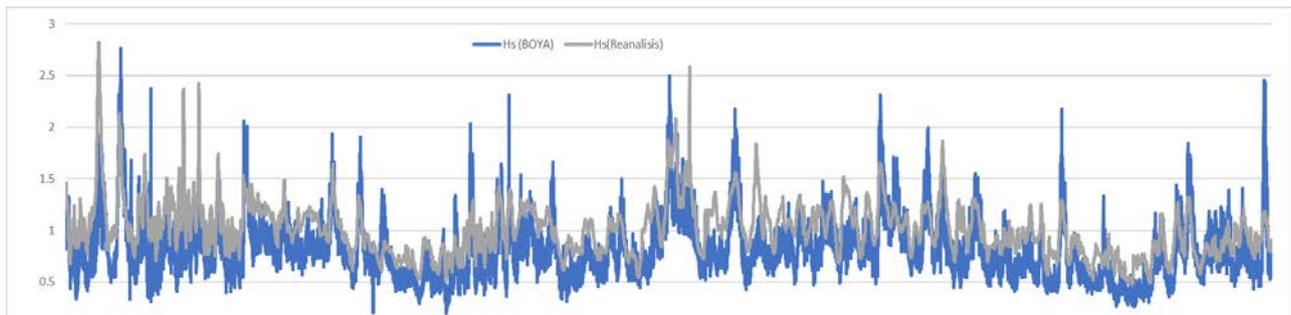


Figura 24. Comparación de las alturas de ola medidas in situ y las propagadas

Las correcciones se hacen en la información de cuantiles empírica en una escala de papel de probabilidad de Gumbel. La herramienta utilizada para la calibración ha sido AMEVA y se puede encontrar una descripción más detallada de la metodología en la publicación de Mínguez et al.,2011.

En la siguiente figura se muestran en rojo los datos calibrados después de la corrección, en verde los datos de re-análisis y en azul los datos instrumentales.

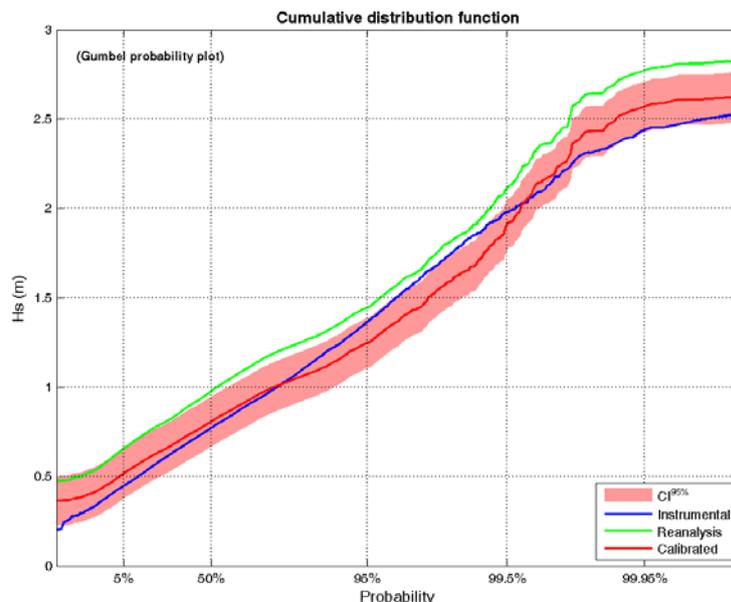


Figura 25. Funciones de densidad de las alturas de ola: medidas in situ, propagadas o de reanálisis y las calibradas. Fuente: AMEVA

En la siguiente figura se muestra la relación de altura de ola instrumental con la altura de ola de reanálisis ( $H_s^R$  y  $H_s^I$ ). En la que se aprecia como la mayor parte de los datos se encuentran entre 0.5 m y 1.5 m , para los que las alturas de ola propagada son superiores a los instrumentales. La línea marcada con puntos negros es la estimación central que marca la relación de los pares de puntos  $H_s^R / H_s^I$  .

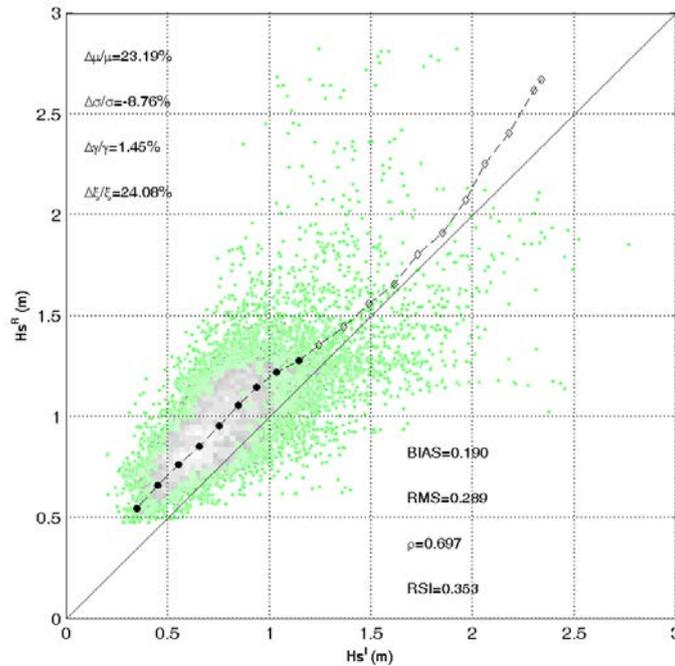


Figura 26. Relaciones de  $H_s^R / H_s^I$  .(alturas de ola de reanálisis/alturas de ola instrumentales)

Una vez realizada la calibración, se observa como la línea de estimación central se aproxima a la línea de los 45<sup>a</sup> que supondría una calibración perfecta en la que la altura de ola medida sería igual a la calibrada.

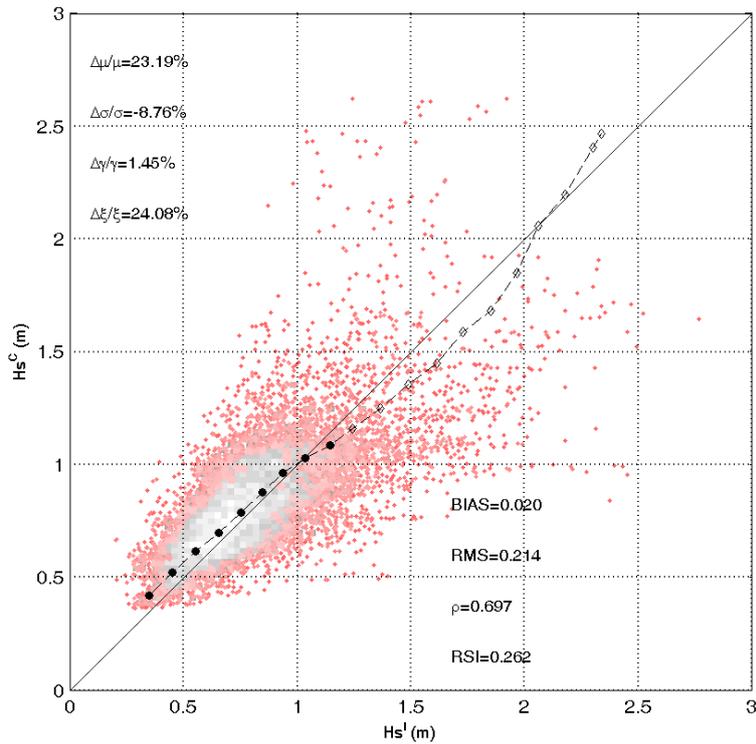


Figura 27. Relaciones de Hsc /HsI .(alturas de ola calibrada/alturas de ola instrumentales)

La técnica de calibración aplicada es un método paramétrico. Los parámetros de corrección varían suavemente a lo largo de las direcciones posibles lo que permite diferentes correcciones de en función de la dirección. En la siguiente figura se muestran dichos valores:

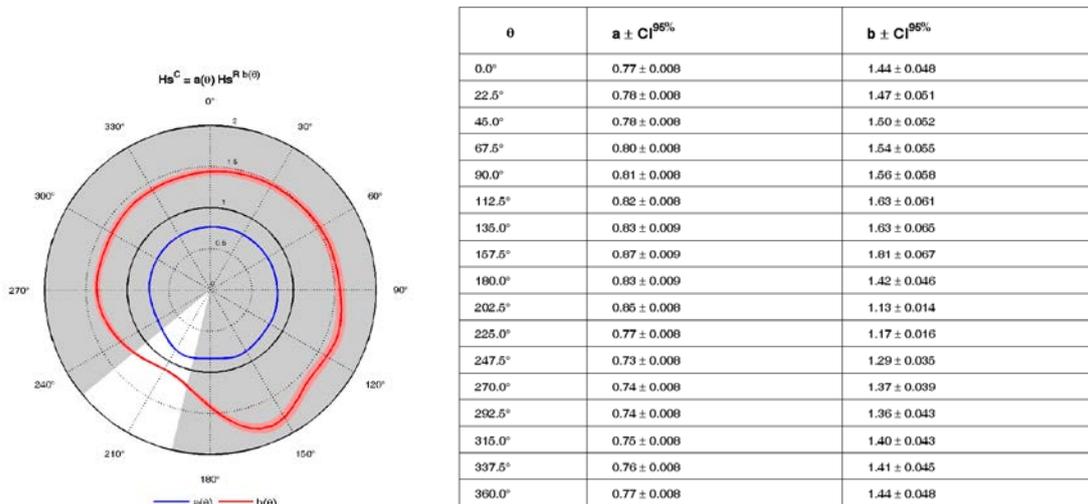


Figura 28. Correcciones en función de las direcciones

En el siguiente gráfico se observa como la distancia entre datos propagados y los datos de reanálisis se aproximan, quedando los datos calibrados entre 0.5 y 2 m ligeramente superiores a los medidos in situ.

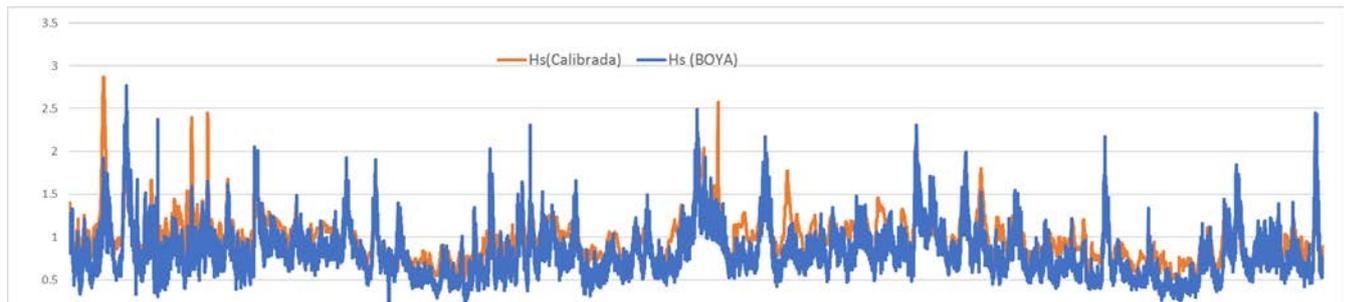


Figura 29. Comparación de las alturas de ola medidas in situ y las calibradas

Se ha considerado como medida conservadora tomar los datos de calibración de la banda superior de confianza (CI+95%) en vez de los datos de la estima central de calibración.

### 1.7. SEGUNDA PROPAGACIÓN

Una vez realizada la calibración, se vuelve a propagar el oleaje hasta distintos puntos localizados alrededor del dique. La propagación se ha realizado para dos niveles de marea: marea baja y marea alta. En el siguiente gráfico se muestra la ubicación de los 8 nodos a los que se ha realizado la propagación.

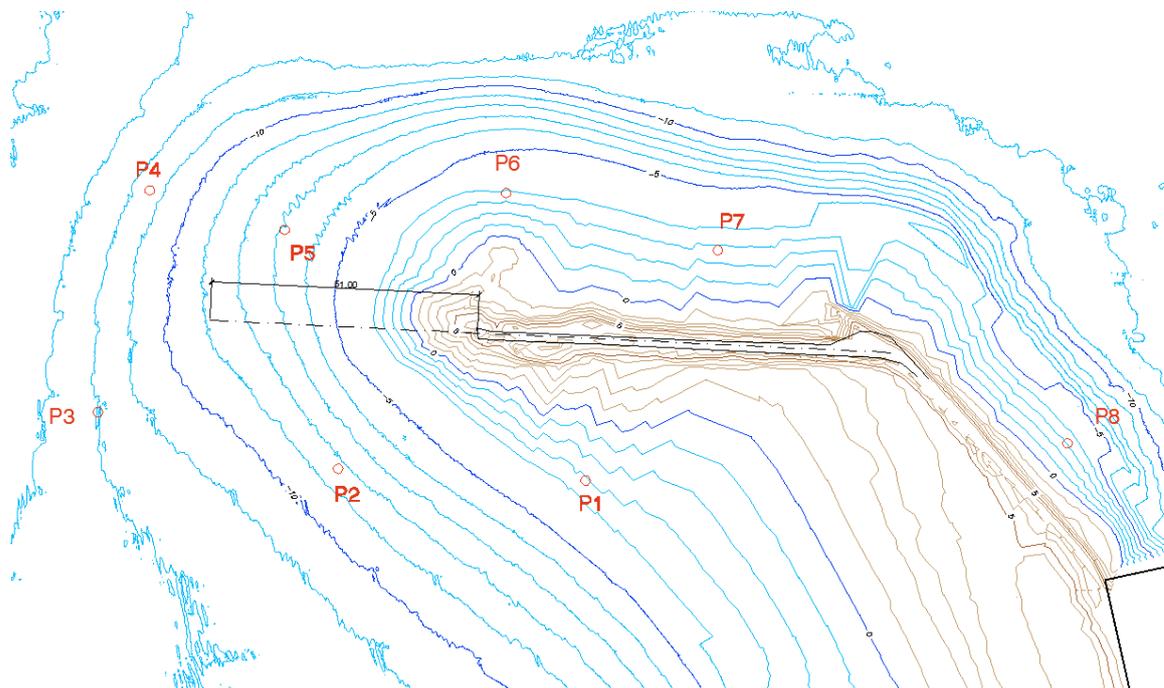


Figura 30. Localización de los puntos de control alrededor del dique.

El procedimiento a seguir es el mismo que el descrito para la primera propagación:

- Se han seleccionado 200 estados de mar representativos,
- Se han propagado hasta los 8 puntos de control o nodos

- Y se ha reconstruido toda la serie histórica en cada uno de ellos

Para la propagación se ha empleado el modelo IHSWAN, y para ello se han definido dos mallas: una malla general con un paso de malla  $dx=dy=50m$  (malla amarilla) y una malla de detalle con un paso de malla de  $dx=dy=10m$  (malla roja)

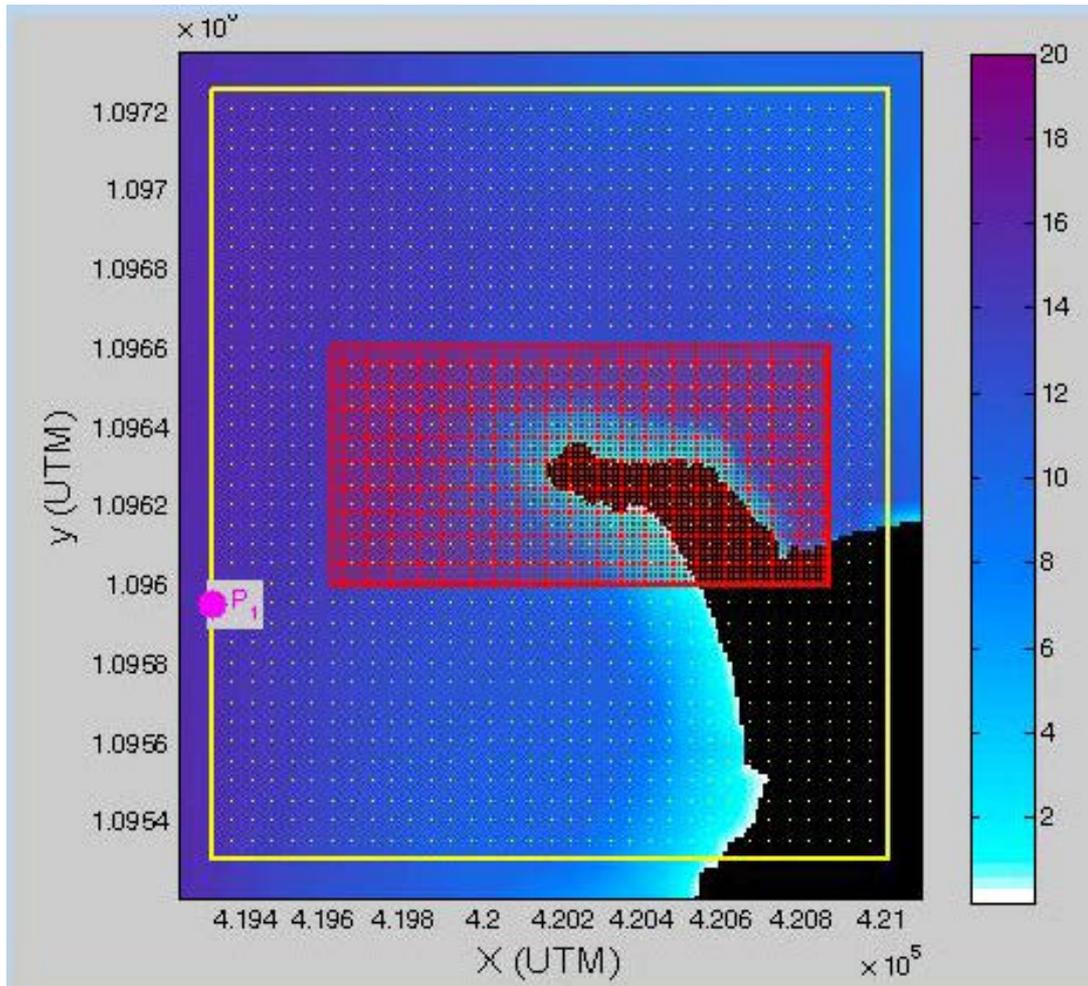


Figura 31. Mallas empleadas para la propagación a los puntos de control próximos al dique. Programa IHSWAN

- A continuación, se muestran algunas de las salidas gráficas de la propagación del oleaje: Altura de ola ( $H_s$ ) y direcciones. En las que se aprecia la difracción del oleaje al incidir contra el dique, reduciéndose la altura de ola en la zona abrigada.

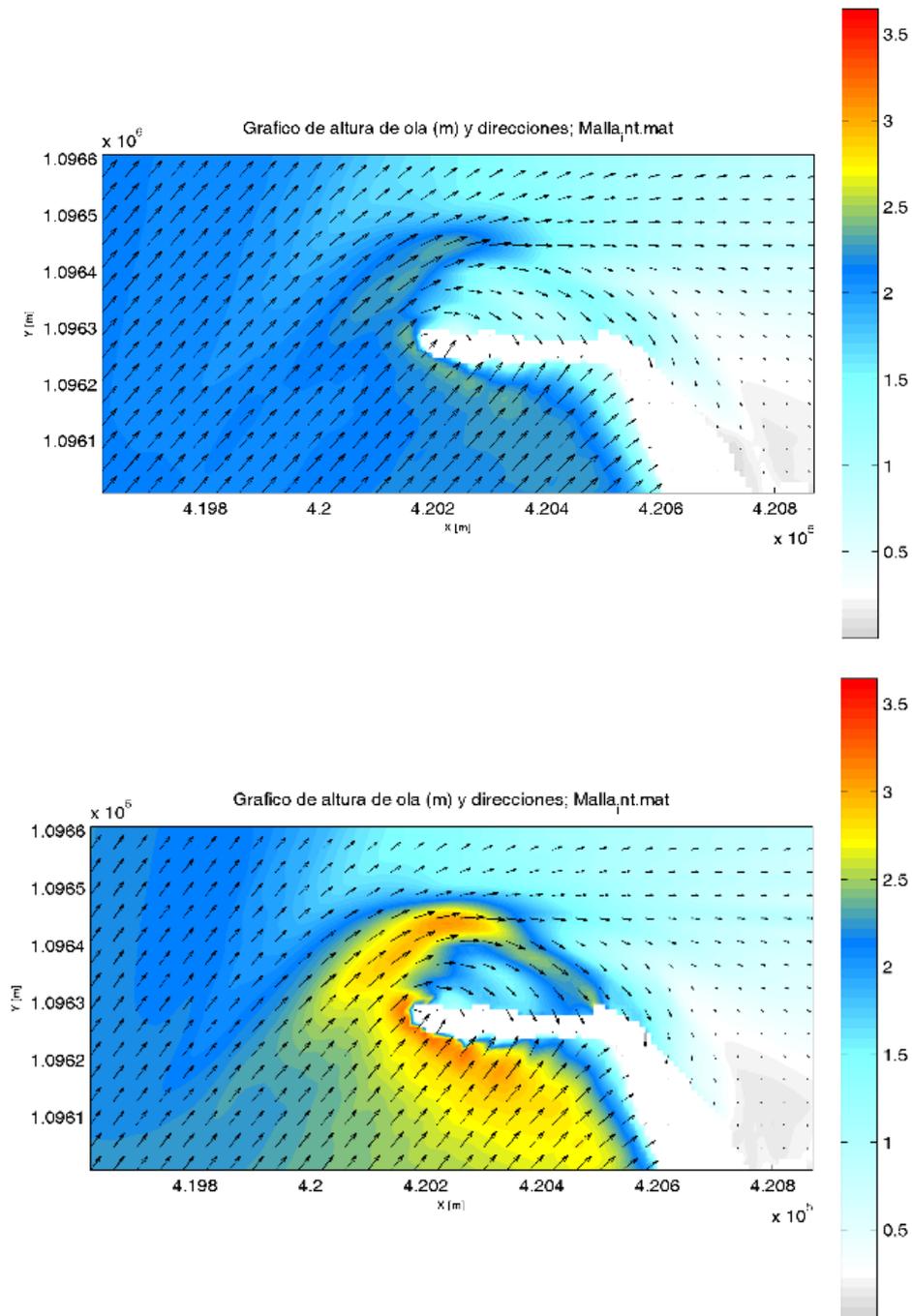


Figura 32. Gráficos de altura de ola y direcciones de la propagación (IH-SWAN).

Se ha realizado una segunda propagación de 6 estados de mar extremales desde la boya hasta el dique mediante el uso de otro modelo numérico, SMC, que considera mejor la difracción que sufren los frentes de onda al incidir sobre el dique.

Los estados de mar propagados son:

Hs (m)	Tp1 (s)	Tp2 (s)	Tp3 (s)
4.5	8	9	10
4.1	17	18	19

Tabla 2: Estados de mar propagados en el modelo SMC

En la figura siguiente se muestra la ubicación de los puntos de control que se verían afectados por la difracción del oleaje, que son P5, P6, P7 y P8



Figura 33. Localización de los nodos afectados por la difracción del oleaje

Las alturas de ola de diseño obtenidas en los distintos puntos de control son:

P5	P6	P7	P8
Hdifractada=3 m	Hdifractada=2 m	Hdifractada=1.5 m	Hdifractada<0.5 m

Tabla 3: Valores de las alturas de ola de diseño del manto principal interior

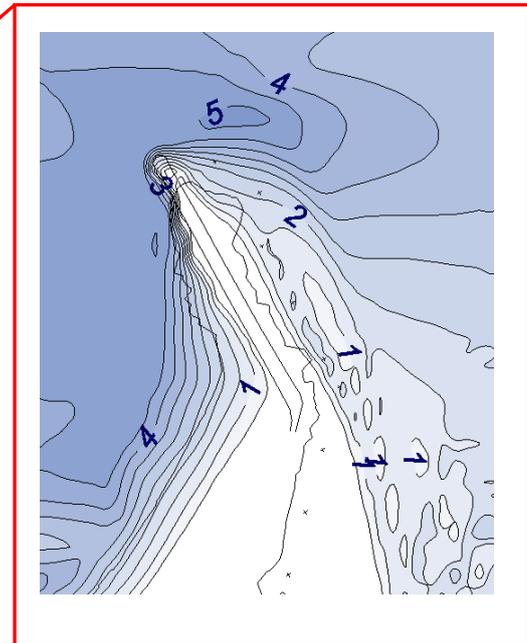
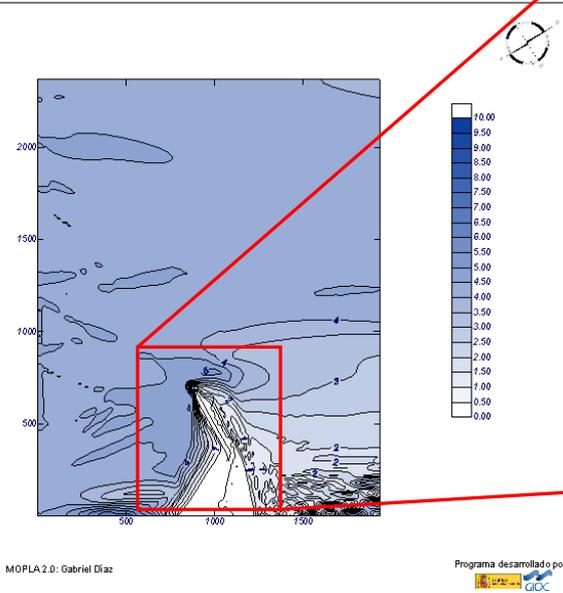
A continuación, se muestra la salida gráfica que da mayor altura de ola difractada en los puntos a lo largo de la traza del dique

**Proyecto:**

Gráfico: Altura de ola

<b>Caso monocromático:</b> B103  <b>B1:</b> <b>O3:</b>	Características de la simulación		
	OLUCA-MC	COPLA-MC	MOPLA-MC

Período T: 9 s  
 Altura H: 4.5 m  
 Dirección: 202° + (332-10°)  
 Marea NB: 3.00 m

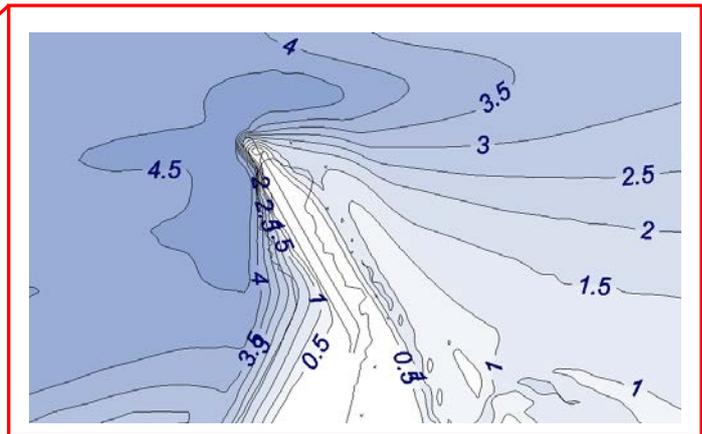
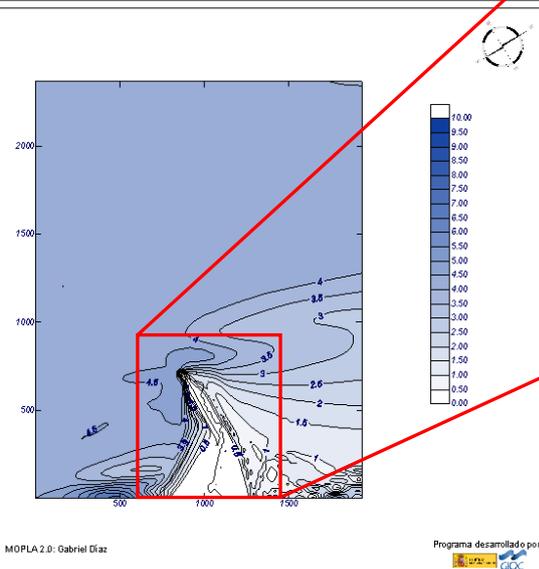


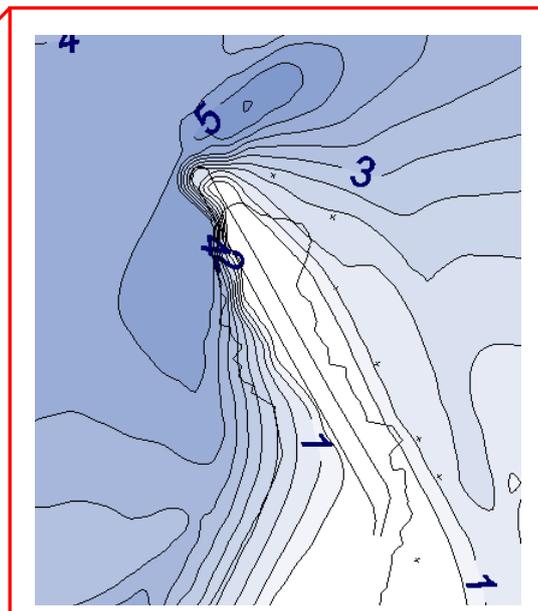
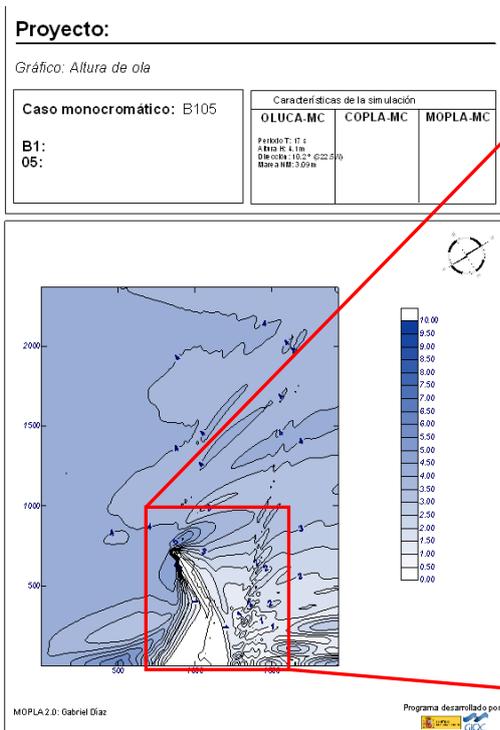
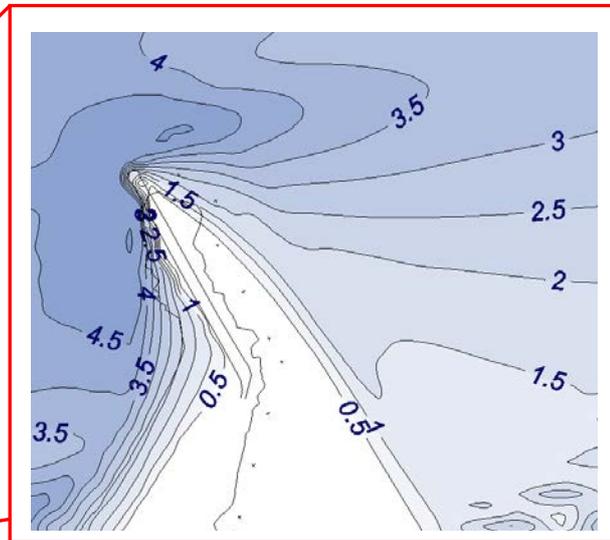
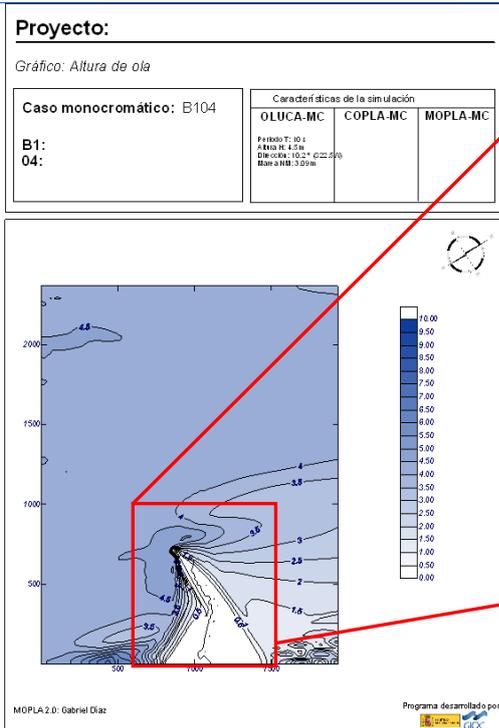
**Proyecto:**

Gráfico: Altura de ola

<b>Caso monocromático:</b> B101  <b>B1:</b> <b>O1:</b>	Características de la simulación		
	OLUCA-MC	COPLA-MC	MOPLA-MC

Período T: 8 s  
 Altura H: 4.5 m  
 Dirección: 102° + (22-5°)  
 Marea NB: 3.00 m





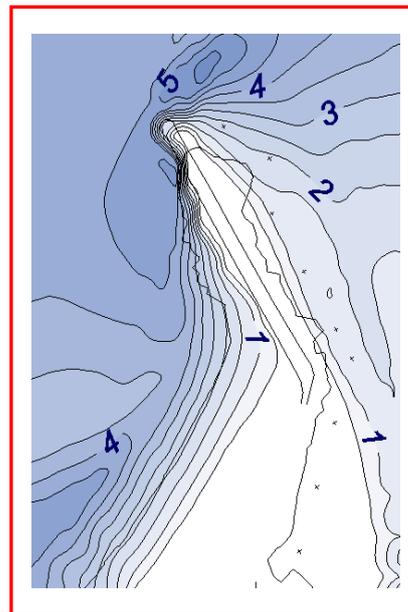
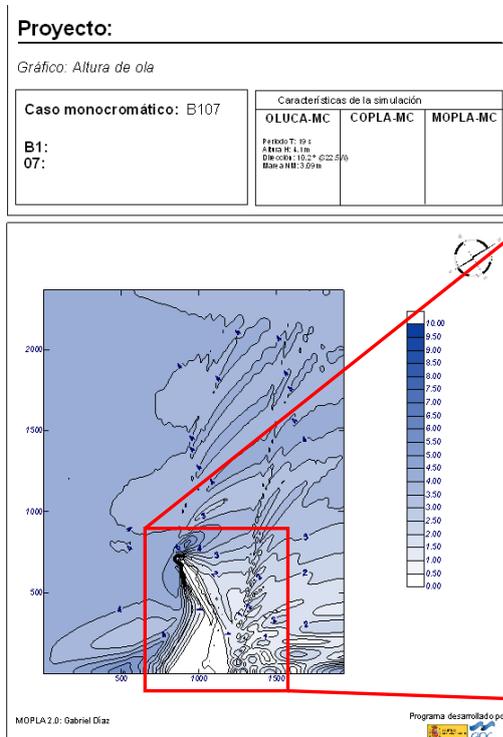
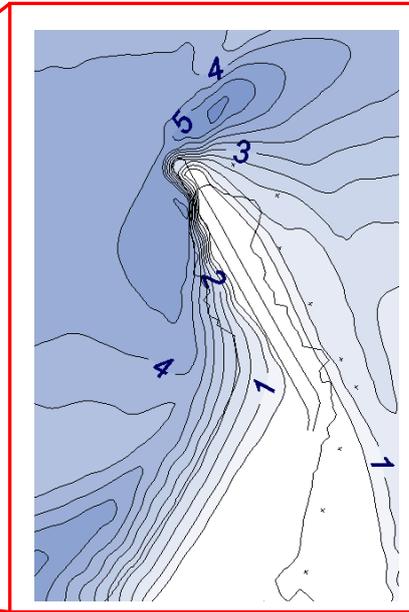
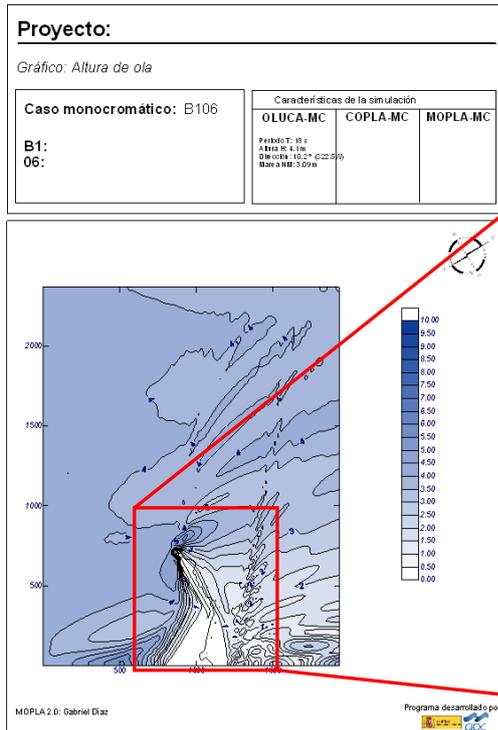


Figura 34. Salidas gráficas del modelo numérico SMC para el estado de mar pésimo de los propagados

## 1.8. CARACTERIZACIÓN DEL CLIMA MARÍTIMO EN AGUAS SOMERAS

Son varios los procesos de transformación que se producen sobre el oleaje en su desplazamiento hasta aguas más reducidas, siendo fácilmente visibles para cualquier observador en la costa. Estos procesos de transformación se traducen fundamentalmente en variaciones en la altura de ola y en su dirección de propagación. Su conocimiento y entendimiento permite determinar cuáles son estas variaciones inducidas, y conseguir representar las características del oleaje en las proximidades de la costa.

A continuación, se definen las características más importantes asociadas a la serie de oleaje en aguas someras. Para la caracterización del clima se ha considerado el Punto de control 3.

### 1.8.1. Serie de oleaje

En la figura siguiente se muestran las series temporales de los parámetros de altura de ola significativa y período pico, observando cómo las alturas de ola en este punto de aguas someras varían entre 0.12 y 3.57 metros con períodos picos asociados a estos oleajes entre 4.17 y 24.39 segundos.

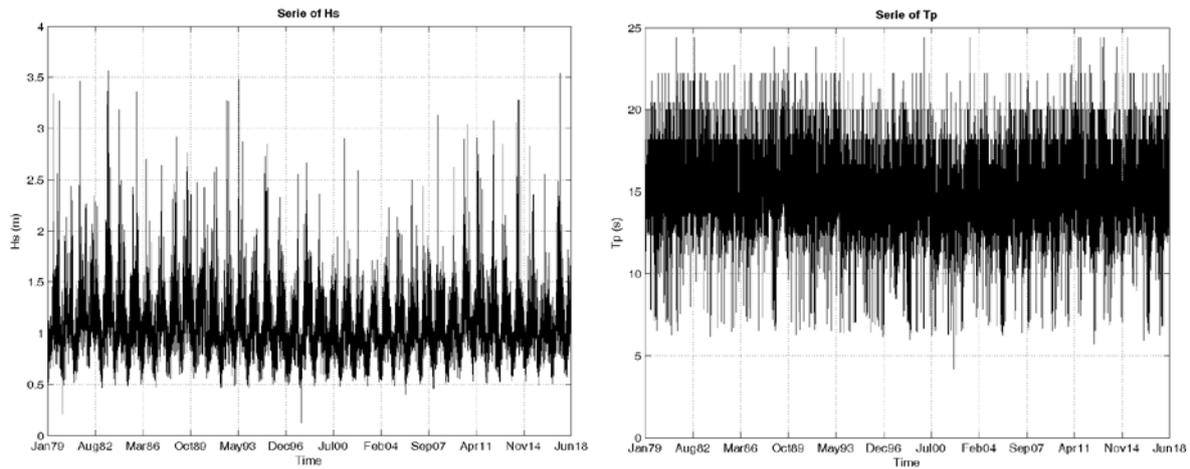


Figura 35. Series temporales del nodo de reanálisis en aguas someras

### 1.8.2. Rosa de oleaje

Se observa que prácticamente el total de datos proceden del tercer cuadrante (entre 180 y 270 grados).

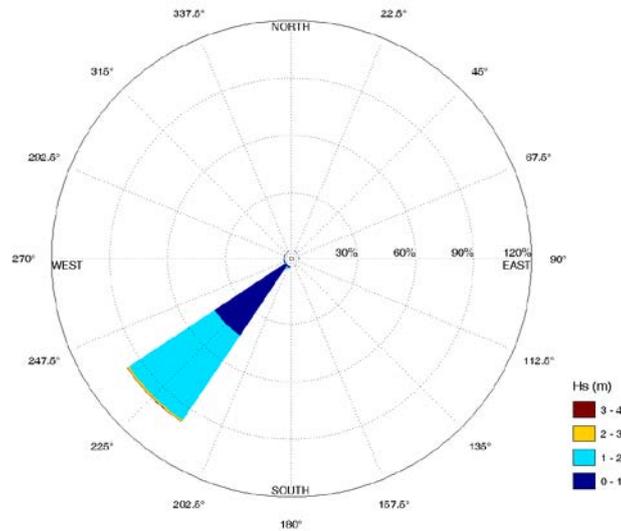


Figura 36. Rosa de oleaje asociada a la altura de ola significativa de la serie de reanálisis

Las olas que predominan durante la mayor parte del año en aguas profundas tienen una dirección sur-oeste [SW] alcanzando una altura principal entre 1 y 2 metros.

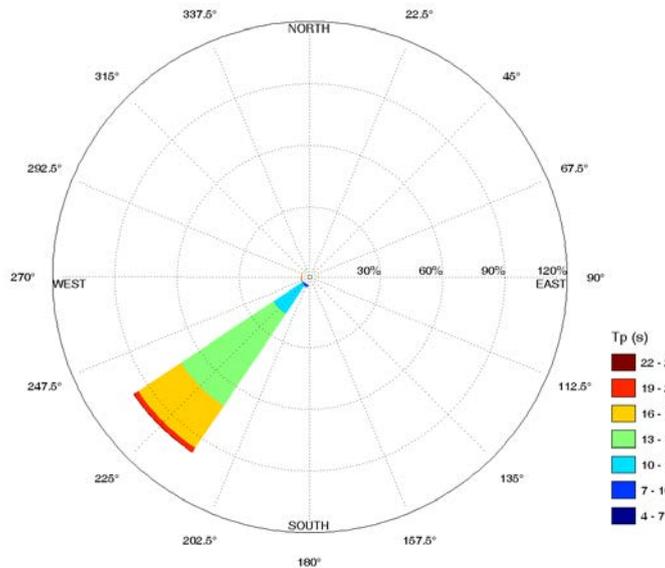


Figura 37. Rosa de oleaje asociada al período pico de la serie de reanálisis

Igualmente, el período pico prevalece durante la mayor parte del tiempo con una dirección sur-oeste [SW] alcanzando unos valores entre 13 y 16 segundos principalmente.

### 1.8.3. Régimen medio

El objetivo principal de este análisis es reproducir el oleaje en las condiciones más frecuentes.

#### 1.8.3.1. Función de distribución y régimen medio

La función de distribución de la altura de ola significativa se representa en la figura 28 arriba, pudiendo apreciar los valores de altura de ola para los cuantiles 25, 50 y 75, comprobando

como la mitad de las alturas de ola del registro de reanálisis que se suceden durante un año se encuentran por debajo de 1.02 metros.

En la figura 28abajo se muestra la tendencia de la altura de ola de reanálisis ajustada a una distribución Log-Normal. A través del régimen medio se comprueba que sólo un 2% de las olas que se suceden sobrepasan los 1.85 metros de altura.

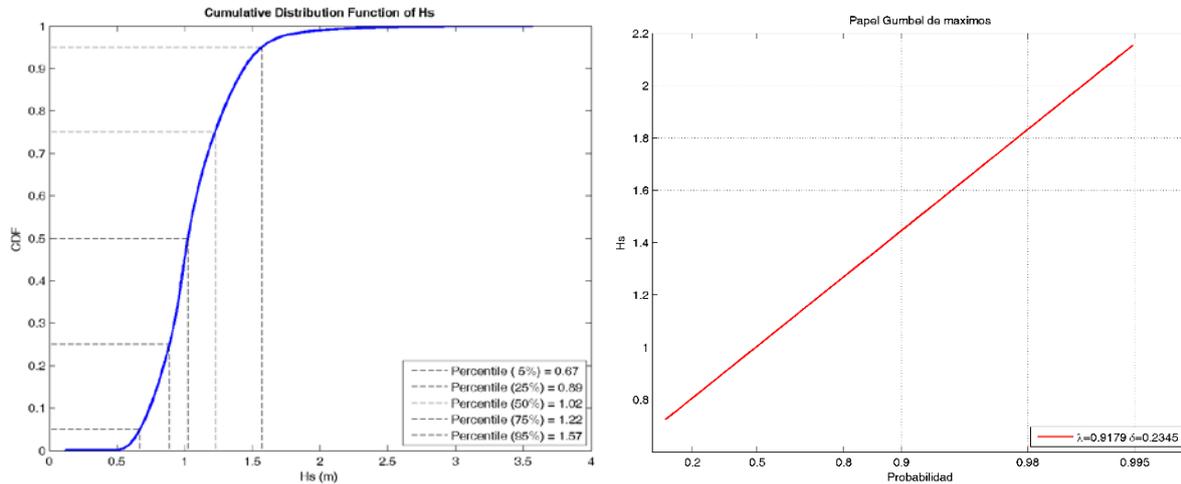


Figura 38. Caracterización de la altura de ola en el punto de reanálisis en aguas profundas. Arriba: Función de distribución Hs [m]. Abajo: Ajuste del régimen medio a una función Log-Normal

En la figura 29 se repite el análisis de régimen medio esta vez para el período pico del oleaje de reanálisis numérico, analizando la función de distribución y su mejor ajuste. El 50% de los períodos pico de los datos se encuentran por debajo de los 14.71 segundos, ajustándose a una distribución Normal con sólo un 5% de los períodos pico de oleaje por encima de los 18 segundos.

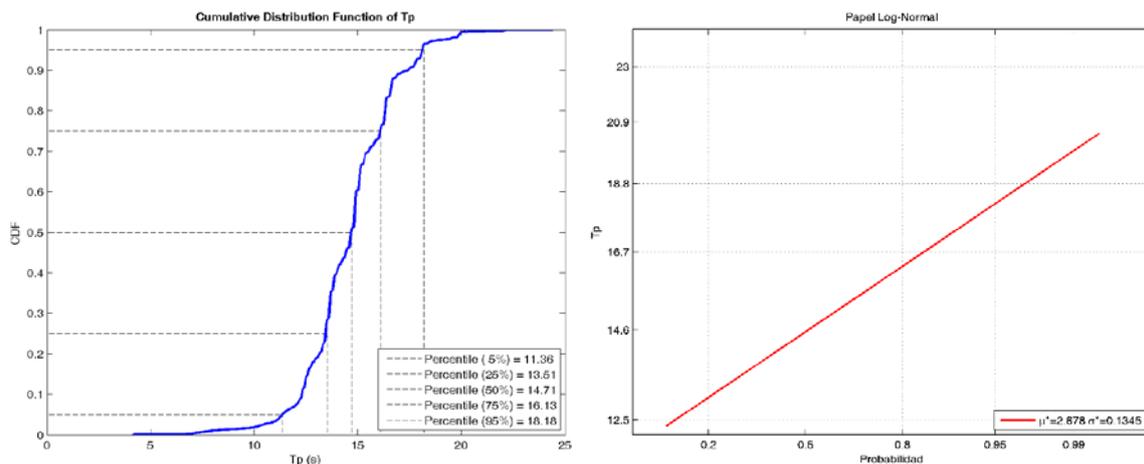


Figura 39. Caracterización del período pico de oleaje en el punto propagado. Arriba: Función de distribución Tp [s]. Abajo: Ajuste del régimen medio a una función Log-Normal

### 1.8.3.2. Distribución conjunta Hs – Tp

La relación entre la altura de ola significativa y sus períodos asociados se recogen en la siguiente figura. En ella se observa que los oleajes más comunes en aguas profundas presentan una altura de ola entre 0.5 y 1.5 metros, con períodos pico asociados entre 13 y 16

segundos. Además, se muestra como para cada altura de ola existen periodos pico que se dan con mayor probabilidad que otros.

		Hs (m)									total
		0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5		
		0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4		
Tp(s)	4	7	0	0.130	0.134	0.004	0	0	0	0	0.269
	7	10	0	0.497	0.745	0.168	0.046	0.017	0.002	0	1.475
	10	13	0.047	13.249	3.672	0.101	0.002	0.002	0	0	17.073
	13	16	0.012	26.088	25.381	2.257	0.199	0.036	0.002	0	53.976
	16	19	0.005	4.705	16.083	3.219	0.463	0.103	0.038	0.008	24.625
	19	22	0.000	0.356	1.444	0.443	0.090	0.033	0.010	0	2.376
	22	25	0	0.047	0.128	0.027	0.002	0.002	0	0	0.207
total	346221	0.064	45.072	47.588	6.220	0.802	0.193	0.052	0.008	100	

Figura 40. Tabla de ocurrencia de altura de ola y periodo pico de la serie de reanálisis

Lo más destacable es que prácticamente la mayoría de las observaciones (un 92.66%) se agrupan en el rango de altura de ola comprendido entre 0.5-1.5 metros, mientras que el 95.68% de los datos se encuentran con periodos pico entre 10 y 19 segundos. Los periodos pico sólo superan el umbral de los 19 segundos un 2.58% del tiempo a lo largo del año.

Al igual que en profundidades indefinidas, se diferencian dos rangos de periodos Tp:8-9s y Tp:17-19s.

A continuación, se muestran las tablas de ocurrencia de los oleajes tipo sea y oleajes tipo swell en profundidades reducidas:

REDUCIDAS (Oleaje tipo Sea)			Hs (m)								total
			0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	
			0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	
Tp(s)	4	5	0	0.048	0	0	0	0	0	0	0.048
	5	6	0	0.032	0.095	0	0	0	0	0	0.127
	6	7	0	7.048	7.270	0.238	0	0	0	0	14.555
	7	8	0	7.396	26.829	4.355	1.061	0.127	0	0	39.769
	8	9	0	4.957	6.684	4.102	1.425	0.538	0.016	0	17.723
	9	10	0	18.229	8.410	0.729	0.032	0.285	0.095	0	27.780
total	6314	0	37.710	49.287	9.424	2.518	0.950	0.111	0	100	

Figura 41. Tabla de ocurrencia de altura de ola y periodo para los oleajes tipo sea en profundidades reducidas

REDUCIDAS (Oleaje tipo Swell)			Hs (m)								Total
			0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	
			0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	65536
Tp(s)	10	11	0	0.621	0.276	0.008	0	0	0	0	0.905
	11	12	0.014	1.776	0.557	0.008	0	0	0	0	2.354
	12	13	0.052	7.251	2.155	0.095	0	0	0	0	9.552
	13	14	0	12.680	6.526	0.557	0.012	0	0	0	19.775
	14	15	0	8.766	10.776	1.231	0.029	0	0	0	20.802
	15	16	0	3.319	9.488	1.433	0.064	0	0	0	14.304
	16	17	0	3.647	12.173	2.574	0.323	0.079	0.014	0	18.811
	17	18	0.012	0.623	2.817	0.928	0.160	0.040	0.034	0.017	4.630
	18	19	0	1.085	3.406	0.902	0.194	0.040	0.050	0.006	5.682
	19	20	0	0.121	0.476	0.204	0.069	0.012	0.015	0	0.897
	20	21	0	0.224	1.158	0.343	0.052	0.020	0.024	0	1.822
	21	22	0	0.041	0.127	0.044	0.020	0.003	0.003	0	0.238
22	23	0	0.049	0.117	0.023	0.003	0.008	0	0	0.200	
23	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
24	25	0	0.002	0.026	0	0	0	0	0	0.027	
Total		65536	0.078	40.204	50.078	8.350	0.926	0.201	0.140	0.023	100

Figura 42. Tabla de ocurrencia de altura de ola y periodo para los oleajes tipo swell en profundidades reducidas

#### 1.8.4. Régimen extremal

El régimen extremal obtenido para el punto de control 2, que es el nodo más próximo a la prolongación del dique, se muestra en las figuras siguientes. Los valores de Hs en el punto de aguas someras para los diferentes periodos se muestran en la tabla 7.

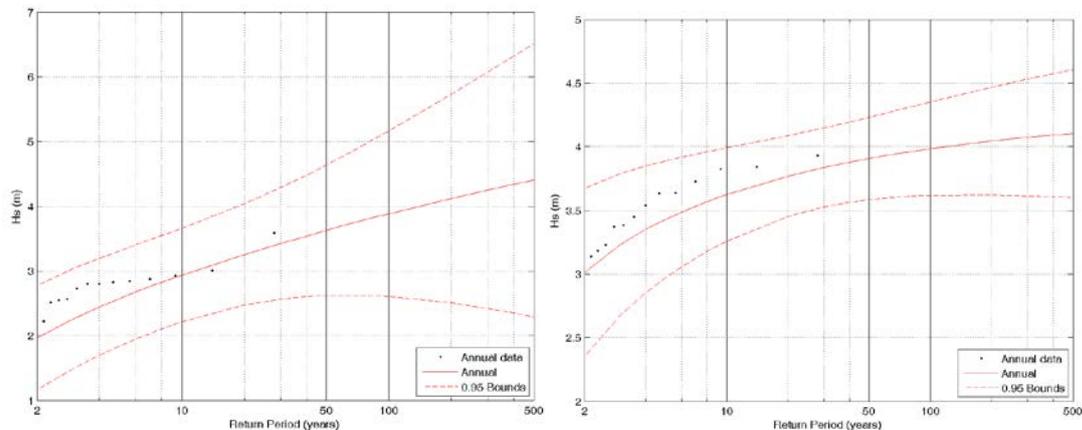


Figura 43. Régimen extremal de la altura de las alturas de ola en reducidas. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell

Período de retorno (años)	Hs (m) Tipo Sea	Hs (m) Tipo Swell
2	2.00	3.00
10	2.90	3.60
50	3.60	3.90
100	3.90	4.00
500	4.40	4.10

Tabla 4. Valores de Hs extremal en el punto de control propagado para los periodos de retorno de 2, 10, 50, 100 y 500 años.

### 1.8.5. Régimen extremal de todos los nodos ubicados en la traza del rompeolas

A continuación se incluye el régimen extremal de los nodos considerados a pie de rompeolas.

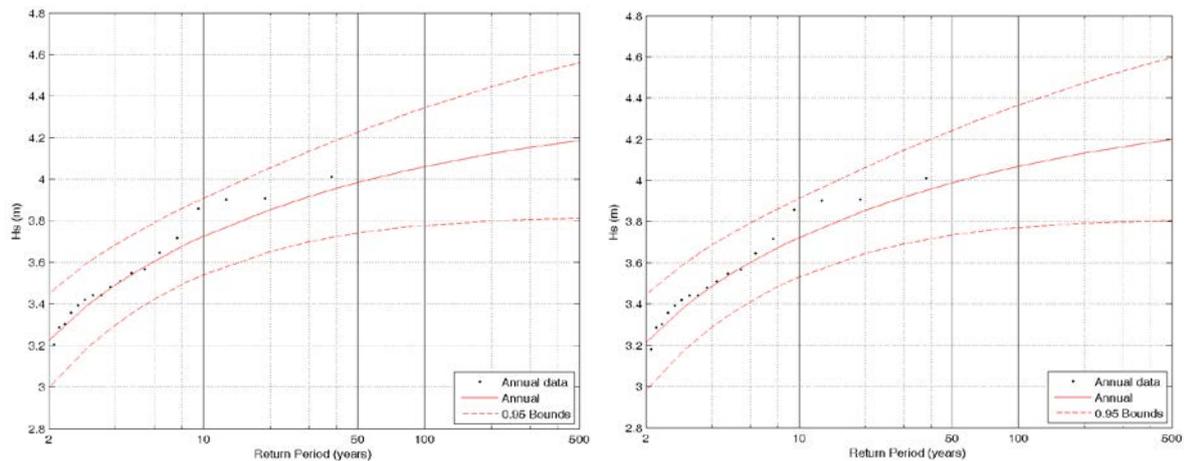


Figura 44. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 1. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

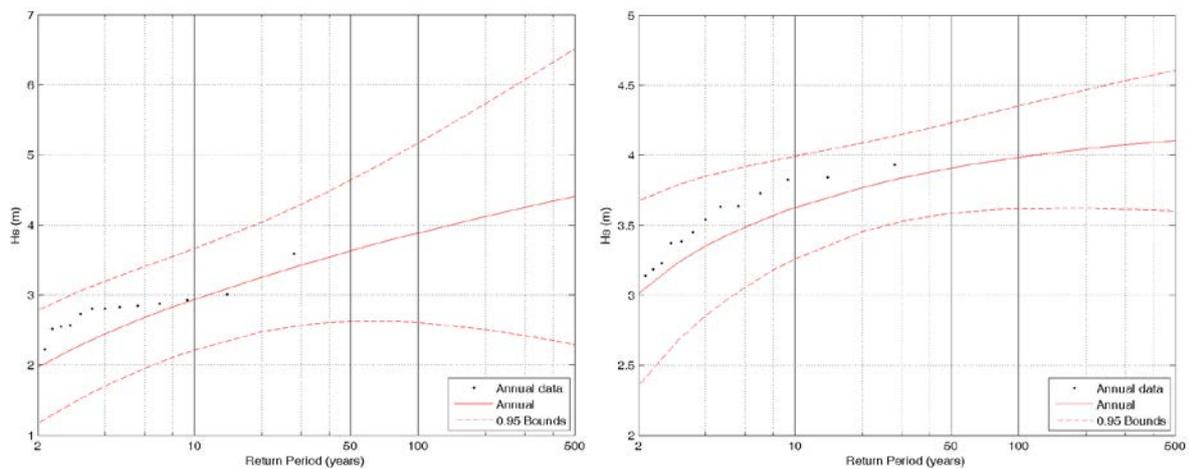


Figura 45. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 2. Fuente: elaboración propia

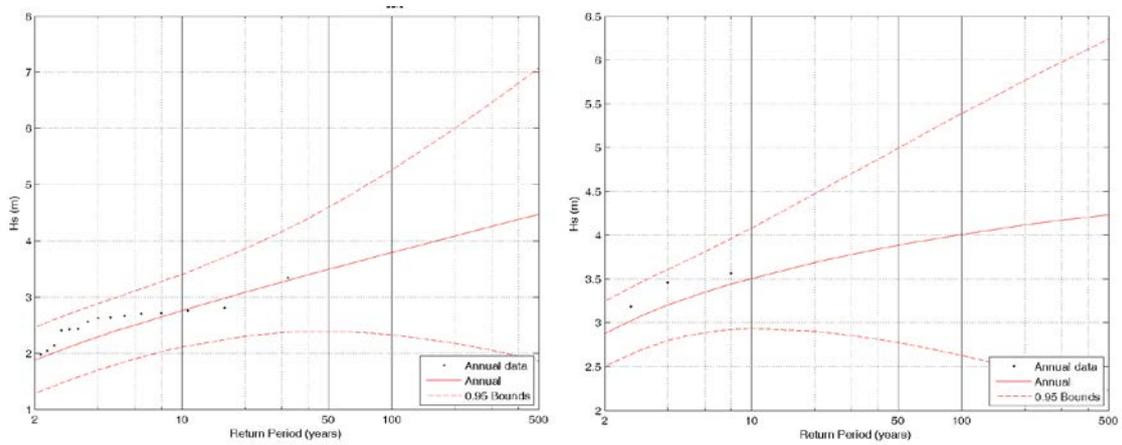


Figura 46. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 3. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

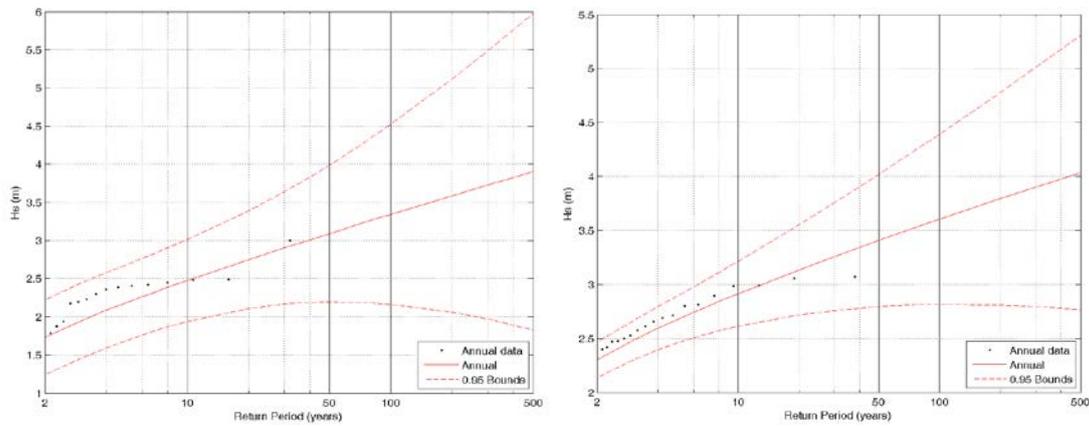


Figura 47. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 4. Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

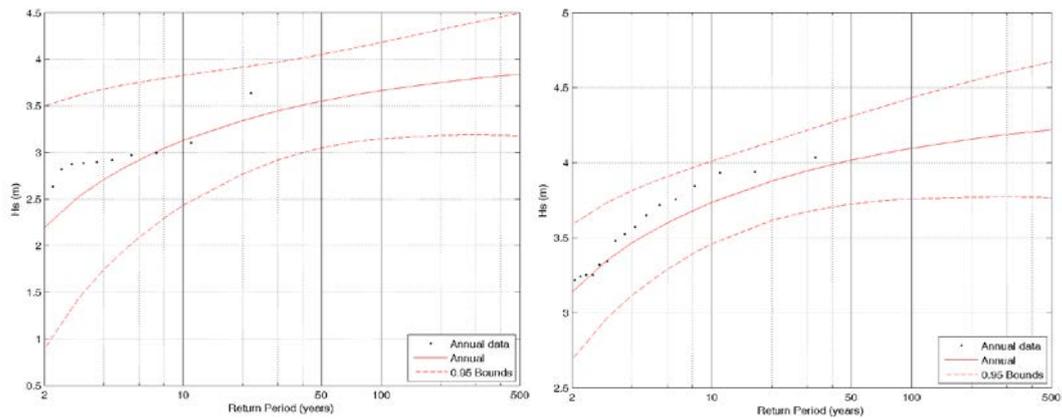


Figura 48. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 5. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

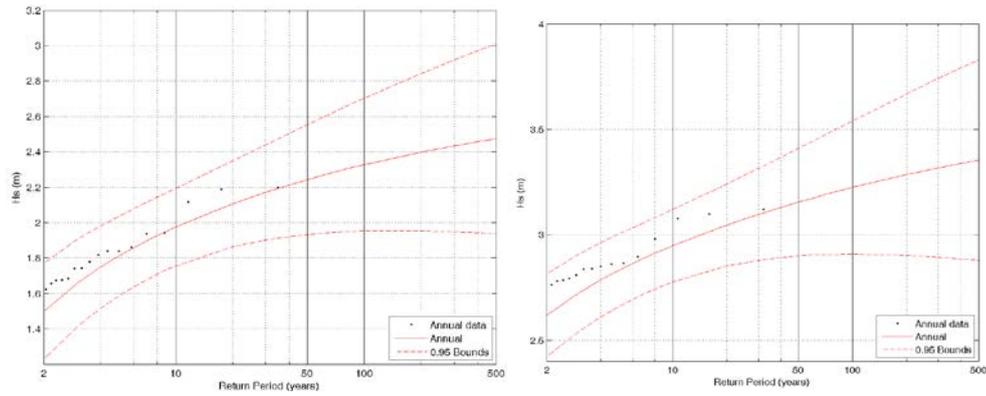


Figura 49. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 6. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

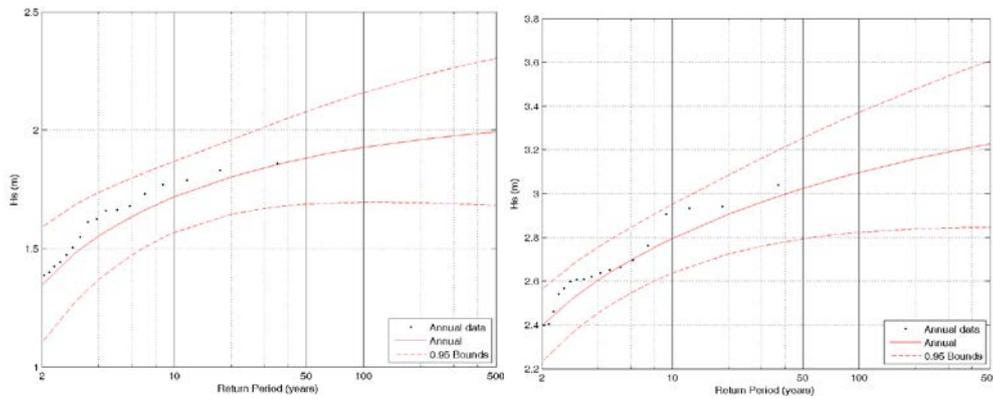


Figura 50. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 7. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

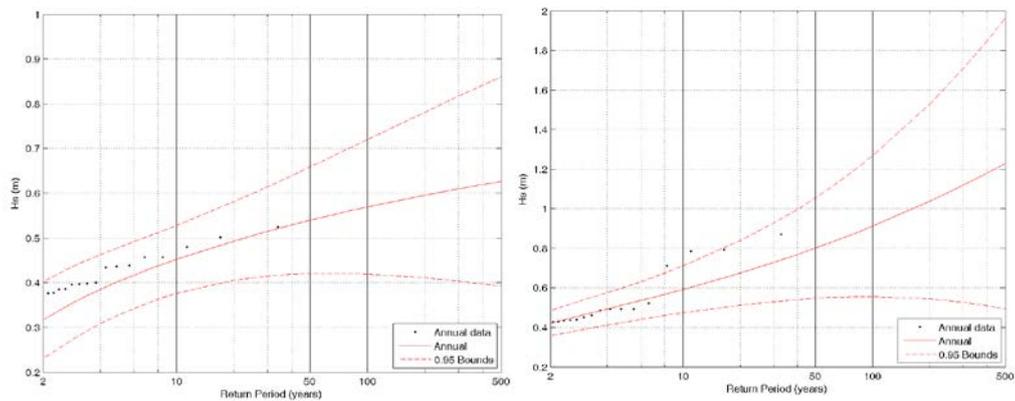


Figura 51. Régimen extremal de la altura de ola del Nodo 8. . Izquierda: oleaje tipo sea, Derecha: oleaje tipo swell Fuente: elaboración propia

## ANEXO 2-CAMPAÑA BATIMÉTRICA

419500

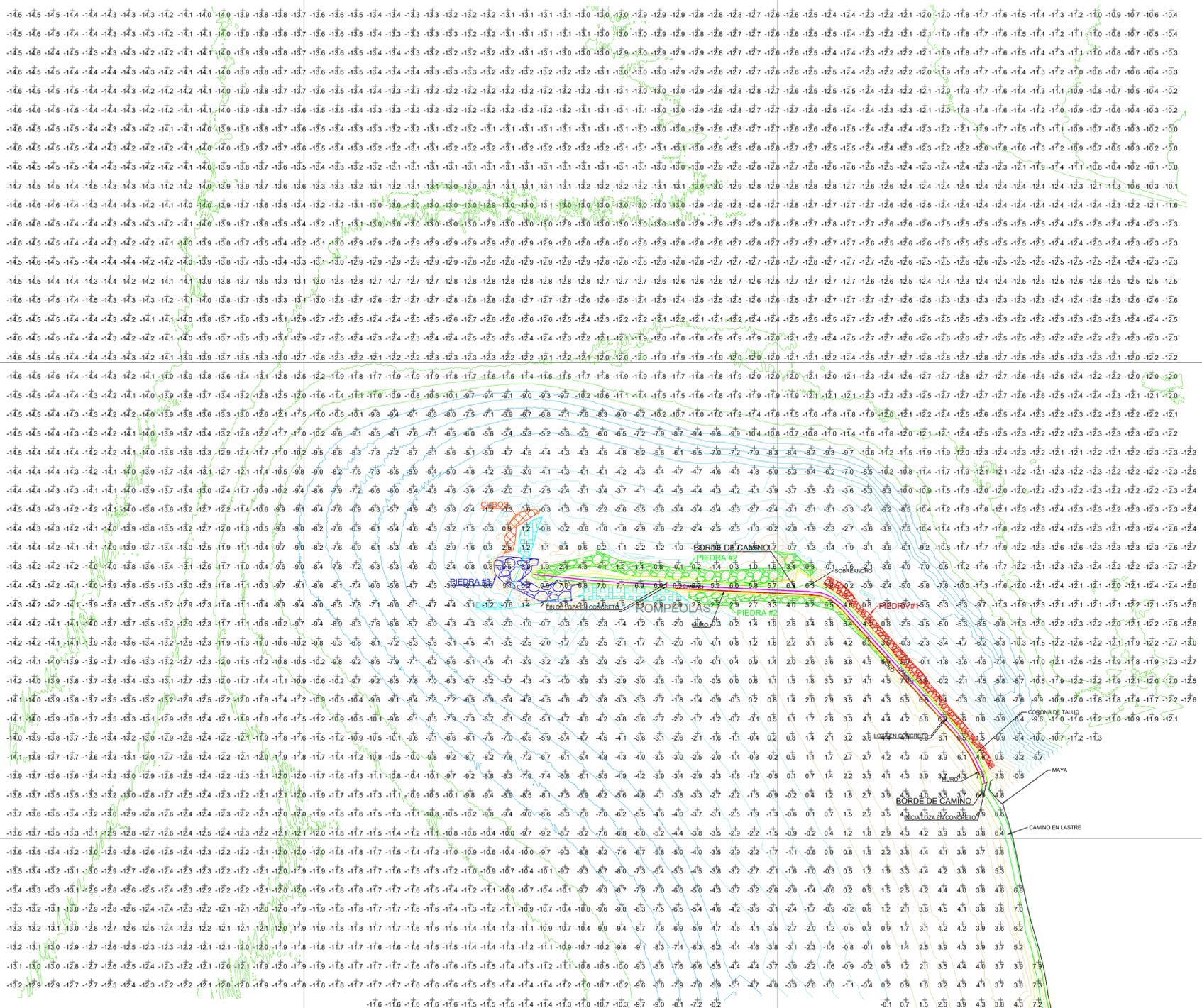
420000

420500

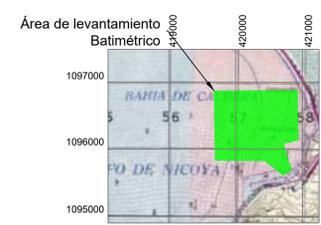
421000

1096500

1096000



**LEVANTAMIENTO BATIMÉTRICO  
 ESCALA 1:2500**



**UBICACIÓN GEOGRÁFICA  
 HOJA BARRANCA  
 ESCALA 1:50000**

**NOTAS**

- Batimetría realizada del 24 al 28 de diciembre del 2018.
- Las profundidades indicadas están dadas en metros y referidas respecto al nivel de mareas bajas sicligias (NMBS). Levantamiento batimétrico efectuado respecto a puntos establecidos por el Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT).
- Las coordenadas horizontales del levantamiento en CRTM05.
- Ubicación Tomada de las hojas cartográficas Barranca, con coordenadas Lambert Sur

SIMBOLOGÍA	
SÍMBOLO	TIPO DE MATERIAL
	DOLOS
	CUBOS
	PIEDRA #1
	PIEDRA #2
	PIEDRA #3
	LC

LEYENDA	
COLOR DE LINEA	RANGO ELEVACIÓN
	-15.0 - -10.0
	-10.0 - -5.0
	-5.0 - 0.0
	0.0 - 5.0
	5.0 - 10.0

PROFESIONAL RESPONSABLE:  
 Ing. Javier Oviedo Alfaro IT-23307

PROYECTO  
 LEVANTAMIENTO BATIMÉTRICO  
 PUERTO DE CALDERA, PUNTA ARENAS

CONTENIDO  
 -Planta de batimetría con curvas de nivel y cuadrículas de puntos

ESCALA 1:2500	FECHA DIC. 2018
------------------	--------------------

## ANEXO 3-CAMPAÑA DE SONDEOS

San José, 12 de abril de 2019.-

Señores  
**CONSTRUCTORA PIRENAICA  
COSTA RICA, SRL (COPISA)**

Atn.: **Ing. Antonio Carmona Herrero  
Luis Millan Solorzano**



**PROYECTO: "ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA", UBICADO EN CALDERA,  
ESPARZA, PUNTARENAS.**

Estimados Señores:

Se presenta el informe del estudio geotécnico, realizado en el Rompeolas de Puerto Caldera ubicado en el distrito San Juan Grande, del cantón Esparza, en la provincia de Puntarenas, donde se proyecta la reestructuración de dicho rompeolas.

Se nos solicitó determinar la estratigrafía del terreno en los puntos solicitados, y efectuar diferentes ensayos de laboratorio.

Quedamos a su disposición para cualquier ampliación, aclaración, o reunión, que estimen conveniente.

Atentamente,

**ING. C. EUGENIO ARAYA M.  
GERENTE TECNICO DE LABORATORIO**

**MARIO DE LA TORRE A.  
GERENTE GENERAL**

## TABLA DE CONTENIDO

CARTA DE PRESENTACIÓN.....	1
TABLA DE CONTENIDO .....	2
1.- INTRODUCCIÓN:.....	3
1.1.- Objetivos del estudio: .....	3
1.2.- Metodología aplicada: .....	3
1.3.- Coordinación profesional:.....	4
2.- TRABAJO REALIZADO: .....	5
2.1.- Ubicación del Proyecto:.....	5
2.2.- Trabajo de campo:.....	6
2.2.1.- Tabla de sondeos exploratorios realizados y su profundidad respectiva: .....	6
2.2.2.- Coordenadas y elevaciones de las perforaciones realizadas:.....	7
3.- RESULTADOS GEOTECNICOS:.....	7
3.1.- Perfil estratigráfico del terreno:.....	7
3.2.- Clasificación unificada de suelos (ASTM D-2487**):.....	9
3.3.- Solicitud de ensayos especiales de laboratorio .....	13
3.4.- Resultados de ensayos de laboratorio a muestras solicitadas:.....	13
3.5.- Resumen de resultados de ensayos de laboratorio a muestras solicitadas: .....	30
3.6.- Valores de N <sub>spt</sub> de las perforaciones realizadas: .....	30
ANEXOS.....	32
ANEXO A: Imagen de ubicación satelital de perforaciones.....	33
ANEXO B: Memoria de Cálculo de pruebas especiales de Laboratorio .....	35
ANEXO C: Hojas de perfiles de perforación .....	46
ANEXO D: Fotografías de las cajas de muestras de rotación.....	58
ANEXO E: Fotografías de los trabajos de perforación .....	63

## 1.- INTRODUCCIÓN:

### 1.1.- Objetivos del estudio:

- Determinar la estratigrafía de la zona del rompeolas actual para apoyar la toma de decisiones sobre el proyecto.
- Obtener parámetros de los estratos detectados en las perforaciones realizadas por medio de ensayos de laboratorio.

### 1.2.- Metodología aplicada:

Las perforaciones realizadas se llevaron a cabo por medio del sistema de rotación con broca de diamante de acuerdo a la norma internacional ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32\*), para de esa forma lograr extraer núcleos de los materiales a los cuales se les efectuó la respectiva descripción litológica y se llevó el registro del porcentaje de recuperación así como de RQD; adicionalmente, se tomaron de forma intercalada donde la matriz de los estratos lo permitían muestras alteradas por medio de tubos liners de bronce, los cuales se introducen en un muestreador de acero, extrayendo las muestras de suelo cada 0,45 m; en 3 tramos de 0,15 m cada uno, y contando el número de golpes de cada tramo, para luego obtener el valor de N<sub>spt</sub>, que es la suma del número de golpes de los dos últimos tramos y de esa forma relacionar este valor del N<sub>spt</sub> y las características de resistencia de los suelos y sus propiedades físicas.

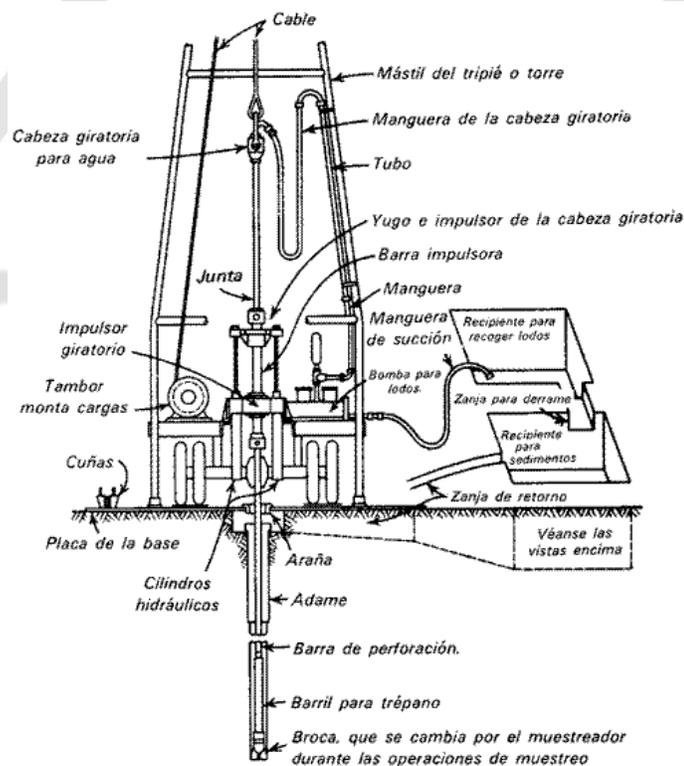


Figura #1.2.1.- Esquema del Sistema de Rotación con Diamante

El sistema de rotación con diamante consiste en máquinas (TMG STR-183 y Beretta T44 en este caso), que hacen rotar barriles de doble tubo de diámetro según sea requerido, a las cuales se les coloca en una de las puntas una broca de diamante, con variedad de brocas de diamante para estratos blandos, regulares o de alta dureza, para con ello lograr mejores recuperaciones. Las longitudes de los barriles pueden ser de 1,5 m y 3,0 m; pudiendo avanzar hasta lograr dichas longitudes de los barriles, o cuando el alma está llena, se introduce un pescador de alma y se extrae la misma con los testigos de núcleos recuperados en su interior, los cuales se sacan y acomodan en cajas de madera con sus respectivas divisiones de los intervalos perforados, para que luego un especialista en geotecnia o geología pueda efectuar la respectiva descripción litológica de la perforación.

Para que la perforación a rotación se pueda realizar de forma adecuada, se usan lodos (bentonita) o agua limpia, como agentes de enfriamiento de las brocas durante el proceso de rotación.

Los liners de bronce conservan la humedad natural de las muestras extraídas, hasta que son llevadas al laboratorio y se sacan de los mismos, para practicar ensayos tales, como:

- Compresión inconfiada (cohesión) (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33\*)
- Densidad seca (ASTM D-2937\*\*)
- Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06\*)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318, Instrucción de ensayo IE-15\*)
- Análisis granulométrico (ASTM D-1140\*\*)
- Contenido de orgánico (ASTM D-2974\*\*)

Adicionalmente, se extrajeron muestras inalteradas del suelo mediante tubos Shelby en una de las perforaciones, para la realización de pruebas especiales de laboratorio:

- Corte directo (ASTM D-3080\*\*)
- Consolidación (edómetro) (ASTM D-2435\*\*)
- Triaxial CU (ASTM D-4767\*\*)

Los resultados obtenidos de las muestras ensayadas fueron analizados en el departamento de ingeniería de acuerdo con técnicas adecuadas, y procediendo a la redacción del presente informe.

### 1.3.- Coordinación profesional:

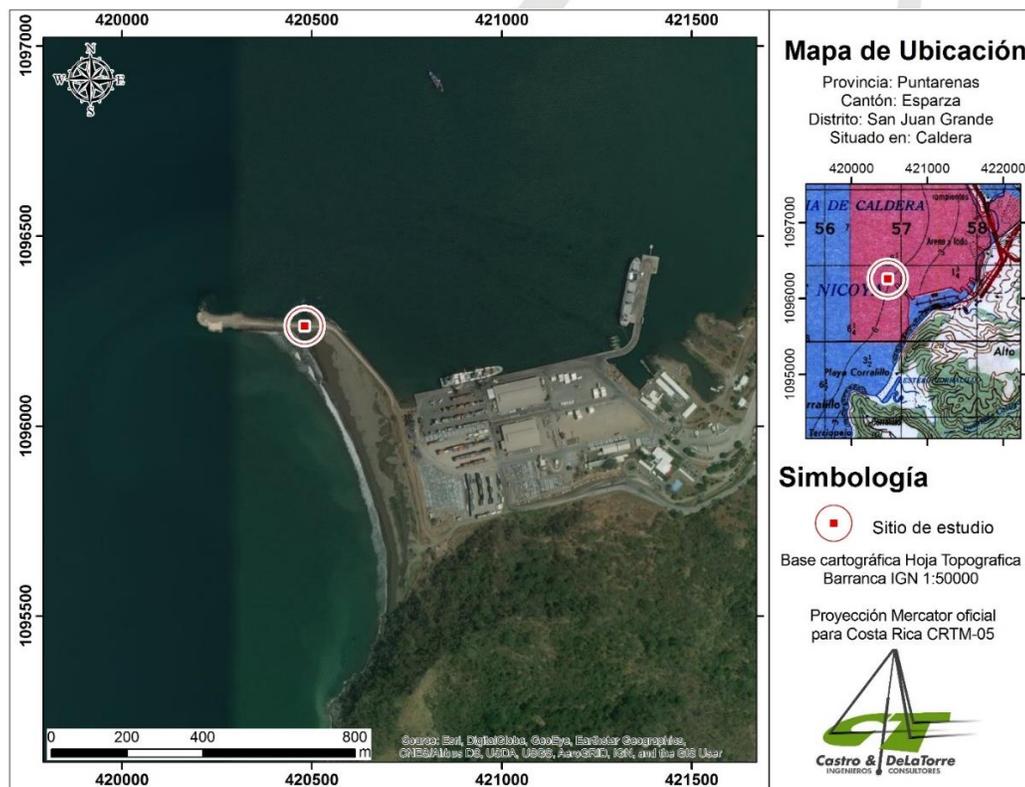
El trabajo de campo fue realizado del día 28 de enero al 13 de febrero del año en curso, por los Técnicos Luis Aguilar y Marco Alvarado, bajo la dirección del Supervisor Técnico de Perforación, Rafael Rojas. El programa de laboratorio fue ejecutado por los Técnicos Daniel Agüero y Bryan Salazar, bajo la dirección del Quim. Luis Diego Moreira, Supervisor Técnico de Laboratorio.

La preparación de este informe fue supervisada por el Ing. Eugenio Araya, Gerente Técnico de Laboratorio; y el Gerente General de la empresa.

## 2.- TRABAJO REALIZADO:

### 2.1.- Ubicación del Proyecto:

Nuestra empresa fue contratada para efectuar un estudio geotécnico según la cotización # 2018-11-197 (Orden de trabajo #204), la cual fue elaborada en su momento para Constructora Pirenaica SRL (COPISA). Dicha cotización fue aprobada o entregados todos los documentos necesarios el día 11 de enero del año en curso, y fue entonces cuando se procedió a programar los trabajos de campo y de oficina. Estos fueron efectuados en el Rompeolas de Puerto Caldera ubicado en el distrito San Juan Grande, del cantón Esparza, en la provincia de Puntarenas, donde se proyecta la reestructuración de dicho rompeolas.



**Figura #2.1.1: Ubicación del Proyecto**

La topografía en la zona del rompeolas es plana con taludes hacia los costados, los cuales se encuentran cubiertos por piedras de gran tamaño (rompeolas). La zona se encuentra libre de edificaciones.

Nos solicitaron determinar la estratigrafía del terreno en los puntos solicitados, y efectuar diferentes ensayos de laboratorio.

Nuestros servicios profesionales han sido efectuados de acuerdo con principios y prácticas de Ingeniería aceptados actualmente.

## 2.2.- Trabajo de campo:

Nos solicitaron efectuar cuatro perforaciones mediante el sistema de rotación con broca de diamante en diámetro HQ de acuerdo con la norma internacional ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32\*), para de esa forma lograr extraer núcleos de los materiales a los cuales se les efectuó la respectiva descripción litológica, se llevó el registro del porcentaje de recuperación y RQD; y se tomaron de forma intercalada donde la matriz de los suelos lo permitían mediciones del valor de NSPT.

Las profundidades alcanzadas en cada sondeo exploratorio se presentan en la siguiente tabla y su ubicación puede observarse en el Anexo A.

### 2.2.1.- Tabla de sondeos exploratorios realizados y su profundidad respectiva:

Sondeo	Profundidad (m)
SP-1	30,85
SP-2	26,85
SP-3	51,30
SP-4	40,80

A las muestras obtenidas del proceso de perforación se les procedió a realizar los siguientes ensayos.

- Compresión inconfiada (cohesión) (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33\*)
- Densidad seca (ASTM D-2937\*\*)
- Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06\*)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318, Instrucción de ensayo IE-15\*)
- Análisis granulométrico (ASTM D-1140\*\*)

Adicionalmente, se extrajeron muestras inalteradas del suelo mediante tubos Shelby en una de las perforaciones, para la realización de pruebas especiales de laboratorio:

- Corte directo (ASTM D-3080\*\*)
- Consolidación (edómetro) (ASTM D-2435\*\*)
- Triaxial CU (ASTM D-4767\*\*)

Los resultados obtenidos de las muestras ensayadas fueron analizados en el departamento de ingeniería de acuerdo con técnicas adecuadas, y procediendo a la redacción del presente informe.

## 2.2.2.- Coordenadas y elevaciones de las perforaciones realizadas:

Punto	Este	Norte	Elevación (NMBS)
SP-1	420480,7699	1096263,8115	6,4639
SP-2	420348,6050	1096270,3311	6,9690
SP-3	420210,8496	1096284,0826	7,5366
SP-4	420470,6245	1096263,7809	6,4322

NMBS = Nivel de Mareas Bajas de Sicigias

## 3.- RESULTADOS GEOTECNICOS:

### 3.1.- Perfil estratigráfico del terreno:

En general el perfil de suelo detectado en las cuatro perforaciones realizadas con el sistema de rotación con broca de diamante, y su clasificación por consistencia y/o compacidad relativa de acuerdo con Terzaghi y Peck<sup>1</sup>, es el siguiente:

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
----	SP-1	0,00 a 0,20	Losas de concreto.
	SP-2	0,00 a 0,20	
	SP-4	0,00 a 0,18	

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
A	SP-1	0,20 a 0,90	Relleno de lastre de color café gris.

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
B	SP-1	0,90 a 10,90	Relleno de bloques desde centimétricos a métricos en matriz arenosa, de composición variada.
	SP-2	0,20 a 14,40	
	SP-3	0,00 a 14,40	
	SP-4	0,18 a 10,90	

<sup>1</sup> Terzaghi, Karl y Ralph B. Peck. "Soil mechanics in engineering practice". Wiley, New York.

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
C	SP-1	10,90 a 23,60	Arena suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa muy suelta, suelta, media y compacta.
	SP-2	14,40 a 24,50	
	SP-3	14,40 a 18,30	
	SP-4	10,90 a 18,30	

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
D	SP-1	23,60 a 26,60	Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles, de compacidad relativa variable entre muy suelta, suelta, media y compacta.
	SP-2	24,50 a 26,85	
	SP-3	18,30 a 33,30	
	SP-4	18,30 a 28,35	

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
E	SP-1	26,60 a 30,85	Columna de estratos cohesivos compuesta por limos arcillo arenosos, limos plásticos arenosos, arcillas limo arenosas, limos plásticos y limos arcillosos, de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles, de consistencia variable entre muy blanda, blanda, media y semidura.
	SP-3	33,30 a 44,40	
	SP-4	28,35 a 40,80	

CAPA	Perforación	Profundidad, m	Descripción
F	SP-3	44,40 a 51,30	Limo plástico de color gris oscuro con lentes arenosos y fragmentos de fósiles, de consistencia muy blanda.

### 3.2.- Clasificación unificada de suelos (ASTM D-2487\*\*):

De acuerdo con lo solicitado, se efectuaron pruebas de límites de Atterberg (ASTM D-4318, Instrucción de ensayo IE-15\*) y análisis granulométrico (ASTM D-1140\*\*) a los estratos obtenidos en las perforaciones realizadas, con fin de definir la cantidad de ensayos especiales de laboratorio. Basado en dichas pruebas de laboratorio y en la observación visual de las muestras extraídas y ensayadas, se clasifican los suelos encontrados de la siguiente forma:

**Tabla 3.2.1.-** Resultados de límites de Atterberg: *Perforación SP-1*

Muestra	#1	#2	#3	#4	#5	#6
Perforación	SP1	SP1	SP1	SP1	SP1	SP1
Tramo	10,90-13,90	13,90-16,90	16,90-19,90	19,90-23,60	23,60-26,60	29,60-30,85
Estrato	Capa C	Capa C	Capa C	Capa C	Capa D	Capa E
<b>Límites de Atterberg: ASTM D-4318 Instrucción de ensayo IE-15*</b>						
Límite líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	34
Índice plástico	No plástico	No plástico	No plástico	No plástico	No plástico	9
Límite contracción, %	----	----	----	----	----	4
<b>Granulometría: ASTM D-1140**</b>						
Malla	% pasando					
4,75 mm (#4)	100	100	99	100	100	100
2,00 mm (#10)	99	99	99	100	100	99
0,425 mm (#40)	95	94	96	89	98	98
0,075 mm (#200)	14	8	11	5	24	63
Contenido de arena %	86	92	89	95	76	37
<b>Clasificación unificada: ASTM D-2487**</b>						
Nomenclatura	SM	SM	SM	SM	SM	ML-SM

**Tabla 3.2.2.-** Resultados de límites de Atterberg: *Perforación SP-2*

Muestra	#7	#8	#9	#10
Perforación	SP2	SP2	SP2	SP2
Profundidad	14,40-17,40	17,40-20,40	20,40-24,50	24,50-26,85
Estrato	Capa C	Capa C	Capa C	Capa D
<b>Límites de Atterberg: ASTM D-4318 Instrucción de ensayo IE-15*</b>				
Límite líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido
Índice plástico	No plástico	No plástico	No plástico	No plástico
Límite contracción, %	----	----	----	----
<b>Granulometría: ASTM D-1140**</b>				
Malla	% pasando	% pasando	% pasando	% pasando
4,75 mm (#4)	100	100	100	100
2,00 mm (#10)	100	100	100	100
0,425 mm (#40)	99	99	99	99
0,075 mm (#200)	35	33	28	35
Contenido de arena %	65	67	72	65
<b>Clasificación unificada: ASTM D-2487**</b>				
Nomenclatura	SM	SM	SM	SM

**Tabla 3.2.3.- Resultados de límites de Atterberg: *Perforación SP-3***

Muestra	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17	#18	#19	#20	#21	#22
Perforación	SP3											
Profundidad	14,40-18,30	18,30-21,30	21,30-24,30	24,30-27,30	27,30-30,30	30,30-33,30	33,30-36,30	36,30-39,30	39,30-42,30	42,30-44,40	44,40-47,40	47,40-51,30
Estrato	Capa C	Capa D	Capa E	Capa E	Capa E	Capa E	Capa F	Capa F				
<b>Límites de Atterberg: ASTM D-4318 Instrucción de ensayo IE-15*</b>												
Límite líquido	NL	NL	NL	NL	NL	NL	38	50	67	65	52	75
Índice plástico	NP	NP	NP	NP	NP	NP	16	12	30	33	22	38
Límite contracción, %	-----	-----	-----	-----	-----	-----	3	6	12	14	10	17
<b>Granulometría: ASTM D-1140**</b>												
Malla	% pasando											
4,75 mm (#4)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2,00 mm (#10)	100	100	99	99	100	100	98	98	100	99	99	99
0,425 mm (#40)	99	99	99	96	98	99	84	97	97	99	99	98
0,075 mm (#200)	35	21	33	18	31	31	52	69	91	95	97	97
Contenido de arena %	65	79	67	82	69	69	48	31	9	5	3	3
<b>Clasificación unificada: ASTM D-2487**</b>												
Nomenclatura	SM	SM	SM	SM	SM	SM	CL-SM	MH-SM	MH	MH	MH	MH

**Tabla 3.2.4.- Resultados de límites de Atterberg: *Perforación SP-4***

Muestra	#23	#24	#25	#26	#27	#28	#29	#30	#31
Perforación	SP4								
Profundidad	10,90-13,90	13,90-18,30	18,30-21,30	21,30-24,30	24,30-27,30	27,30-29,85	29,85-32,85	32,85-35,85	35,85-40,80
Estrato	Capa C	Capa C	Capa D	Capa D	Capa D	Capa E	Capa E	Capa E	Capa E
<b>Límites de Atterberg: ASTM D-4318 Instrucción de ensayo IE-15*</b>									
Límite líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	No Líquido	59	55	44	70
Índice plástico	No plástico	No plástico	No plástico	No plástico	No plástico	26	25	22	30
Límite contracción, %	----	----	----	----	----	13	8	8	14
<b>Granulometría: ASTM D-1140**</b>									
Malla	% pasando								
4,75 mm (#4)	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2,00 mm (#10)	98	100	99	99	99	99	99	100	99
0,425 mm (#40)	96	97	93	98	98	98	98	99	99
0,075 mm (#200)	21	34	24	28	32	70	70	98	92
Contenido de arena %	79	66	76	72	68	30	30	2	8
<b>Clasificación unificada: ASTM D-2487**</b>									
Nomenclatura	SM	SM	SM	SM	SM	MH-SM	MH-SM	ML	MH

### 3.3.- Solicitud de ensayos especiales de laboratorio

En la siguiente tabla se muestran los respectivos ensayos solicitados a efectuarse en las distintas muestras obtenidas por medio de tubos shelby:

**Tabla 3.3.1.-** Ensayos de laboratorio solicitados:

MUESTRA DE LABORATORIO		SHELBY	PERFORACION	PROFUNDIDAD	ENSAYOS DE LABORATORIO					DESCRIPCION VISUAL
					%Humedad, AASHTO T-265*	Densidad seca, ASTM D-A-STM D-7263**	Corte Directo, ASTM D-3080**	Consolidación, ASTM D-2435**	Triaxial CU, ASTM D-4767**	
#1	1	SP1	29,60-30,00	X	X		X		Limo plástico arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	
#2	2	SP1	30,00-30,40	X	X			X	Limo arcillo arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	
#3	3	SP2	23,40-23,90						Arena suelta de color café a café oscuro	
#4	4	SP3	18,90-19,35			X			Arena suelta de color café a café oscuro	
#5	5	SP3	24,90-25,35						Arena suelta de color café a café oscuro	
#6	6	SP3	29,40-29,85						Arena suelta de color café a café oscuro	
#7	7	SP3	37,50-37,80	X	X				Limo plástico arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	
#8	8	SP3	46,35-46,80	X	X		X		Limo plástico de color gris oscuro con lentes arenosos y fragmentos de fósiles	
#9	9	SP3	47,35-48,30	X	X				Limo plástico de color gris oscuro con lentes arenosos y fragmentos de fósiles	
#10	10	SP3	50,85-51,30	X	X				Limo plástico de color gris oscuro con lentes arenosos y fragmentos de fósiles	
#11	11	SP4	27,90-28,35			X			Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles	
#12	12	SP4	35,85-36,90	X	X				Limo plástico de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	
#13	13	SP4	37,35-37,80	X	X		X		Limo plástico de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	
#14	14	SP4	38,85-39,30	X	X			X	Limo plástico de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	
#15	15	SP4	40,35-40,80	X	X				Limo plástico de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	

### 3.4.- Resultados de ensayos de laboratorio a muestras solicitadas:

A continuación, se presentan las muestras con los resultados de los respectivos ensayos solicitados en cada caso:

**MUESTRA #1:** SP-1 - (29,60 m a 30,00 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	47,8	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,05	

- **Ensayo de límite de Atterberg:**

**Tabla #3: Resultado límite de Atterberg**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido	53	
Índice plástico	23	
Límite de contracción, %	8	

- **Graduación del material:**

**Tabla #4: Análisis granulométrico de la muestra**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>	<b>% pasando</b>	
4,75 mm (#4)	100	
2,00 mm (#10)	100	
0,425 mm (#40)	98	
0,075 mm (#200)	67	

- Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:

Tabla #5: Determinación de clasificación unificada

Descripción de la prueba realizada:	Clasificación Unificada **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada	MH-SM	
Descripción visual	Limo plástico arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	

- Gravedad específica de suelos:

Tabla #6: Determinación de gravedad específica

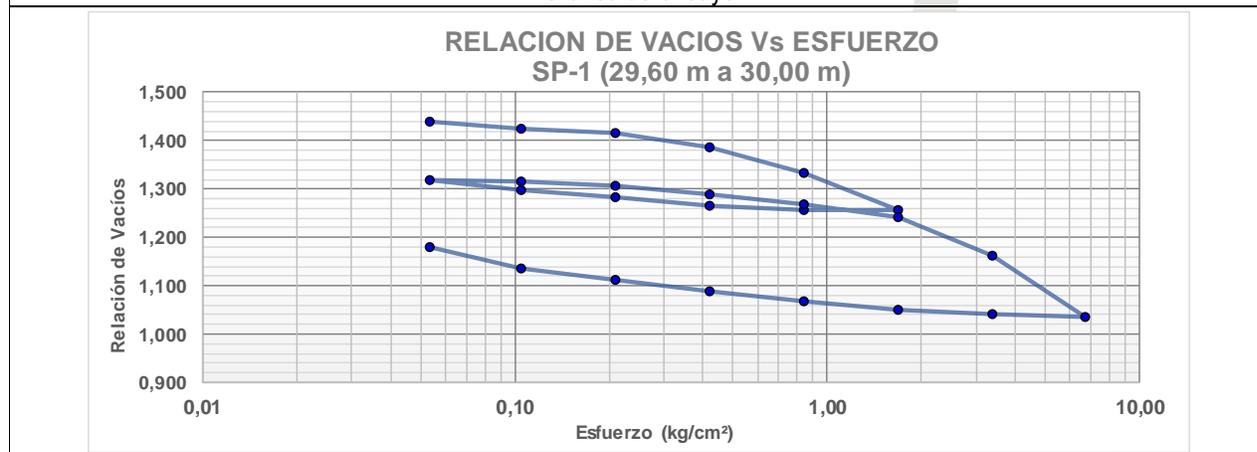
Descripción de la prueba realizada:	Gravedad específica de suelos **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica	2,77	

- Resultados de ensayo de consolidación:

Tabla #7: Resumen de resultados de ensayo de consolidación:

Descripción de la prueba realizada:	Ensayo de consolidación **			
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2435**		
Relación de vacíos inicial, e	Preconsolidación, Pc (kg/cm <sup>2</sup> )	Índice de compresión, Cc	Índice de recompresión, Cr	Módulo edométrico, E <sub>M</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
1,439	1,05	0,42	0,050	8,99

Gráfico de ensayo



**MUESTRA #2:** SP-1 - (30,00 m a 30,40 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	49,2	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,03	

- **Ensayo de límite de Atterberg:**

**Tabla #3: Resultado límite de Atterberg**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido	55	
Índice plástico	18	
Límite de contracción, %	8	

- **Graduación del material:**

**Tabla #4: Análisis granulométrico de la muestra**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>	<b>% pasando</b>	
4,75 mm (#4)	100	
2,00 mm (#10)	100	
0,425 mm (#40)	99	
0,075 mm (#200)	78	

- Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:

Tabla #5: Determinación de clasificación unificada

Descripción de la prueba realizada:	Clasificación Unificada **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada	MH-SM	
Descripción visual	Limo plástico arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	

- Gravedad específica de suelos:

Tabla #6: Determinación de gravedad específica

Descripción de la prueba realizada:	Gravedad específica de suelos **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica	2,62	

- Prueba triaxial consolidada - no drenada "CU" (ASTM D-4767\*\*):

Tabla #7.- Parámetros de la prueba triaxial consolidada y no drenada "CU": Esfuerzos efectivos

Muestra #	Espécimen #	Presiones de cámara (KPa)	Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Cohesión, C (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	1	100	24,4	0,17
	2	200		
	3	400		

Tabla #8.- Parámetros de la prueba triaxial consolidada y no drenada "CU": Esfuerzos totales

Muestra #	Espécimen #	Presiones de cámara (KPa)	Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Cohesión, C (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	1	100	22,3	0,16
	2	200		
	3	400		

En el anexo C se observan los gráficos a partir de los cuales se obtienen los resultados de la prueba triaxial mostrados en las tablas #7 y #8.

**MUESTRA #3:** SP-2 - (23,40 m a 23,90 m):

- No se solicitaron ensayos para esta muestra -

**MUESTRA #4:** SP-3 - (18,90 m a 19,35 m):

- Ensayo de límite de Atterberg:

**Tabla #1: Resultado límite de Atterberg**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido	No Líquido	
Índice plástico	No plástico	
Límite de contracción, %	----	

- Graduación del material:

**Tabla #2: Análisis granulométrico de la muestra**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>	<b>% pasando</b>	
4,75 mm (#4)	100	
2,00 mm (#10)	100	
0,425 mm (#40)	99	
0,075 mm (#200)	6,1	

- Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:

**Tabla #3: Determinación de clasificación unificada**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Clasificación Unificada **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada	SM	
Descripción visual	Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles.	

- **Gravedad específica de suelos:**

Tabla #4: Determinación de gravedad específica

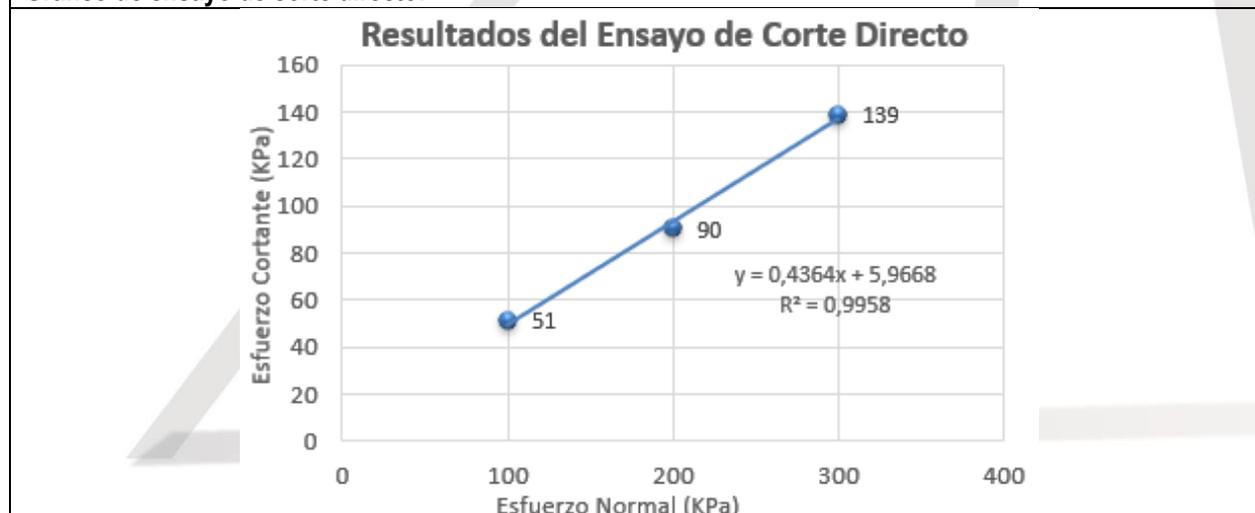
Descripción de la prueba realizada:	Gravedad específica de suelos **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica	2,65	

- **Prueba de corte directo (ASTM D-3080\*\*):**

Tabla #5.- Parámetros de la prueba de corte directo:

Muestra #	Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Cohesión, C (Kg/cm <sup>2</sup> )
4	23,6	0,06

Gráfico de ensayo de corte directo:



En el anexo C se observan los gráficos a partir de los cuales se obtienen los resultados de la prueba de corte directo mostrados en las tablas #5.

**MUESTRA #5:** SP-3 - (24,90 m a 25,35 m):

- No se solicitaron ensayos para esta muestra -

**MUESTRA #6:** SP-2 - (29,40 m a 29,85 m):

- No se solicitaron ensayos para esta muestra -

**MUESTRA #7:** SP-3 - (37,50 m a 37,80 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	49,2	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,13	

**MUESTRA #8:** SP-3 - (46,35 m a 46,80 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	49,7	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263**
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	0,97	

- **Ensayo de límite de Atterberg:**

**Tabla #3: Resultado límite de Atterberg**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido		73
Índice plástico		33
Límite de contracción, %		16

- **Graduación del material:**

**Tabla #4: Análisis granulométrico de la muestra**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>		<b>% pasando</b>
4,75 mm (#4)		100
2,00 mm (#10)		99
0,425 mm (#40)		99
0,075 mm (#200)		98

- **Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:**

**Tabla #5: Determinación de clasificación unificada**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Clasificación Unificada **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada		MH
Descripción visual	Limo plástico de color gris oscuro con fragmentos fósiles	

- **Gravedad específica de suelos:**

**Tabla #6: Determinación de gravedad específica**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Gravedad específica de suelos **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica		2,60

- Resultados de ensayo de consolidación:

Tabla #7: Resumen de resultados de ensayo de consolidación:

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>		Ensayo de consolidación **		
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>		Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2435**	
<b>Relación de vacíos, e</b>	<b>Preconsolidación, Pc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Índice de compresión, Cc</b>	<b>Índice de recompresión, Cr</b>	<b>Módulo edométrico, E<sub>M</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
1,512	0,65	0,45	0,054	10,72
Gráfico de ensayo				

**MUESTRA #9:** *SP-3 - (47,35 m a 48,30 m):*

- Contenido de humedad y densidad seca:

Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	49,9	

Tabla #2: Determinación de densidad seca

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,12	

**MUESTRA #10:** SP-3 - (50,85 m a 51,30 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	43,9	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,20	

**MUESTRA #11:** SP-4 - (27,90 m a 28,35 m):

- **Ensayo de límite de Atterberg:**

**Tabla #1: Resultado límite de Atterberg**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido	No Líquido	
Índice plástico	No plástico	
Límite de contracción, %	---	

- **Graduación del material:**

**Tabla #2: Análisis granulométrico de la muestra**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>	<b>% pasando</b>	
4,75 mm (#4)	100	
2,00 mm (#10)	99	
0,425 mm (#40)	83	
0,075 mm (#200)	11	

- Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:

Tabla #3: Determinación de clasificación unificada

Descripción de la prueba realizada:	Clasificación Unificada **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada	SM	
Descripción visual	Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles	

- Gravedad específica de suelos:

Tabla #4: Determinación de gravedad específica

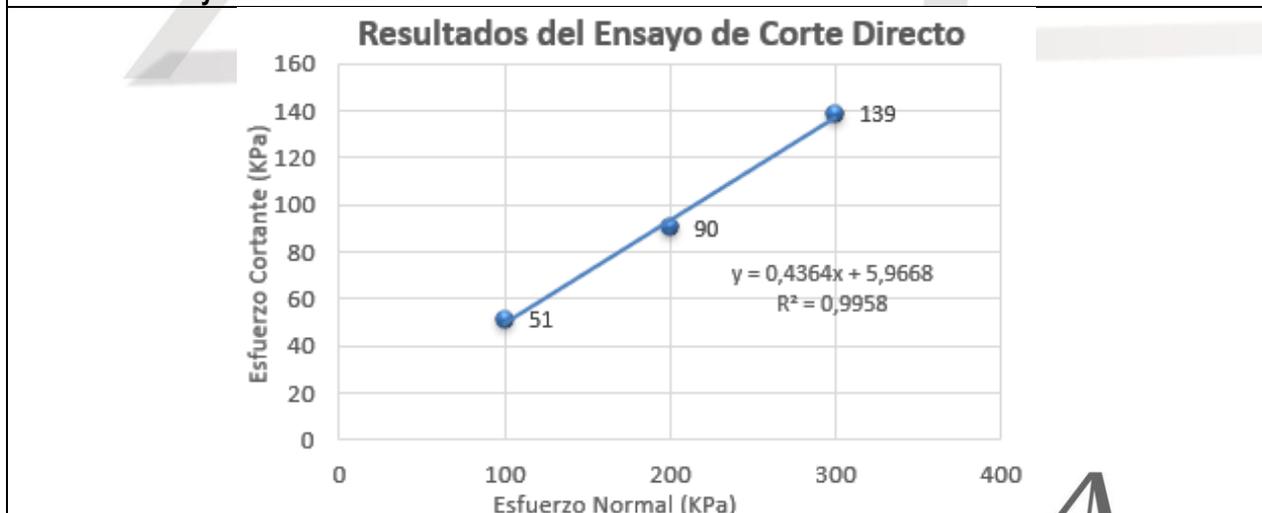
Descripción de la prueba realizada:	Gravedad específica de suelos **	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica	2,78	

- Prueba de corte directo (ASTM D-3080\*\*):

Tabla #5.- Parámetros de la prueba de corte directo:

Muestra #	Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Cohesión, C (Kg/cm <sup>2</sup> )
11	32,1	0,49

Gráfico de ensayo de corte directo:



En el anexo C se observan los gráficos a partir de los cuales se obtienen los resultados de la prueba de corte directo mostrados en las tablas #5.

**MUESTRA #12:** SP-4 - (35,85 m a 36,90 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	49,0	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,24	

**MUESTRA #13:** SP-4 - (37,35 m a 37,80 m):

- **Contenido de humedad y densidad seca:**

**Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	48,5	

**Tabla #2: Determinación de densidad seca**

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,28	

- **Ensayo de límite de Atterberg:**

Tabla #3: Resultado límite de Atterberg

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido	52	
Índice plástico	19	
Límite de contracción, %	11	

- **Graduación del material:**

Tabla #4: Análisis granulométrico de la muestra

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>	<b>% pasando</b>	
4,75 mm (#4)	100	
2,00 mm (#10)	100	
0,425 mm (#40)	99	
0,075 mm (#200)	94	

- **Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:**

Tabla #5: Determinación de clasificación unificada

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Clasificación Unificada **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada	MH	
Descripción visual	Limo plástico de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	

- **Gravedad específica de suelos:**

Tabla #6: Determinación de gravedad específica

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Gravedad específica de suelos **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica	2,68	

- Resultados de ensayo de consolidación:

Tabla #7: Resumen de resultados de ensayo de consolidación:

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>		Ensayo de consolidación **		
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>		Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2435**	
<b>Relación de vacíos, e</b>	<b>Preconsolidación, Pc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Índice de compresión, Cc</b>	<b>Índice de recompresión, Cr</b>	<b>Módulo edométrico, E<sub>M</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
1,448	1,65	0,55	0,055	34,22
Gráfico de ensayo				

**MUESTRA #14:** SP-4 - (38,85 m a 39,30 m):

- Contenido de humedad y densidad seca:

Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación del contenido de Humedad *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	55,0	

Tabla #2: Determinación de densidad seca

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Determinación densidad seca**	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	0,62	

- **Ensayo de límite de Atterberg:**

Tabla #3: Resultado límite de Atterberg

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Límites de Atterberg, método de preparación seco *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Documento Interno C&T: IE-15	Norma Internacional de referencia: ASTM D 4318
Límite líquido		71
Índice plástico		30
Límite de contracción, %		14

- **Graduación del material:**

Tabla #4: Análisis granulométrico de la muestra

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Análisis Granulométrico *	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Norma Internacional de referencia: ASTM C-117 y ASTM C-136	Documento Interno C&T: IE-13 y IE-12
<b>Malla</b>		<b>% pasando</b>
4,75 mm (#4)		100
2,00 mm (#10)		100
0,425 mm (#40)		99
0,075 mm (#200)		95

- **Clasificación Unificada y descripción visual de la muestra:**

Tabla #5: Determinación de clasificación unificada

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Clasificación Unificada **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-2487
Clasificación unificada		MH
Descripción visual	Limo plástico de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles	

- **Gravedad específica de suelos:**

Tabla #6: Determinación de gravedad específica

<b>Descripción de la prueba realizada:</b>	Gravedad específica de suelos **	
<b>Documentos Gestión de Calidad:</b>	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-854**
Gravedad específica		2,59

- Prueba triaxial consolidada - no drenada "CU" (ASTM D-4767\*\*):

Tabla #7.- Parámetros de la prueba triaxial consolidada y no drenada "CU": Esfuerzos efectivos

Muestra #	Espécimen #	Presiones de cámara (KPa)	Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Cohesión, C (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	1	150	15,0	0,28
	2	300		
	3	530		

Tabla #8.- Parámetros de la prueba triaxial consolidada y no drenada "CU": Esfuerzos totales

Muestra #	Espécimen #	Presiones de cámara (KPa)	Ángulo de fricción interna, $\phi$ (°)	Cohesión, C (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	1	150	13,2	0,19
	2	300		
	3	530		

En el anexo C se observan los gráficos a partir de los cuales se obtienen los resultados de la prueba triaxial mostrados en las tablas #7 y #8.

**MUESTRA #15:** SP-4 - (40,35 m a 40,80 m):

- Contenido de humedad y densidad seca:

Tabla #1: Determinación de humedad de la muestra al entrar al proceso

Descripción de la prueba realizada:	Determinación del contenido de Humedad *	
Documentos Gestión de Calidad:	Documento Interno C&T: IE-06	Norma Internacional de referencia: AASHTO T-265
Contenido de humedad (%)	47,1	

Tabla #2: Determinación de densidad seca

Descripción de la prueba realizada:	Determinación densidad seca**	
Documentos Gestión de Calidad:	Ensayo no acreditado	Norma Internacional de referencia: ASTM D-7263
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,16	

### 3.5.- Resumen de resultados de ensayos de laboratorio a muestras solicitadas:

Muestra	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	#12	#13	#14	#15
Profundidad	29,60-30,00	30,00-30,40	23,40-23,90	18,90-19,35	24,90-25,35	29,40-29,85	37,50-37,80	46,35-46,80	47,35-48,30	50,85-51,30	27,90-28,35	35,85-36,90	37,35-37,80	38,85-39,30	40,35-40,80
Humedad natural, %: (AASHTO T-265*, IE-06)	47,8	49,2	----	----	----	----	49,2	49,7	49,9	43,9	----	49,0	48,5	55,0	47,1
Densidad seca: (ASTM D-7263**)	1,05	1,03	----	----	----	----	1,13	0,97	1,12	1,20	----	1,24	1,28	0,62	1,16
Límites de Atterberg: (ASTM D-4318*, IE-15)															
Límite líquido	53	55	----	NL	----	----	----	73	----	----	NL	----	52	71	----
Índice Plástico	23	18	----	NP	----	----	----	33	----	----	NP	----	19	30	----
Límite de contracción	8	8	----	----	----	----	----	16	----	----	----	----	11	14	----
Granulometría: (ASTM C-117* y ASTM C-136*, IE-13 y IE-12)															
4,75 mm (#4)	100	100	----	100	----	----	----	100	----	----	100	----	100	100	----
2,00 mm (#10)	100	100	----	100	----	----	----	99	----	----	99	----	100	100	----
0,425 mm (#40)	98	99	----	99	----	----	----	99	----	----	83	----	99	99	----
0,075 mm (#200)	67	78	----	6,1	----	----	----	98	----	----	11	----	94	95	----
Clasificación Unificada: (ASTM D-2487**)	MH-SM	MH-SM	----	SM	----	----	----	MH	----	----	SM	----	MH	MH	----
Gravedad específica: (ASTM D-854**)	2,77	2,62	----	2,65	----	----	----	2,60	----	----	2,78	----	2,68	2,59	----
Corte Directo (ASTM D-3080**)															
$\phi$ (°)	----	----	----	23,6	----	----	----	----	----	----	32,1	----	----	----	----
C (kg/cm <sup>2</sup> )	----	----	----	0,06	----	----	----	----	----	----	0,49	----	----	----	----
Triaxial CU (ASTM D-4767**) [Esfuerzos efectivos]															
$\phi$ (°)	----	24,4	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	15,0	----
C (kg/cm <sup>2</sup> )	----	0,17	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	0,28	----
Consolidación (ASTM D-2435**)															
e	1,439	----	----	----	----	----	----	1,512	----	----	----	----	1,448	----	----
Pc	1,05	----	----	----	----	----	----	0,65	----	----	----	----	1,65	----	----
Cc	0,42	----	----	----	----	----	----	0,45	----	----	----	----	0,55	----	----
Cr	0,050	----	----	----	----	----	----	0,054	----	----	----	----	0,055	----	----
EM	8,99	----	----	----	----	----	----	10,72	----	----	----	----	34,22	----	----

### 3.6.- Valores de N<sub>spt</sub> de las perforaciones realizadas:

A continuación, presentamos una tabla resumen con los valores de N<sub>spt</sub> obtenidos en las perforaciones realizadas

**Tabla 4.1.- Resumen de valores de N<sub>spt</sub>:**

Valores de N <sub>spt</sub>				
Prof / Perf	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4
0,00-1,00				
1,00-2,00	REB	REB	REB	REB
2,00-3,00	REB	96	REB	REB
3,00-4,00		REB	REB	REB
4,00-5,00	REB			
5,00-6,00	REB	REB	REB	REB
6,00-7,00				REB
7,00-8,00	REB	REB	REB	
8,00-9,00	REB	REB		30
9,00-10,00		REB	REB	REB
10,00-11,00	REB			
11,00-12,00	3	REB	REB	2
12,00-13,00		REB	REB	
13,00-14,00	2			24
14,00-15,00	2	20	14	20
15,00-16,00				
16,00-17,00	2		18	32
17,00-18,00	2	15	21	32
18,00-19,00				
19,00-20,00	6			36
20,00-21,00	9	18	23	24
21,00-22,00				
22,00-23,00	30	17	23	18
23,00-24,00	9		23	54
24,00-25,00				
25,00-26,00	44	35		34
26,00-27,00	11	35	23	54
27,00-28,00				
28,00-29,00	2		17	6
29,00-30,00				10
30,00-31,00	9		18	
31,00-32,00			11	
32,00-33,00			2	
33,00-34,00				
34,00-35,00			2	
35,00-36,00			2	
36,00-37,00				
37,00-38,00			2	
38,00-39,00			2	
39,00-40,00				
40,00-41,00			3	
41,00-42,00			2	
42,00-43,00				
43,00-44,00				
44,00-45,00			2	
45,00-46,00				
46,00-47,00				
47,00-48,00			2	
48,00-49,00				
49,00-50,00			2	
50,00-51,00			2	

**Compacidad Relativa**

- 0-4 Muy suelta
- 5-10 Suelta
- 11-30 Media
- 31-50 Compacta
- >50 Muy compacta
- Rebote de mazo

ANEXOS

**Referencias:**

\* Ensayo Acreditado.

\*\* Ensayo No Acreditado.

**ANEXO A: Imagen de ubicación satelital de perforaciones**



**ANEXO B: Memoria de Cálculo de pruebas especiales de Laboratorio**  
*(Corte Directo, Consolidación, Triaxial)*

***CORTE DIRECTO***  
(ASTM D-3080\*\*)

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

**MUESTRA #4:**



## CORTE DIRECTO ASTM D3080\*\*

**PROYECTO:** ROMPEOLAS DE CALDERA

**UBICACIÓN:** CALDERA, PUNTARENAS

**Perforación:** SP-3

**Muestra:** 4

**Profundidad:** 18,90-19,35

**Informe:** 2019-03-551

**Orden:** 204-4

**Fecha:** 12/3/2019

### CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA

**ESPECIMEN 1**

Diametro inicial	<b>Do (cm)</b>	4,77
Largo inicial	<b>Lo (cm)</b>	2,50
Área inicial	<b>Ao (cm²)</b>	17,90
Volumen inicial	<b>Vo (cm³)</b>	44,80
Grav. Especif.	<b>Gs</b>	2,65
Presión	<b>σn (kPa)</b>	100

**ESPECIMEN 3**

Diametro inicial	<b>Do (cm)</b>	4,76
Largo inicial	<b>Lo (cm)</b>	2,53
Área inicial	<b>Ao (cm²)</b>	17,80
Volumen inicial	<b>Vo (cm³)</b>	45,02
Grav. Especif.	<b>Gs</b>	2,65
Presión	<b>σn (kPa)</b>	300

**ESPECIMEN 2**

Diametro inicial	<b>Do (cm)</b>	4,77
Largo inicial	<b>Lo (cm)</b>	2,53
Área inicial	<b>Ao (cm²)</b>	17,90
Volumen inicial	<b>Vo (cm³)</b>	45,27
Grav. Especif.	<b>Gs</b>	2,65
Presión	<b>σn (kPa)</b>	200

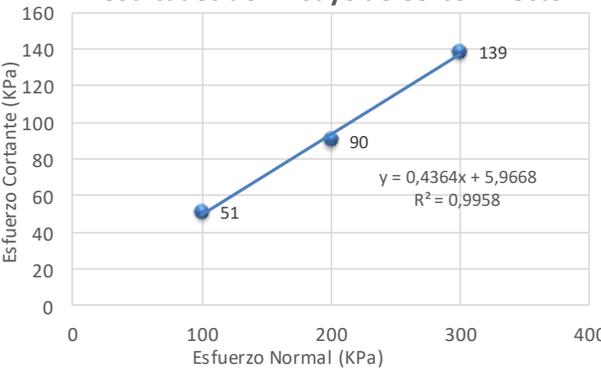
**DESCRIPCION:**  
Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles

**OBSERVACIONES:**  
Valor Nsp = 23 golpes/pie

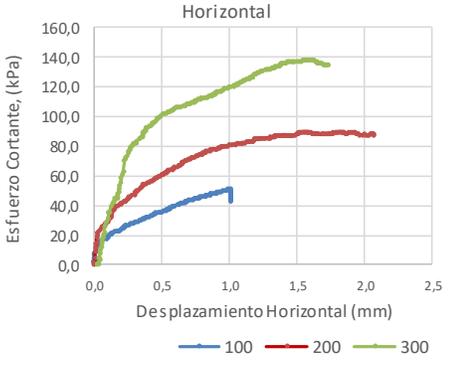
### RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ESPECIMEN		1	2	3
Esfuerzo normal	σn (kPa)	100	200	300
	σn (kg/cm²)	1,02	2,04	3,06
Esfuerzo cortante en Falla	τ (kPa)	51	90	139
	τ (kg/cm²)	0,52	0,92	1,41
Cohesión	C (kPa)	<b>5,9668</b>		
	C (kg/cm²)	<b>0,06</b>		
Ángulo de fricción	φ (°)	<b>23,58</b>		

**Resultados del Ensayo de Corte Directo**



**Esfuerzo Cortante vrs Desplazamiento Horizontal**



**MUESTRA #11:**

**CORTE DIRECTO ASTM D3080\*\***



PROYECTO:	ROMPEOLAS DE CALDERA	
UBICACIÓN:	CALDERA, PUNTARENAS	
Perforación:	SP-4	Informe: 2019-03-551
Muestra:	11	Orden: 204-4
Profundidad:	27,90-28,35	Fecha: 12/3/2019

**CARACTERISTICAS DE LA MUESTRA**

**ESPECIMEN 1**

Diametro inicial	Do (cm)	4,80
Largo inicial	Lo (cm)	2,48
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	18,10
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	44,82
Grav. Especif.	Gs	2,78
Presión	σn (kPa)	200

**ESPECIMEN 3**

Diametro inicial	Do (cm)	4,77
Largo inicial	Lo (cm)	2,48
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	17,87
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	44,26
Grav. Especif.	Gs	2,78
Presión	σn (kPa)	400

**ESPECIMEN 2**

Diametro inicial	Do (cm)	4,78
Largo inicial	Lo (cm)	2,48
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	17,97
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	44,51
Grav. Especif.	Gs	2,78
Presión	σn (kPa)	300

**DESCRIPCION:**

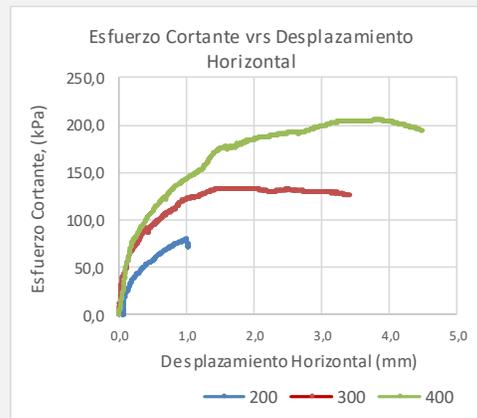
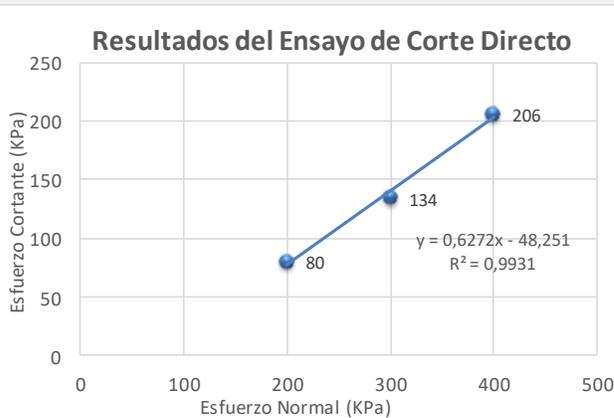
Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles

**OBSERVACIONES:**

Valor Nsp = 54 golpes/pie

**RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

ESPECIMEN		1	2	3
Esfuerzo normal	σn (kPa)	200	300	400
	σn (kg/cm <sup>2</sup> )	2,04	3,06	4,08
Esfuerzo cortante en Falla	τ (kPa)	80	134	206
	τ (kg/cm <sup>2</sup> )	0,82	1,37	2,10
Cohesión	C (kPa)	48,251		
	C (kg/cm <sup>2</sup> )	0,49		
Ángulo de fricción	φ (°)	32,10		



**FUNDADA EN 1963**

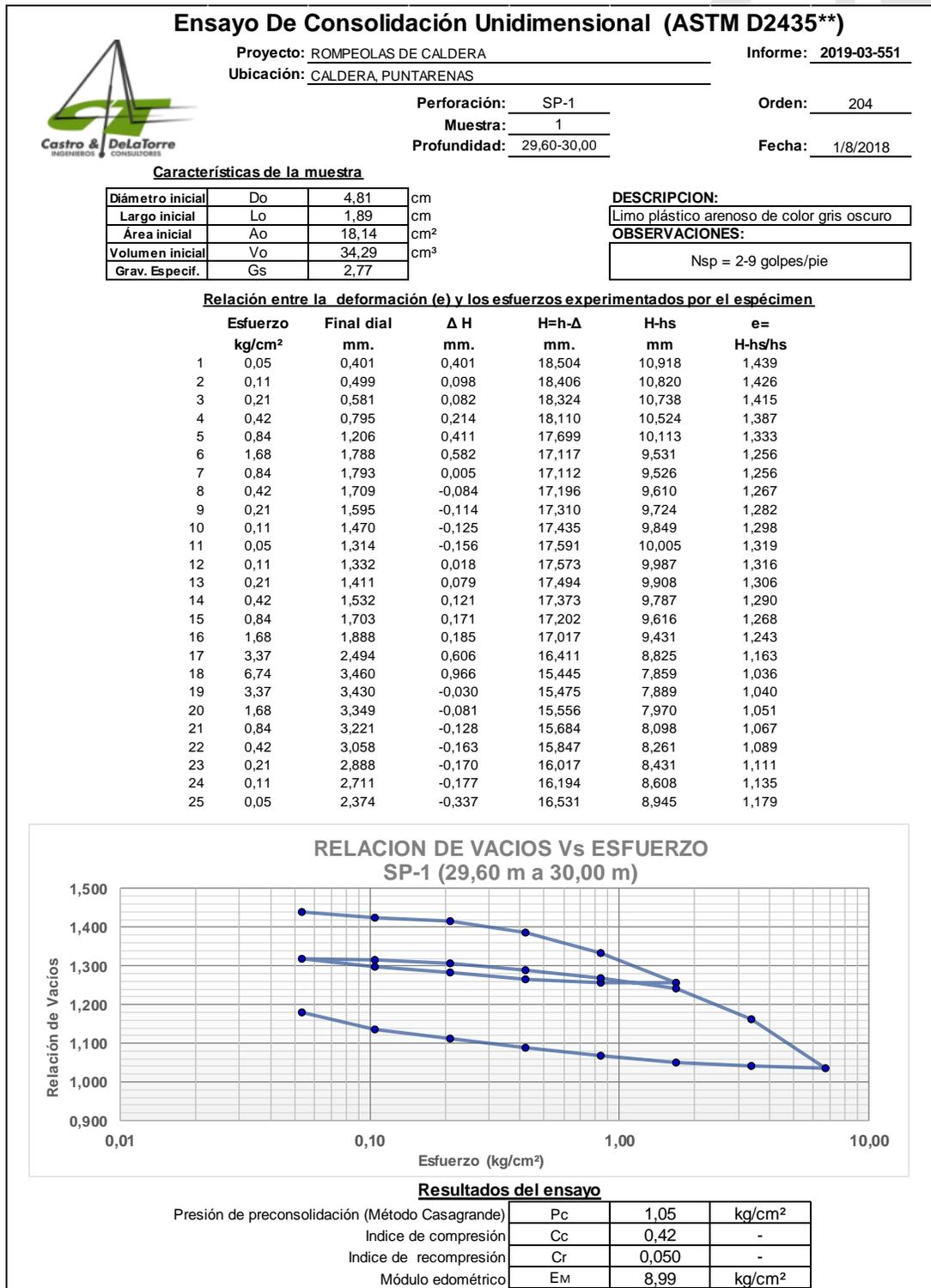
\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: [info@cyt.cr](mailto:info@cyt.cr)  
[www.cyt.cr](http://www.cyt.cr)



**CONSOLIDACION**  
(ASTM D-2535\*\*)

**MUESTRA #1:**



**MUESTRA #8:**



## Ensayo De Consolidación Unidimensional (ASTM D2435\*\*)

Proyecto: ROMPEOLAS DE CALDERA Informe: 2019-03-551  
 Ubicación: CALDERA, PUNTARENAS  
 Perforación: SP-3 Orden: 204  
 Muestra: 8  
 Profundidad: 46,35-46,80 Fecha: 1/8/2018

**Características de la muestra**

Diámetro inicial	Do	4,83	cm
Largo inicial	Lo	1,91	cm
Área inicial	Ao	18,28	cm <sup>2</sup>
Volumen inicial	Vo	34,96	cm <sup>3</sup>
Grav. Especif.	Gs	2,60	

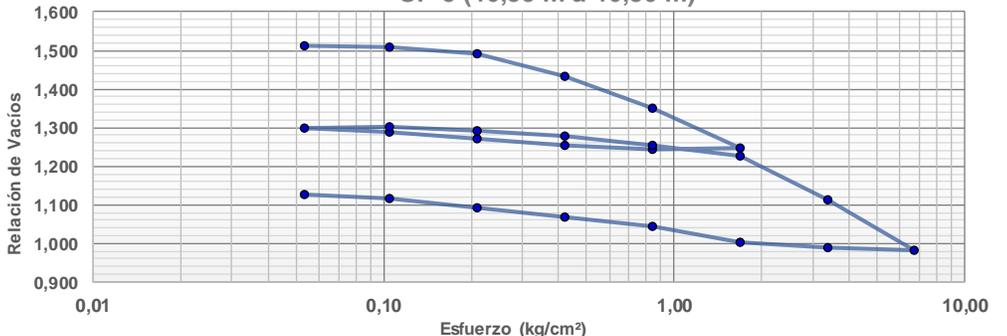
**DESCRIPCION:**  
Limo plástico de color gris oscuro con lentes

**OBSERVACIONES:**  
Nsp = 2 golpes/pie

**Relación entre la deformación (e) y los esfuerzos experimentados por el espécimen**

	Esfuerzo kg/cm <sup>2</sup>	Final dial mm.	Δ H mm.	H=h-Δ mm.	H-hs mm	e= H-hs/hs
1	0,05	0,038	0,038	19,082	11,484	1,512
2	0,11	0,063	0,025	19,057	11,459	1,508
3	0,21	0,192	0,129	18,928	11,330	1,491
4	0,42	0,625	0,433	18,495	10,897	1,434
5	0,84	1,262	0,637	17,858	10,260	1,351
6	1,68	2,047	0,785	17,073	9,475	1,247
7	0,84	2,075	0,028	17,045	9,447	1,243
8	0,42	1,987	-0,088	17,133	9,535	1,255
9	0,21	1,858	-0,129	17,262	9,664	1,272
10	0,11	1,727	-0,131	17,393	9,795	1,289
11	0,05	1,644	-0,083	17,476	9,878	1,300
12	0,11	1,627	-0,017	17,493	9,895	1,302
13	0,21	1,696	0,069	17,424	9,826	1,293
14	0,42	1,813	0,117	17,307	9,709	1,278
15	0,84	1,983	0,170	17,137	9,539	1,256
16	1,68	2,191	0,208	16,929	9,331	1,228
17	3,37	3,061	0,870	16,059	8,461	1,114
18	6,74	4,072	1,011	15,048	7,450	0,981
19	3,37	4,019	-0,053	15,101	7,503	0,988
20	1,68	3,915	-0,104	15,205	7,607	1,001
21	0,84	3,576	-0,339	15,544	7,946	1,046
22	0,42	3,398	-0,178	15,722	8,124	1,069
23	0,21	3,228	-0,170	15,892	8,294	1,092
24	0,11	3,047	-0,181	16,073	8,475	1,116
25	0,05	2,958	-0,089	16,162	8,564	1,127

### RELACION DE VACIOS Vs ESFUERZO SP-3 (46,35 m a 46,80 m)



**Resultados del ensayo**

Presión de preconsolidación (Método Casagrande)	Pc	0,65	kg/cm <sup>2</sup>
Índice de compresión	Cc	0,45	-
Índice de recompresión	Cr	0,054	-
Módulo edométrico	EM	10,72	kg/cm <sup>2</sup>

**MUESTRA #13:**

## Ensayo De Consolidación Unidimensional (ASTM D2435\*\*)



**Proyecto:** ROMPEOLAS DE CALDERA **Informe:** 2019-03-551  
**Ubicación:** CALDERA, PUNTARENAS  
**Perforación:** SP-4 **Orden:** 204  
**Muestra:** 13  
**Profundidad:** 37,35-37,80 **Fecha:** 1/8/2018

**Características de la muestra**

Diámetro inicial	Do	4,81	cm
Largo inicial	Lo	1,91	cm
Área inicial	Ao	18,13	cm <sup>2</sup>
Volumen inicial	Vo	34,63	cm <sup>3</sup>
Grav. Especif.	Gs	2,68	

**DESCRIPCION:**

Limo plástico de color gris oscuro azulado

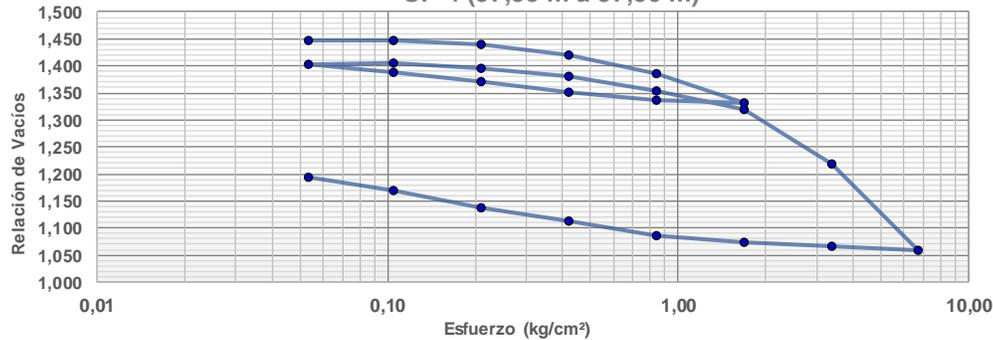
**OBSERVACIONES:**

Nsp = 2 golpes/pie

**Relación entre la deformación (e) y los esfuerzos experimentados por el espécimen**

	Esfuerzo kg/cm <sup>2</sup>	Final dial mm.	Δ H mm.	H=h-Δ mm.	H-hs mm	e= H-hs/hs
1	0,05	0,015	0,015	19,085	11,287	1,448
2	0,11	0,020	0,005	19,080	11,282	1,447
3	0,21	0,076	0,056	19,024	11,226	1,440
4	0,42	0,232	0,156	18,868	11,070	1,420
5	0,84	0,489	0,257	18,611	10,813	1,387
6	1,68	0,926	0,437	18,174	10,376	1,331
7	0,84	0,883	-0,043	18,217	10,419	1,336
8	0,42	0,758	-0,125	18,342	10,544	1,352
9	0,21	0,611	-0,147	18,489	10,691	1,371
10	0,11	0,474	-0,137	18,626	10,828	1,389
11	0,05	0,355	-0,119	18,745	10,947	1,404
12	0,11	0,335	-0,020	18,765	10,967	1,406
13	0,21	0,411	0,076	18,689	10,891	1,397
14	0,42	0,543	0,132	18,557	10,759	1,380
15	0,84	0,741	0,198	18,359	10,561	1,354
16	1,68	1,012	0,271	18,088	10,290	1,320
17	3,37	1,806	0,794	17,294	9,496	1,218
18	6,74	3,055	1,249	16,045	8,247	1,058
19	3,37	2,989	-0,066	16,111	8,313	1,066
20	1,68	2,934	-0,055	16,166	8,368	1,073
21	0,84	2,832	-0,102	16,268	8,470	1,086
22	0,42	2,633	-0,199	16,467	8,669	1,112
23	0,21	2,427	-0,206	16,673	8,875	1,138
24	0,11	2,192	-0,235	16,908	9,110	1,168
25	0,05	1,995	-0,197	17,105	9,307	1,194

**RELACION DE VACIOS Vs ESFUERZO  
SP-4 (37,35 m a 37,80 m)**



**Resultados del ensayo**

Presión de preconsolidación (Método Casagrande)	Pc	1,65	kg/cm <sup>2</sup>
Índice de compresión	Cc	0,55	-
Índice de recompresión	Cr	0,055	-
Módulo edométrico	EM	34,22	kg/cm <sup>2</sup>

**FUNDADA EN 1963**

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: [info@cyt.cr](mailto:info@cyt.cr)  
[www.cyt.cr](http://www.cyt.cr)



**TRIAXIAL CU**  
(ASTM D-4767\*\*)

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

**FUNDADA EN 1963**  
Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: [info@cyt.cr](mailto:info@cyt.cr)  
[www.cyt.cr](http://www.cyt.cr)



**MUESTRA #2:**



**TRIAxIAL CU ASTM D-4767\*\***

PROYECTO: ROMPEOLAS DE CALDERA  
UBICACIÓN: CALDERA, PUNTARENAS

Perforación: SP-1  
Muestra: 2  
Profundidad: 30,00-30,40

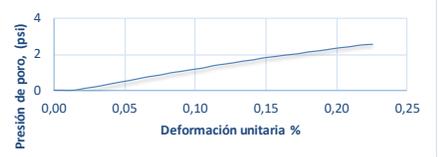
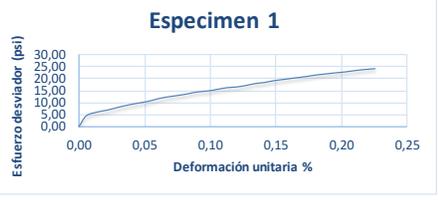
Informe: 2019-03-551  
Orden: 204  
Fecha: 28/3/2019

---

**CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA**

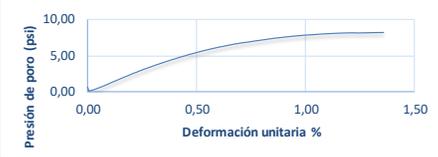
**ESPECIMEN 1**

Diametro inicial	Do (cm)	3,31
Largo inicial	Lo (cm)	7,01
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	8,60
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	60,28
Grav. Especif.	Gs	2,62
Presión	$\sigma_n$ (kPa)	100

**ESPECIMEN 3**

Diametro inicial	Do (cm)	3,31
Largo inicial	Lo (cm)	6,90
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	8,60
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	59,33
Grav. Especif.	Gs	2,62
Presión	$\sigma_n$ (kPa)	400




---

**ESPECIMEN 2**

Diametro inicial	Do (cm)	3,31
Largo inicial	Lo (cm)	6,99
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	8,60
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	60,14
Grav. Especif.	Gs	2,62
Presión	$\sigma_n$ (kPa)	200




**DESCRIPCION:**  
Limo plástico arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles

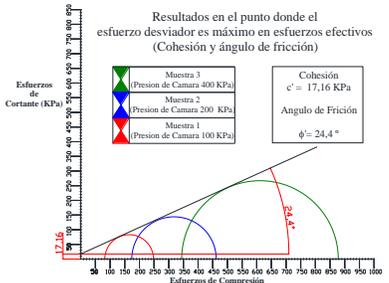
**OBSERVACIONES:**  
Valor Nsp = 2 golpes/pie

---

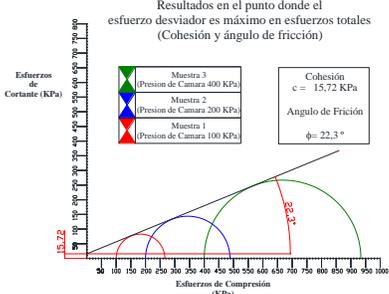
**RESULTADOS**

	Esfuerzos efectivos	Esfuerzos totales	°
$\phi$	24,4	22,3	
C	17,16	15,72	Kpa
C	0,17	0,16	Kg/cm <sup>2</sup>

Resultados en el punto donde el esfuerzo desviador es máximo en esfuerzos efectivos (Cohesión y ángulo de fricción)



Resultados en el punto donde el esfuerzo desviador es máximo en esfuerzos totales (Cohesión y ángulo de fricción)



FUNDADA EN 1963

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076

correo-e: info@cyt.cr

www.cyt.cr

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en www.eca.or.cr

MUESTRA #14:



### TRIAxIAL CU ASTM D-4767\*\*

PROYECTO: ROMPEOLAS DE CALDERA  
UBICACIÓN: CALDERA, PUNTARENAS

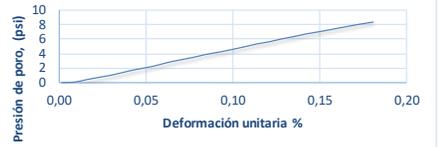
Perforación: SP-1      Informe: 2019-03-551  
Muestra: 2              Orden: 204  
Profundidad: 30,00-30,40      Fecha: 28/3/2019

---

CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA

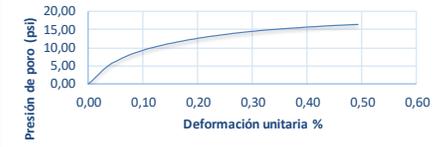
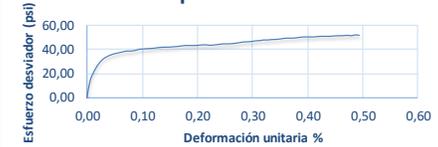
#### ESPECIMEN 1

Diametro inicial	Do (cm)	3,33
Largo inicial	Lo (cm)	7,03
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	8,68
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	61,00
Grav. Especif.	Gs	2,59
Presión	$\sigma_n$ (kPa)	150




#### ESPECIMEN 3

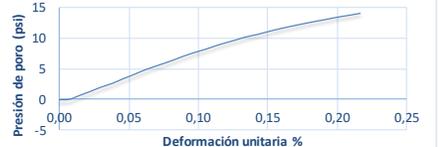
Diametro inicial	Do (cm)	3,31
Largo inicial	Lo (cm)	7,00
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	8,60
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	60,21
Grav. Especif.	Gs	2,62
Presión	$\sigma_n$ (kPa)	530

---

#### ESPECIMEN 2

Diametro inicial	Do (cm)	3,31
Largo inicial	Lo (cm)	7,01
Área inicial	Ao (cm <sup>2</sup> )	8,60
Volumen inicial	Vo (cm <sup>3</sup> )	60,34
Grav. Especif.	Gs	2,62
Presión	$\sigma_n$ (kPa)	300




**DESCRIPCIÓN:**  
Limo plástico arenoso de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles

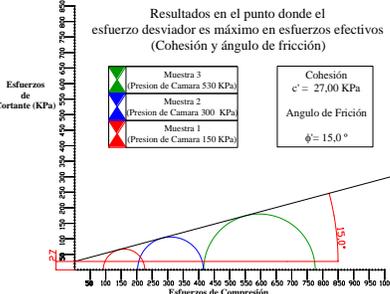
**OBSERVACIONES:**  
Valor Nsp = 2 golpes/pie

---

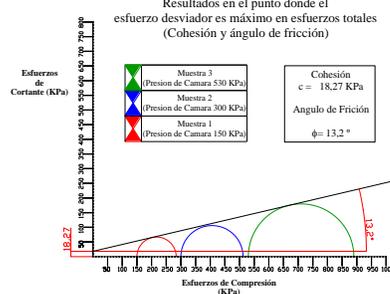
#### RESULTADOS

	Esfuerzos efectivos	Esfuerzos totales	
$\sigma'$	15,0	13,2	°
c	27,00	18,27	Kpa
$\phi$	0,28	0,19	Kg/cm <sup>2</sup>

**Resultados en el punto donde el esfuerzo desviador es máximo en esfuerzos efectivos (Cohesión y ángulo de fricción)**



**Resultados en el punto donde el esfuerzo desviador es máximo en esfuerzos totales (Cohesión y ángulo de fricción)**



**ANEXO C: Hojas de perfiles de perforación**

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP1	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420480,7699	Norte: 1096263,8115
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	30,85 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	6,4639	<b>PERFORADOR:</b>	MARCOS ALVARADO.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	28/1/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	31/1/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	P t	TIPO DE PERF	No. GOLPES				N <sub>spt</sub> '	N <sub>spt</sub>	%W*	H <sub>s</sub> **	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
			0	20	40	60									
0,00	1,50	HQ									0	67		0,00 m - 0,20 m Losa de concreto. 0,20 m - 0,90 m CAPA A Relleno de lastre de color gris a café.	
1,50	1,50	1 SPT										0			
1,50	2,60	HQ									0	72			
2,60	2,60	2 SPT										0			
2,60	4,10	HQ									0	67			
4,10	4,10	3 SPT										0			
0,00	3,19	HW													
4,10	5,60	HQ									0	53		0,90 m - 10,90 m CAPA B Relleno de bloques desde centimétricos a métricos en matriz arenosa, de composición variada.	
5,60	5,60	4 SPT										0			
5,60	7,10	HQ									0	53			
7,10	7,45	5 SPT										0			
7,45	8,60	HQ									0	67			
8,60	8,60	6 SPT										0			
3,19	6,23	HW													
8,60	10,10	HQ									0	73			
10,10	10,10	7 SPT										0			
10,10	11,60	HQ									0	53			
11,60	12,05	8 SPT					2	3				0			
12,05	13,10	HQ									0				
13,10	13,55	9 SPT					1	2				0		10,90 m - 23,60 m CAPA C Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa muy suelta y suelta.	
13,55	14,60	HQ									0				
14,60	15,05	10 SPT					1	2				0			
15,05	16,10	HQ									0				

N.F. = ----

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
N <sub>spt</sub> = Valor N <sub>spt</sub> (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
N <sub>spt</sub> ' = Valor de N <sub>spt</sub> corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
H <sub>s</sub> = Peso unitario seco, g/cm <sup>3</sup> (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm <sup>2</sup> (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP1	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420480,7699 Norte: 1096263,8115	
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	30,85 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	6,4639	<b>PERFORADOR:</b>	MARCOS ALVARADO.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	28/1/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	31/1/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204 2/11
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES	Nspt*	Nspt'	%W*	Hs**	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO		
													0	20
16,10	16,55	11	SPT	1	2					100		10,90 m - 23,60 m CAPA C Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa muy suelta y suelta.		
16,55	17,60		HQ						0	27				
17,60	18,05	12	SPT	1	2	27				44				
18,05	19,10		HQ						0	33				
19,10	19,55	13	SPT	4	6	26	1,45			67				
19,55	20,60		HQ						0	27				
20,60	21,05	14	SPT	6	9	30	1,29			67				
6,23	9,27		HW	CASING										
21,05	22,10		HQ						0	40				
22,10	22,55	15	Bar	20	30					0				
22,55	23,60		HQ						0					
23,60	24,05	16	SPT	6	9	20	1,79	0,27		89		23,60 m - 26,60 m CAPA D Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles, de compacidad relativa media y compacta.		
24,05	25,10		HQ						0	27				
25,10	25,55	17	SPT	29	44	21	1,69			67				
25,55	26,60		HQ						0	53				
26,60	27,05	18	SPT	7	11	42	1,28	0,40		89		26,60 m - 30,85 m CAPA E Limo arcillo arenoso de color gris oscuro a azulado con fragmentos de fósiles, de consistencia muy blanda y semidura.		
27,05	28,10		HQ						0	73				
28,10	28,55	19	SPT	1	2	42	1,35			67				
28,55	29,60		HQ						0	67				
29,60	30,00			SHELBY									63	
30,00	30,40			SHELBY									100	
30,40	30,85	20	SPT	6	9	51	1,22	0,61		67				
												N.F. = ----		

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
Nspt = Valor Nspt (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
Nspt' = Valor de Nspt corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
Hs = Peso unitario seco, g/cm3 (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm2 (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP2	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420348,6050 Norte: 1096270,3311	
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	26,85 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	6,9690	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	28/1/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	30/1/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204 3/11
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES	Nspt*	Nspt'	%W*	Hs**	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
0,00	1,50	HQ							0	37		0,00 m - 0,20 m Losa de concreto.
1,50	1,58	1 SPT								0		REBOTE
1,58	2,40	HQ							0	33		
2,40	2,70	2 SPT		64	96	11	1,67			67		
2,70	3,90	HQ							0	23		
3,90	4,09	3 SPT		32						79		REBOTE
4,09	5,40	HQ							0	67		
5,40	5,73	4 SPT		44						36		REBOTE
5,73	6,90	HQ							0	8		
6,90	7,08	5 SPT		38						71		REBOTE
7,08	8,40	HQ							0	47		
8,40	8,40	6 SPT								0		REBOTE
8,40	9,90	HQ							0	79		
9,90	9,90	7 SPT								0		REBOTE
9,90	11,40	HQ							0	40		
11,40	11,45	8 SPT								0		REBOTE
11,45	12,90	HQ							0	35		
12,90	12,90	9 SPT								0		REBOTE
12,90	14,40	HQ							0	35		
14,40	14,85	10 SPT		13	20	34	1,39			100		
14,85	15,90	HQ							0	11		
15,90	16,35	11								0		SHELBY NO RECUPERADO
15,90	17,40	HQ							0	67		

0,20 m - 14,40 m CAPA B  
Relleno de bloques desde centimétricos a métricos en matriz arenosa, de composición variada.

14,40 m - 24,50 m CAPA C  
Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa media.

N.F. = ----

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
Nspt = Valor Nspt (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
Nspt' = Valor de Nspt corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
Hs = Peso unitario seco, g/cm3 (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm2 (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b> ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.	
	<b>UBICACION :</b> CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.	
<b>PERFORACION:</b> SP2	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420348,6050 Norte: 1096270,3311
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b> 26,85 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE
<b>Elevación (NMBS):</b> 6,9690	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.
<b>FECHA DE INICIO :</b> 28/1/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS
<b>FINALIZACION :</b> 30/1/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019
<b>OBSERVACIONES :</b>	<b>INFORME # :</b> 204	4/11
	<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO	

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES	Nspt*	Nspt'	%W*	Hs**	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
17,40	17,85	12	SPT	10	15	46	1,30					
17,85	18,90		HQ						0	51		
18,90	19,35	13	SPT	SHELBY NO RECUPERADO						0		
19,35	20,40		HQ						0	49		
20,40	20,85	14	SPT	12	18	30	1,37			67		14,40 m - 24,50 m CAPA C Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa media.
20,85	21,90		HQ						0	71		
21,90	22,35	15	SPT	11	17	21	1,53			100		
22,35	23,40		HQ						0	23		
23,40	23,90	16		SHELBY						100		
23,90	24,90		HQ						0	30		
24,90	25,35	17	SPT	23	35	29	1,39			100		24,50 m - 26,85 m CAPA D Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles, de compacidad compacta.
25,35	26,40		HQ						0	28		
26,40	26,85	18	SPT	23	35					0		

N.F. = ----

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
Nspt = Valor Nspt (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
Nspt' = Valor de Nspt corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
Hs = Peso unitario seco, g/cm3 (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm2 (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP3	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420210,8496	Norte: 1096284,0826
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	51,30 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	7,5366	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	1/2/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	8/2/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES				N <sub>spt</sub> *	N <sub>spt</sub> '	%W*	H <sub>s</sub> **	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
			0	20	40	60									
0,00	1,50	HQ									0	81		0,00 m - 14,40 m CAPA B Relleno de bloques desde centimétricos a métricos en matriz arenosa, de composición variada.	
1,50	1,50	1 SPT										0			REBOTE
1,50	2,40	HQ									0	80			
2,40	2,40	2 SPT										0			REBOTE
2,40	3,90	HQ									0	100			
3,90	3,90	3 SPT										0			REBOTE
3,90	5,40	HQ									0	76			
5,40	5,40	4 SPT										0			REBOTE
5,40	6,90	HQ									0	100			
6,90	6,90	5 SPT										0			REBOTE
6,90	8,40	HQ									0	100			
8,40	9,90	HQ									0	100			
9,90	9,90	6 SPT										0	64		REBOTE
9,90	11,40	HQ										0			
11,40	11,40	7 SPT										0	100		REBOTE
11,40	12,90	HQ										0			
12,90	12,90	8 SPT										0	31		REBOTE
12,90	14,40	HQ										0			
14,40	14,85	9 SPT					9	14				0	70	14,40 m - 18,30 m CAPA C Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa media.	
14,85	15,90	HQ										100			
15,90	16,35	10 SPT					12	18				0	0		
16,35	17,40	HQ										100			
17,40	17,85	11 SPT					14	21				0	27		

N.F. = ----

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
N <sub>spt</sub> = Valor N <sub>spt</sub> (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
N <sub>spt</sub> ' = Valor de N <sub>spt</sub> corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
H <sub>s</sub> = Peso unitario seco, g/cm <sup>3</sup> (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm <sup>2</sup> (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP3	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420210,8496 Norte: 1096284,0826	
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	51,30 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	7,5366	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	1/2/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	8/2/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204 6/11
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES	Nspt*	Nspt'	%W*	Hs**	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
17,85	18,90	HQ							0	27		18,30 m - 33,30 m CAPA D Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles, de compacidad relativa muy suelta, suelta y media.
18,90	19,35	12 SPT							0	53		
19,35	20,40	HQ								61		
20,40	20,85	13 SPT		15	23				0	100		
20,85	21,90	HQ								37		
21,90	22,35	14 SPT		15	23				0	100		
22,35	23,40	HQ								23		
23,40	23,85	15 SPT		15	23				0	100		
23,85	24,90	HQ								33		
24,90	25,35	16 SPT							0	56		
25,35	26,40	HQ								41		
26,40	26,85	17 SPT		15	23				0	100		
26,85	27,90	HQ								13		
27,90	28,35	18 SPT		11	17				0	100		
28,35	29,40	HQ								39		
29,40	29,85	19 SPT							0	100		
29,85	30,30	20 SPT		12	18				0	100		
30,30	30,90	HQ								0		
30,90	31,35	21 SPT		7	11					100		
31,35	31,80	22 SPT							0	0		
31,80	32,40	HQ								0		
32,40	32,85	23 SPT		1	2					100		
32,85	33,30	24 SPT							0	0		
<b>N.F. = ---</b>												

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
Nspt = Valor Nspt (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
Nspt' = Valor de Nspt corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
Hs = Peso unitario seco, g/cm3 (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm2 (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP3	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420210,8496 Norte: 1096284,0826	
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	51,30 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	7,5366	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	1/2/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	8/2/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204 7/11
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES				N <sub>spt</sub> *	N <sub>spt</sub> '	%W*	H <sub>s</sub> **	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
			0	20	40	60									
33,30	33,90	HQ												<p>33,30 m - 44,40 m CAPA E</p> <p>Columna de estratos cohesivos compuesta por limos arcillo arenosos, limos plásticos arenosos, arcillas limo arenosas y limos plásticos, de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles, de consistencia muy blanda y blanda.</p>	
33,90	34,35	25 SPT					1	2					40		
34,35	34,80	26 SPT					SHELBY NO RECUPERADO					0	100		
34,80	35,40	HQ									0	40			
35,40	35,85	27 SPT					1	2					0		
35,85	36,30	28 SPT					SHELBY NO RECUPERADO					0			
36,30	36,90	HQ									0	40			
36,90	37,35	29 SPT					1	2					82		
37,35	37,80	30 SPT					SHELBY					27			
37,80	38,40	HQ									0	40			
38,40	38,85	31 SPT					1	2					100		
38,85	39,30	32 SPT					SHELBY NO RECUPERADO					0			
39,30	39,90	HQ									0	0			
39,90	40,35	33 SPT					2	3					100		
40,35	40,75	HQ									0	100			
40,75	41,40	HQ									0	40			
41,40	41,85	34 SPT					1	2					0		
41,85	42,30						SHELBY NO RECUPERADO					0			
42,30	42,90	HQ									0	0			
42,90	44,40	HQ									0	44			
44,40	44,85	35 SPT					1	2					67		
44,85	45,30	36 SPT					SHELBY NO RECUPERADO					0			
45,30	45,90	HQ									0	27			

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
N <sub>spt</sub> = Valor N <sub>spt</sub> (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
N <sub>spt</sub> ' = Valor de N <sub>spt</sub> corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
H <sub>s</sub> = Peso unitario seco, g/cm <sup>3</sup> (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm <sup>2</sup> (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

FUNDADA EN 1963

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: info@cyt.cr  
www.cyt.cr

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en www.eca.or.cr



 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP3	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420210,8496 Norte: 1096284,0826	
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	51,30 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	7,5366	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	1/2/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	8/2/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204 8/11
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES				N <sub>spt</sub> *	N <sub>spt</sub> '	%W*	H <sub>s</sub> **	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
			0	20	40	60									
45,90	46,35	37	SPT										100	44,40 m - 51,30 m CAPA F Limo plástico de color gris oscuro con lentes arenosos y fragmentos de fósiles, de consistencia muy blanda.	
46,35	46,80	38	SPT	SHELBY									80		
46,80	47,40		HQ								0		40		
47,40	47,85	39	SPT	1	2								58		
47,85	48,30	40	SPT	SHELBY									80		
48,30	48,90		HQ								0		0		
48,90	49,35	41	SPT	1	2								0		
49,35	49,80	42	SPT	SHELBY NO RECUPERADO											0
49,80	50,40		HQ								0		40		
50,40	50,85	43	SPT	1	2								67		
50,85	51,30	44	SPT	SHELBY											100
															N.F. = ----

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
N <sub>spt</sub> = Valor N <sub>spt</sub> (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
N <sub>spt</sub> ' = Valor de N <sub>spt</sub> corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 Instrucción de Ensayo IE-32*)
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
H <sub>s</sub> = Peso unitario seco, g/cm <sup>3</sup> (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm <sup>2</sup> (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.

FUNDADA EN 1963

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: info@cyt.cr  
www.cyt.cr

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en www.eca.or.cr



 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP4	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420470,6245	Norte: 1096263,7809
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	40,80 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	6,4322	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	11/2/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	13/2/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204 9/11
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES				N <sub>spt</sub> '	N <sub>spt</sub> '	%W*	H <sub>s</sub> **	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
			0	20	40	60									
0,00	1,50	HQ										0	47	0,00 m - 0,18 m Losa de concreto.	
1,50	1,50	1 SPT										0	78		
1,50	2,40	HQ										0	67	0,18 m - 10,90 m CAPA B Relleno de bloques desde centimétricos a métricos en matriz arenosa, de composición variada.	
2,40	2,40	2 SPT										0	87		
2,40	3,90	HQ										0	97	10,90 m - 18,30 m CAPA C Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa suelta, media y compacta.	
3,90	3,90	3 SPT										0	63		
3,90	5,40	HQ										0	100	N.F. = ----	
5,40	5,40	4 SPT										0	55		
5,40	6,90	HQ										0	57	N.F. = ----	
6,90	6,90	5 SPT										0	41		
6,90	8,40	HQ										0	78	N.F. = ----	
8,40	8,45	6 SPT										0	69		
8,40	9,90	HQ										0	80	N.F. = ----	
9,90	9,96	7 SPT										0	60		
9,96	11,40	HQ										0	60	N.F. = ----	
11,40	11,85	8 SPT										0	60		
11,85	12,90	HQ										0	60	N.F. = ----	
12,90	13,35	9 SPT										0	60		
13,35	14,40	HQ										0	60	N.F. = ----	
14,40	14,85	10 SPT										0	60		
14,85	15,90	HQ										0	60	N.F. = ----	
15,90	16,35	11 SPT										0	60		
16,35	17,40	HQ										0	60	N.F. = ----	
												0	60		

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
N <sub>spt</sub> ' = Valor N <sub>spt</sub> ' (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
N <sub>spt</sub> ' = Valor de N <sub>spt</sub> ' corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32*))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
H <sub>s</sub> = Peso unitario seco, g/cm <sup>3</sup> (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm <sup>2</sup> (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado
(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.	

 <p><b>Su proyecto en suelo firme.</b></p>	<b>PROYECTO :</b>	<b>ROMPEOLAS DE PUERTO CALDERA.</b>		
	<b>UBICACION :</b>	<b>CALDERA, ESPARZA, PUNTARENAS.</b>		
<b>PERFORACION:</b>	SP4	<b>LOCALIZACION DE PERFORACION:</b>	Coordenadas CRTM-05: Este: 420470.6245	Norte: 1096263,7809
<b>PROFUNDIDAD TOTAL:</b>	40,80 m.	<b>SISTEMA DE PERFORACION :</b>	PERCUSION ESTANDAR Y ROTACION CON BROCA DE DIAMANTE	
<b>Elevación (NMBS):</b>	6,4322	<b>PERFORADOR:</b>	LUIS AGUILAR.	
<b>FECHA DE INICIO :</b>	11/2/2019	<b>PREPARADO POR:</b>	RANDY PORRAS	
<b>FINALIZACION :</b>	13/2/2019	<b>FECHA:</b>	14/2/2019	<b>INFORME # :</b> 204
<b>OBSERVACIONES :</b>				<b>PIEZOMETRO :</b> ( ) SI (X) NO

INTERVALOS METROS	Pt	TIPO DE PERF	No. GOLPES	Nspt*	Nspt'	%W*	Hs**	C*(a)	%RQD	%REC	S	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO
17,40	17,85	12	SPT	21	32	29	1,56	0,24	0	89		10,90 m - 18,30 m CAPA C Arena fina suelta de color café a café oscuro, de compacidad relativa suelta, media y compacta.
17,85	18,90		HQ						0	63		
18,90	19,35	13	SPT	24	36	33	1,08		0	100		
18,90	20,40		HQ						0	33		
20,40	20,85	14	SPT	16	24	30	0,86		0	100		
20,85	21,90		HQ						0	30		
21,90	22,35	15	SPT	12	18	27	1,08		0	100		
22,35	23,40		HQ						0	0		
23,40	23,85	16	SPT	36	54	21	1,09		0	100		18,30 m - 28,35 m CAPA D Arena limosa de color gris oscuro con pocos fragmentos de fósiles, de compacidad relativa suelta, media, compacta y muy compacta.
23,85	24,90		HQ						0	0		
24,90	25,35	17	SPT	23	35				0	0		
25,35	26,40		HQ						0	13		
26,40	26,85	18	SPT	36	54	27	1,15		0	89		
26,85	27,90		HQ						0	63		
27,90	28,35	19		SHELBY					0	100		
28,35	28,80	20	SPT	4	6	49	1,15	0,36	0	78		
28,80	29,40		HQ						0	40		
29,40	29,85	21	SPT	7	11	41	1,23	0,30	0	100		
29,85	30,30	22		SHELBY NO RECUPERADO					0	0		28,35 m - 40,80 m CAPA E Columna de estratos cohesivos compuesta por limos arcillo arenosos, limos plásticos arenosos, limos plásticos y limos arcillosos, de color gris oscuro azulado con fragmentos de fósiles, de consistencia muy blanda, blanda a media.
30,30	30,90		HQ						0	20		
30,90	31,35	23	SPT	2	3				0	0		
31,35	31,80	24		SHELBY NO RECUPERADO					0	0		
31,80	32,40		HQ						0	0		

N.F. = ----

TP = Trépanos de punta (cono dinámico)	Bar = Barreno
Pt = # Muestra	SPT = Sistema de Penetración Estándar (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)
Nspt = Valor Nspt (ASTM D-1586, Instrucción de Ensayo IE-16*)	% Rec. = % de recuperación
Nspt' = Valor de Nspt corregido	H.Q. = Rotación con broca de diamante (ASTM D-2113 (Instrucción de Ensayo IE-32'))
%W = Humedad natural (AASHTO T-265, Instrucción de ensayo IE-06*)	S = Simbología
Hs = Peso unitario seco, g/cm3 (ASTM D-2937**)	
C = Cohesión, kg/cm2 (ASTM D-2166, Instrucción de ensayo IE-33*)	* Ensayo Acreditado ** Ensayo No Acreditado

(a) El valor fue obtenido de una muestra alterada extraída en tubos de bronce (liners) con el SPT, por lo que sus resultados son aproximados.



**ANEXO D: Fotografías de las cajas de muestras de rotación**

## Perforación SP1



## Perforación SP2



## Perforación SP3

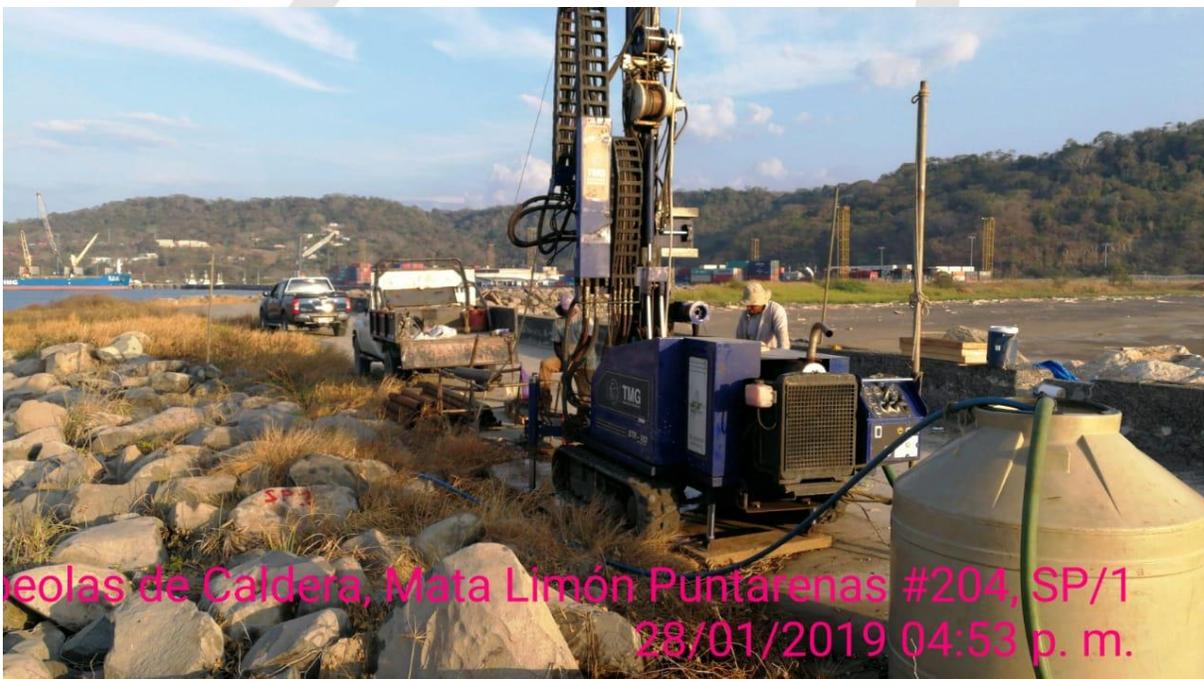


## Perforación SP4



**ANEXO E: Fotografías de los trabajos de perforación**

## Perforación SP-1



**Perforación SP-2**



**FUNDADA EN 1963**

\*Alcances LE-045 y OI-025  
Ver alcances en [www.eca.or.cr](http://www.eca.or.cr)

Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: [info@cyt.cr](mailto:info@cyt.cr)  
[www.cyt.cr](http://www.cyt.cr)

**Perforación SP-3**



**Perforación SP-4**



## ANEXO 4-CAMPAÑA GEOFÍSICA



Estudio geofísico de refracción sísmica para el  
Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto  
Caldera, Puntarenas



**Reporte N° 011 – 2019**

**Febrero, 2019**

**Puntarenas, Costa Rica**

22 de febrero del 2019.

**Empresa COPISA Costa Rica.**  
**Ing. Luis Millán Solórzano**

Estimado Ingeniero:

Me complace hacer entrega de los resultados obtenidos en el proyecto de investigación geofísica tipo sísmica marina y MASW como apoyo al estudio geotécnico del proyecto de Rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera. Los trabajos de campo fueron ejecutados bajo la norma ASTM D-5777-00 (2011).

El presente informe incluye:

- Una sección tipo MASW, datos e interpretación, con una longitud efectiva de 200 m.
- Interpretación de 9 secciones sísmicas de 82.5 metros realizadas en el mar
- Distribución de las velocidades de la onda "Vs" y "Vp".
- Clasificación del tipo de sitio acorde al Código Sísmico de Costa Rica (2010).
- Correlación de los datos obtenidos en los perfiles de refracción sísmica marina, con los resultados de las perforaciones hechas en tramos comunes sobre el rompeolas.
- Conclusiones.

Doy fe que los datos y resultados aquí aportados han sido tomados con un grado alto de control de calidad, acorde a la fase de desarrollo de este proyecto.

Atentamente

Carlos Leandro Montoya  
Geólogo – Geofísico  
CG # - 134  
**Gerente Ingeofica Dos Mil S.A.**

*Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas, R011-2019*



## TABLA DE CONTENIDOS

---

<b>TABLA DE CONTENIDOS .....</b>	<b>3</b>
CUADROS .....	3
FOTOGRAFÍAS .....	4
FIGURAS.....	4
<b>CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
1.1 SITUACIÓN GEOGRÁFICA Y OBJETIVO.....	6
1.2 METODOLOGÍA DE PROSPECCIÓN SÍSMICA MARINA Y EQUIPO. ....	8
1.3 METODOLOGÍA Y EQUIPO EN EL MASW (MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACES WAVES).....	10
1.4. FUENTES DE ERROR Y PROFUNDIDAD DE INVESTIGACIÓN GEOFÍSICA.....	10
<b>CAPÍTULO 2: RESULTADOS.....</b>	<b>12</b>
2.1 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL MASW-1 – PS-2 Y CORRELACIÓN CON LAS PERFORACIONES SP-2 Y SP-3.....	13
2.2 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL PS-1 Y PS-3 Y CORRELACIÓN CON EL PERFIL MASW – 1 .....	17
2.3 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL PS-4 Y PS-5 Y CORRELACIÓN CON EL PERFIL MASW – 1 .....	19
2.4 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL PS-6 Y PS-7 Y CORRELACIÓN CON EL PERFIL MASW – 1 .....	21
2.5 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL PS-8 Y PS-9 Y CORRELACIÓN CON EL PERFIL MASW – 1 .....	23
<b>CAPÍTULO 3: CONCLUSIONES .....</b>	<b>25</b>
<b>CAPÍTULO 4: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>28</b>
<b>ANEXO 1: LÁMINAS.....</b>	<b>31</b>

### **Cuadros**

Cuadro 1: Coordenadas de los dispositivos sísmicos en CRTM 05.....	8
Cuadro 2. Correlación geológica y simbología general.....	13
Cuadro 3. Resultados de velocidades y espesores obtenidos en el perfil MASW-1. ....	14
Cuadro 4: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-2.....	15
Cuadro 5: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-1.....	17
Cuadro 6: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-3.....	17
Cuadro 7: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-4.....	19

Cuadro 8: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-5.....	19
Cuadro 9: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-6.....	21
Cuadro 10: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-7.....	21
Cuadro 11: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-8.....	23
Cuadro 12: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-9.....	23

## **Fotografías**

Foto 1. Perfil sísmico PS-2.	
Foto 2. Labor de prospección sísmica marina desde la punta del rompeolas.....	5
Foto 3. Equipo de Refracción Sísmica: Geode de la casa Geometrics.....	9
Foto 4. Colocación de geófonos de 4.5 Hz para las pruebas MASW.....	11
Foto 5. Boya guía para la ubicación de los perfiles geofísicos.....	12
Foto 7. Sector intermedio del perfil MASW.....	25
Foto 8. Labor de tendido marino del perfil PS-3.....	28

## **Figuras**

Figura 1. Ubicación regional del sitio de estudio.....	6
Figura 2. Ubicación de los perfiles sísmicos en mar y tierra.....	7
Figura 3. Ejemplo de curva de velocidad de fase (en m/s) versus frecuencia (Hz).....	10
Figura 4. Interpretación del perfil MASW-1 y perfil PS-2.....	16
Figura 5. Interpretación de los perfiles PS-1 y PS-3.....	18
Figura 6. Interpretación del perfil PS-4 y PS-5.....	20
Figura 7. Interpretación del perfil PS-6 y PS-7.....	22
Figura 8. Interpretación de los perfiles PS-8 y PS-9.....	24

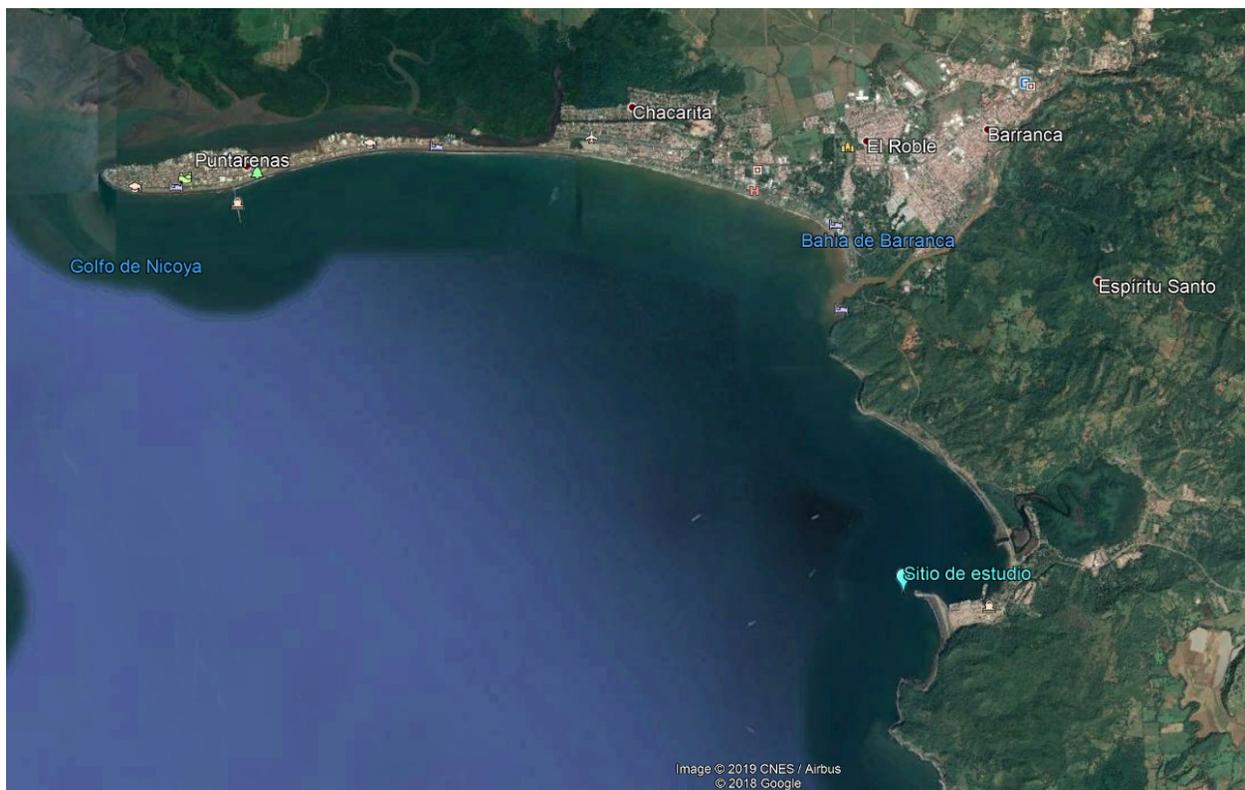
## CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN



**Foto 2. Labor de prospección sísmica marina desde la punta del rompeolas.**

## 1.1 Situación geográfica y objetivo.

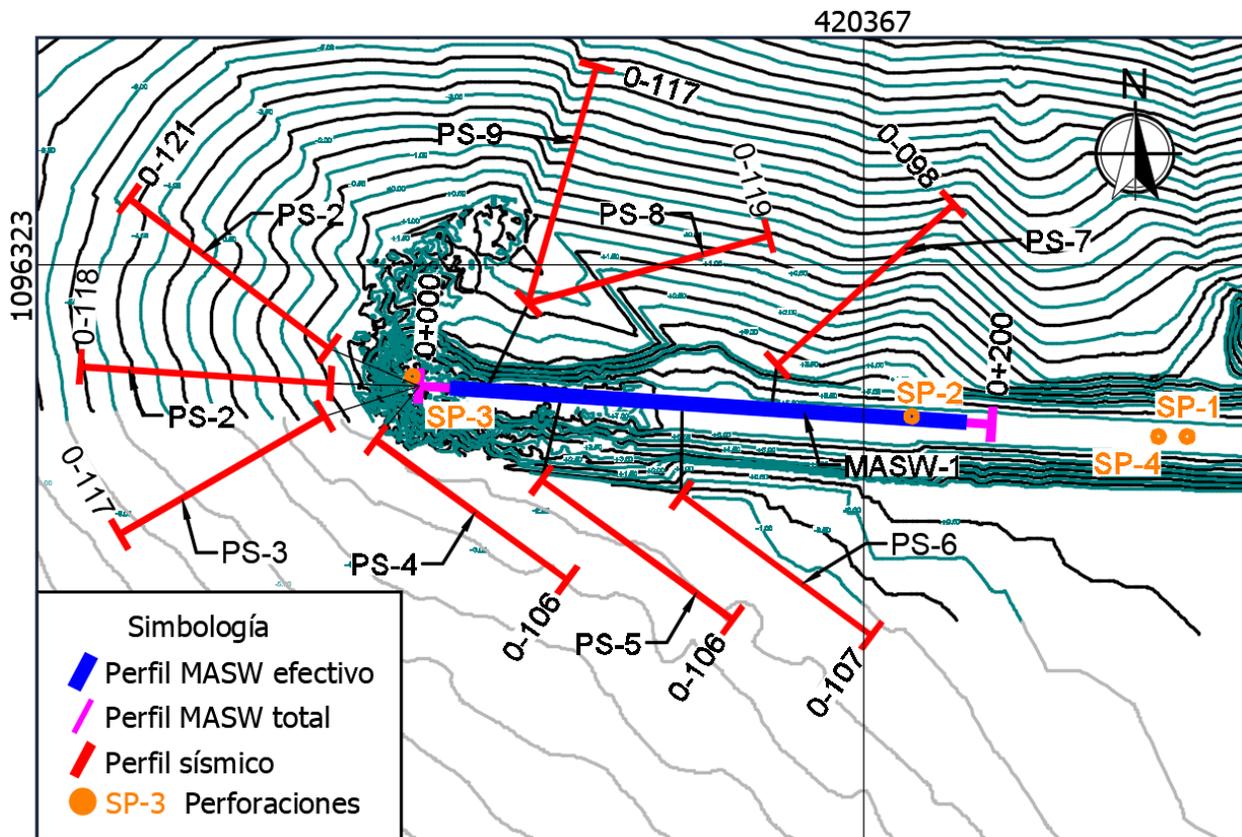
El área estudiada se ubica sobre al actual rompeolas de protección al Puerto de Caldera, localizado en la provincia 6° de Puntarenas, en el cantón 2° de Esparza, en el distrito 2° de San Juan Grande, como lo ilustra la imagen satelital (tomada de Google Earth).



**Figura 1. Ubicación regional del sitio de estudio.**

Se destacan dos objetivos principales descritos en la oferta técnica:

- 1) Con el método de refracción sísmica determinar las calidades físicas y espesores de los sedimentos en el área de ampliación del dique o rompeolas, mediante 9 secciones en su entorno para descartar discontinuidades laterales a partir del análisis de la onda Vp
- 2) Realizar un perfil tipo MASW (análisis multicanal de ondas superficiales) de 200 m de longitud efectiva iniciando desde la punta del rompeolas para obtener las velocidades de onda Vs.
- 3) Conocer detalladamente, la estratigrafía sísmica de los sedimentos que conforman el dique actual y correlacionar estos datos con los de las perforaciones y los datos de la refracción sísmica marina.



**Figura 2. Ubicación de los perfiles sísmicos en mar y tierra.**

La figura 2 muestra las líneas sísmicas interpretadas, siendo las rojas las correspondientes a los perfiles sísmicos y el azul al perfil tipo MASW. Cabe aclarar que la disposición original de los perfiles de refracción eran 2 paralelos al eje del dique de 200 m cada uno, pero, al momento de la prospección, el oleaje, las corrientes y un muñón de roca aflorante al norte – noreste de la punta, obligó a cambiar la estrategia de prospección sin afectar lo objetivo inicial, por el contrario, al final el metraje prospectado es superior al ofertado a beneficio del cliente.

El inicio y final de cada perfil está indicado en el siguiente cuadro 1, éstas coordenadas fueron tomadas con un GPS tipo navegador que puede albergar un error de hasta 4 metros en la componente horizontal.

**Cuadro 1: Coordenadas de los dispositivos sísmicos en CRTM 05.**

	INICIO		FIN		LONGITUD (m)
<b>MASW</b>	420212	1096280	420412	1096267	200
<b>PS-1</b>	420177	1096296	420111	1096346	82.5
<b>PS-2</b>	420176	1096282	420094	1096287	82.5
<b>PS-3</b>	420179	1096270	420108	1096229	82.5
<b>PS-4</b>	420197	1096262	420264	1096213	82.5
<b>PS-5</b>	420255	1096248	420321	1096199	82.5
<b>PS-6</b>	420304	1096243	420370	1096194	82.5
<b>PS-7</b>	420337	1096288	420398	1096344	82.5
<b>PS-8</b>	420250	1096310	420330	1096332	82.5
<b>PS-9</b>	420250	1096310	420273	1096389	82.5

## 1.2 Metodología de prospección sísmica marina y equipo.

Como ya se indicó, las líneas sísmicas marinas, se realizaron extendiendo un cable sísmico especialmente diseñado para este tipo de prospección, el cual posee un alma de acero que le permite soportar esfuerzos y ser halado por el bote sin problemas. Este cable posee hidrógeófonos a cada 7.5 metros y a los cuales se les adapta una boya

para que el cuerpo flote porque de lo contrario, quedaría atrapado en el piso rocoso (fotos 1 y 6).

Para alinear los dispositivos, primero se colocaron boyas con pintura adecuada en los puntos previamente ingresados al GPS (ver foto 5). Una vez colocado el cable con hidrófonos, en el mar, se realizaron solicitudes sísmicas hacia ambos extremos para generar las ondas primarias  $V_p$ . Los perfiles sísmicos marinos en total poseen una longitud de 82.5 metros.

El sismógrafo usado es uno modelo Geode de la casa americana GEOMETRICS. Este se sincroniza con un ordenador el cual registra las señales provenientes de cada solicitud sísmica en los 12 canales activos (foto 2).

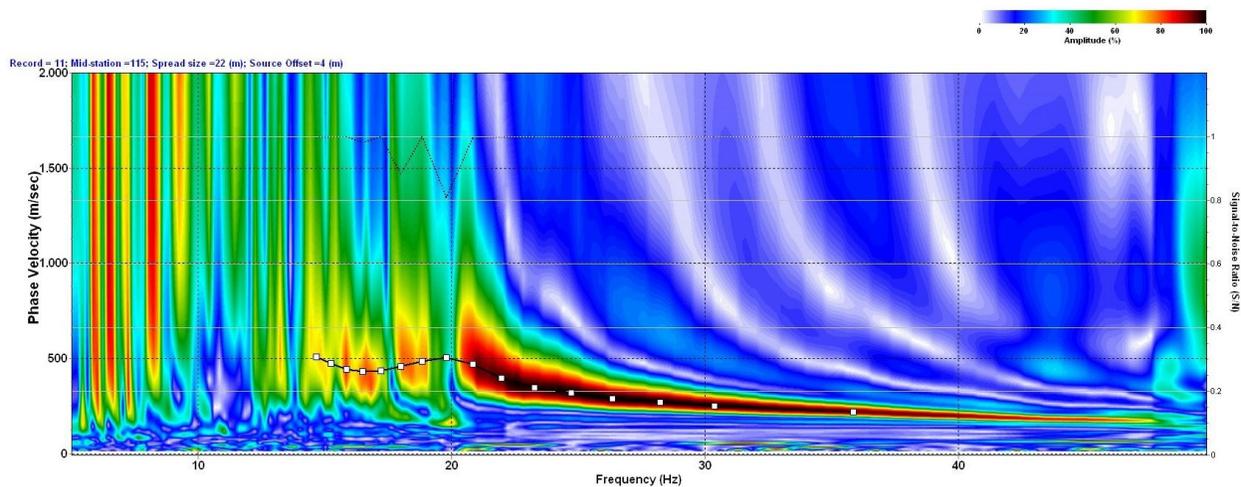


**Foto 3. Equipo de Refracción Sísmica: Geode de la casa Geometrics.**

El método de procesamiento usado es el de Hagiwara, análisis que permiten obtener la profundidad de “n” interfaces bajo cada geófono. Este método fue introducido al país por una comisión técnica japonesa (JICA) en los años 90’s, como parte de un apoyo de ese gobierno a los estudios del Proyecto Hidroeléctrico Pirrís. A lo largo de los años este método ha sido ampliamente aplicado por el autor en innumerables proyectos tanto terrestres como acuáticos en general.

### 1.3 Metodología y equipo en el MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

El método MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) analiza los espectros de frecuencia de las ondas superficiales generadas ante una solicitud sísmica, que, en este caso, fue con golpe de mazo dado a una distancia (offset) del primer geófono receptor de 10 m. Los geófonos usados son de 4.5 Hz en un arreglo de 12 canales activos. Para el procesamiento de los datos se contó con la versión actualizada SurfSeis 5.3.1.16 (2015). El software Surf Seis (creado por Kansas Geological Survey) utiliza el método homónimo MASW para determinar el perfil de velocidad de las ondas de corte "Vs" y su espesor hasta la base del lecho rocoso, tanto como la continuidad lateral de las capas sísmicas (Figura 3).



**Figura 3. Ejemplo de curva de velocidad de fase (en m/s) versus frecuencia (Hz).**

El sismógrafo utilizado es el mismo ya descrito.

### 1.4. Fuentes de error y profundidad de investigación geofísica.

En refracción sísmica, las fuentes de error posibles incluyen además de los errores topográficos, la lectura de los tiempos de arribo ( $\pm 2$  ms) y el cálculo de las velocidades

y profundidades de las interfaces. Este último punto, significa que para estratos profundos el error es acumulativo dependiendo del contraste de la impedancia acústica. En síntesis, se estima que para las primeras capas el error puede ser de hasta un 10%. Para capas profundas el error puede alcanzar hasta 15% sobre la profundidad total.

La profundidad máxima alcanzada por este método de refracción sísmica es de 25 a 30 metros. *Importante es recalcar que con este método no se pueden identificar capas blandas bajo una de mayor velocidad.*

Con el método MASW, se estima inferior al 10%. El perfil prospectado alcanzó una profundidad máxima a los 70 metros. Importante, es tomar en cuenta el efecto de la presión litostática. Un material que refleje una velocidad de 400 m/s a una profundidad de 50 metros podría ser menor a una profundidad más somera, por ello, cuando se correlacionan valores de  $N_{spt}$  a gran profundidad, se debe tomar en consideración ese efecto.



**Foto 4. Colocación de geófonos de 4.5 Hz para las pruebas MASW**

**CAPÍTULO 2: RESULTADOS**

**Foto 5. Boya guía para la ubicación de los perfiles geofísicos**

## 2.1 Descripción del perfil MASW-1 – PS-2 y correlación con las perforaciones SP-2 y SP-3

Dado que, ambos perfiles son colineales, se analizan como un todo y se incluyen las perforaciones que están dentro del sector prospectado, la SP-3 en el sector de la punta del rompeolas y la SP-2.

Con base en los resultados obtenidos se determinó la siguiente distribución del valor de la velocidad de la onda secundaria “Vs”, definida en 5 clases según sus rangos de velocidad, desde la “A” hasta la “E”, como lo ilustra cuadro 1

**Cuadro 2. Correlación geológica y simbología general.**

POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL						
Capas		Posible correlación geológica		Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s	*Tipo de sitio
A			Rellenos - sedimentos blandos	-	180 - 300	S <sub>3</sub>
B			Rellenos - sedimentos poco compactos	1700	300 - 400	S <sub>3</sub> - S <sub>2</sub>
C			Sedimentos compactos	1850 - 2100	400 - 500	S <sub>2</sub> inferior
D			Sedimentos compactos / transición a materiales rocosos meteorizados	-	500 - 650	S <sub>2</sub> superior
E			Roca fracturada	-	650 - 900	S <sub>2</sub> - S <sub>1</sub>
	Variación lateral con desplazamiento sugerido		SP-3	Perforación (SP)		Intersección de perfiles geofísicos

\* Basado en el Código Sísmico de Costa Rica (2010)



Con respecto a la clasificación del “tipo de sitio” clasificado con base en el Código Sísmico (2010), se aclara que la correlación hecha aquí, es determinada exclusivamente a partir de los rangos de velocidades, no así de las características estrictas de las que nace y describe su clasificación en cuanto a otros parámetros,

también, en el cuadro anterior, el tipo S<sub>2</sub> se subdivide en 2 (uno inferior hasta los 500 m/s y otro superior hasta los 650 m/s).

El siguiente cuadro 3 y la figura 4, muestran los resultados obtenidos en la interpretación sísmica tipo MASW-1. Las velocidades de las ondas “Vs” son dadas en (m/s) y los espesores son dados en metros.

**Cuadro 3. Resultados de velocidades y espesores obtenidos en el perfil MASW-1.**

Capas	Vs (m/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa A	180 – 300	0 – 13	Rellenos – sedimentos blandos
Capa B	300 – 400	11 – 20	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa C	400 – 500	9 – 19	Sedimentos compactos
Capa D	500– 650	7 – 45	Sedimentos compactos / transición materiales rocosos meteorizados
Capa E	650 – 900	-	Roca fracturada

La primera capa “A”, se pudo haber incluido dentro de “B” pero es un lente de baja velocidad que vale la pena resaltarlo porque su límite inferior de 180 m/s refleja casi la barrera con tipo de sitio S4 según el código sísmico.

Se interpreta una primera capa “B” con un importante espesor de materiales tipo rellenos gravosos que incluyen bloques con sobre tamaño y sedimentos litorales. El perfil marca un cambio de color azul a cian. Este cambio de velocidad no es estrictamente un cambio en el relleno antropogénico del pedraplén.

La tercera capa “C”, ha sido correlacionada con materiales denominados como sedimentos compactos, su nivel superior se correlaciona con un aumento en el valor del N<sub>spt</sub>, en el caso de la perforación SP-3, se observa un leve incremento en el número de golpes (18 – 22) y en el caso de la perforación SP-2, aumenta a un valor de 34.

La capa “D”, a pesar de tener una mayor velocidad, no guarda una correlación con las perforaciones porque en ellas en valor de  $N_{spt}$  disminuye. Aunque esto es bien extraño, podría justificarse de 3 formas, primero, las velocidades aumentan con la profundidad por la presión litostática, el tono verde con velocidad de 500 a 650 podría ser una velocidad acrecentada por ese efecto, segundo, la zona en realidad representa una cuenca de rellenos con lentes de todo tamaño cuya influencia, por efecto de escala, escapa a la resolución del MASW y por lo tanto lo que éste método geofísico está mapeando, es realmente el promedio de las velocidades del entorno, complementario a esto, una tercera justificación, es la gran variabilidad de la geología en la dimensión horizontal, esto fue corroborado en la perforaciones PS-1 y PS-4 que a pesar que están juntas, los valores obtenidos son diferentes y hasta contrastantes.

Finalmente, la capa “E” representa el basamento local correlacionado con materiales rocosos con velocidad de la onda secundaria de 600 a 900 m/s. Este basamento evidencia un súbito hundimiento en la estación indicada 0+060 (a 30 metros de la punta), que desplaza también la capa “D”.

El siguiente cuadro 4, muestra los valores obtenidos para el perfil sísmico PS-2. Nótese que estos resultados mapean bien el contraste entre las capas definidas por el método MASW – 1 “B” y “C”, cuya frontera a su vez, corresponde con el nivel más consolidado correlacionado con el aumento del número de golpes identificado en las perforaciones.

La lámina 1 del anexo, ilustra los resultados de este perfil MASW-1 – PS-2 de forma más aumentada que la figura 4

**Cuadro 4: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-2.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 - 400	6,5 – 14	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900 – 2000	400 - 500	-	Sedimentos compactos

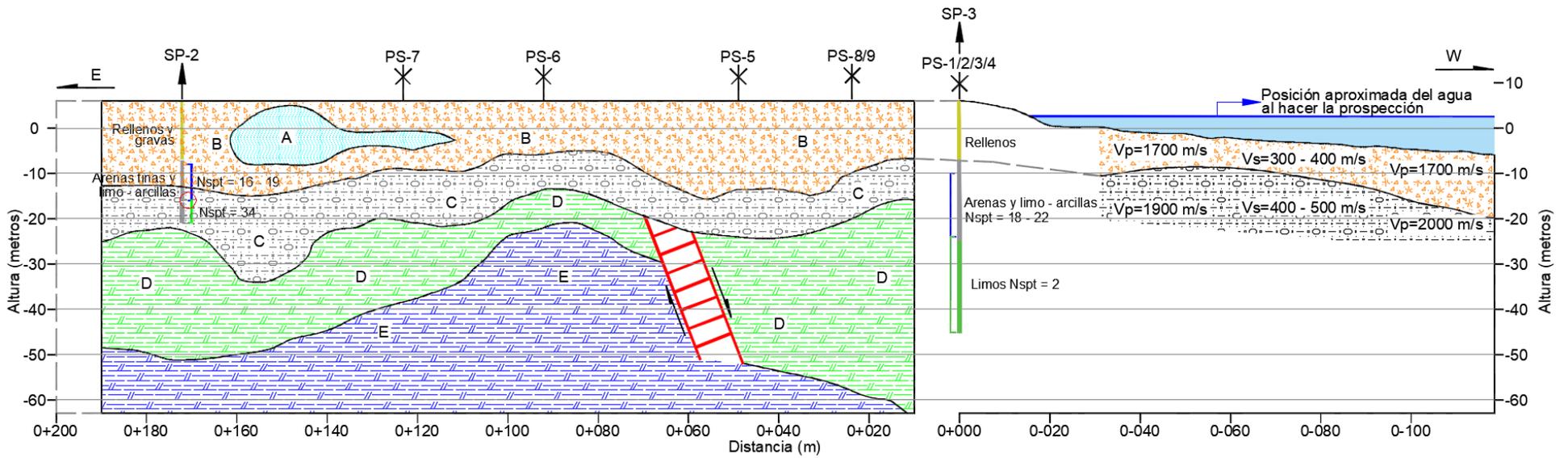


Figura 4. Interpretación del perfil MASW-1 y perfil PS-2

## 2.2 Descripción del perfil PS-1 y PS-3 y correlación con el perfil MASW – 1

La figura 5 y los cuadros 5 y 6 reflejan los valores de las capas identificadas. Como se ha mencionado ese límite corresponde con el nivel de aumento de golpes en las perforaciones observadas y la frontera entre las capas “B” y “C”

**Cuadro 5: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-1.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	9,5 – 16	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900 - 2000	400 – 500	–	Sedimentos compactos

**Cuadro 6: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-3.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	7 – 14,5	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900 - 2100	400 – 500	–	Sedimentos compactos

No se observan zonas de baja velocidad.

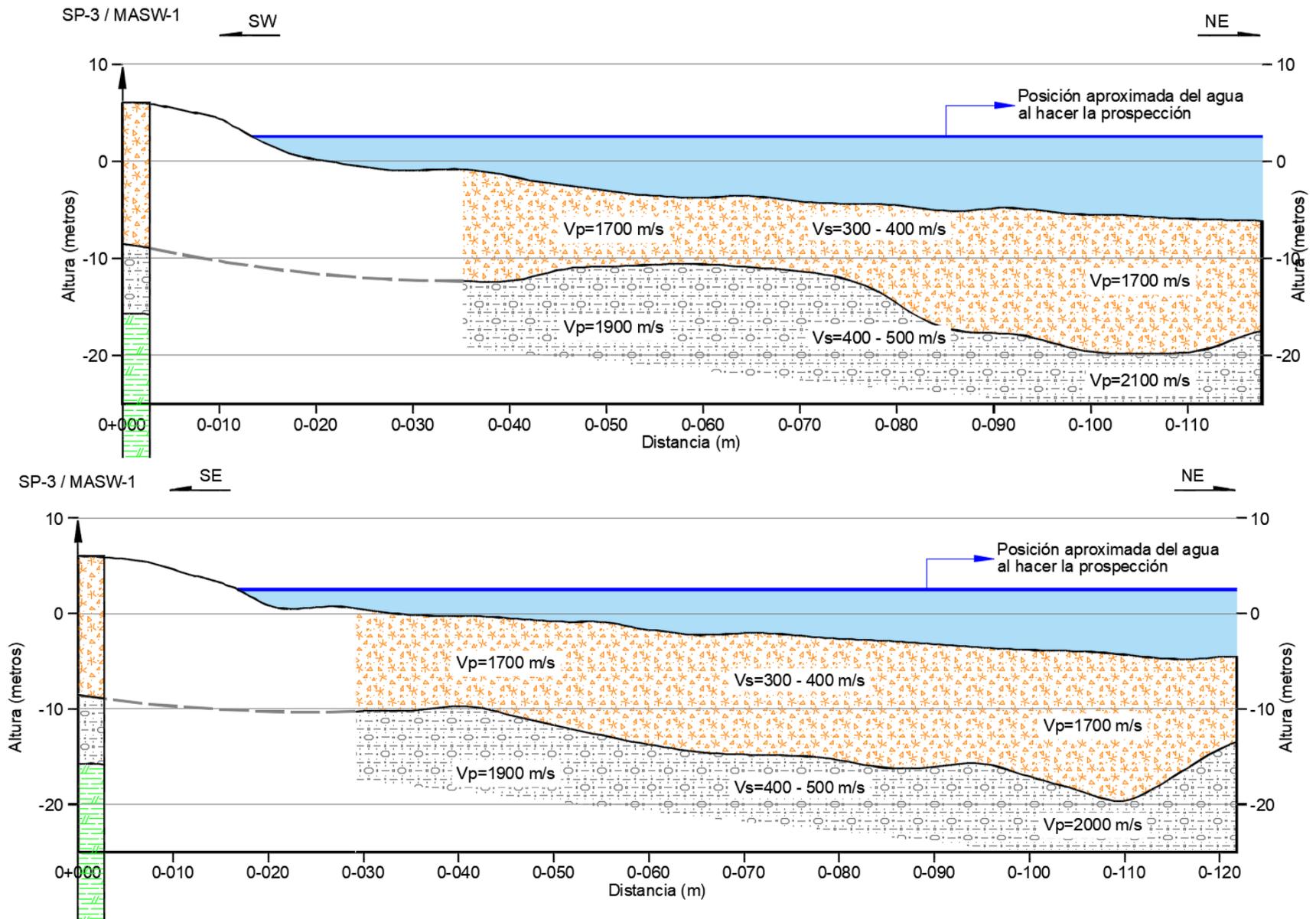


Figura 5. Interpretación de los perfiles PS-1 y PS-3

### 2.3 Descripción del perfil PS-4 y PS-5 y correlación con el perfil MASW – 1

La figura 6 y los cuadros 7 y 8 reflejan los valores de las capas identificadas. Como se ha mencionado ese límite corresponde con el nivel de aumento de golpes en las perforaciones observadas y la frontera entre las capas “B” y “C”

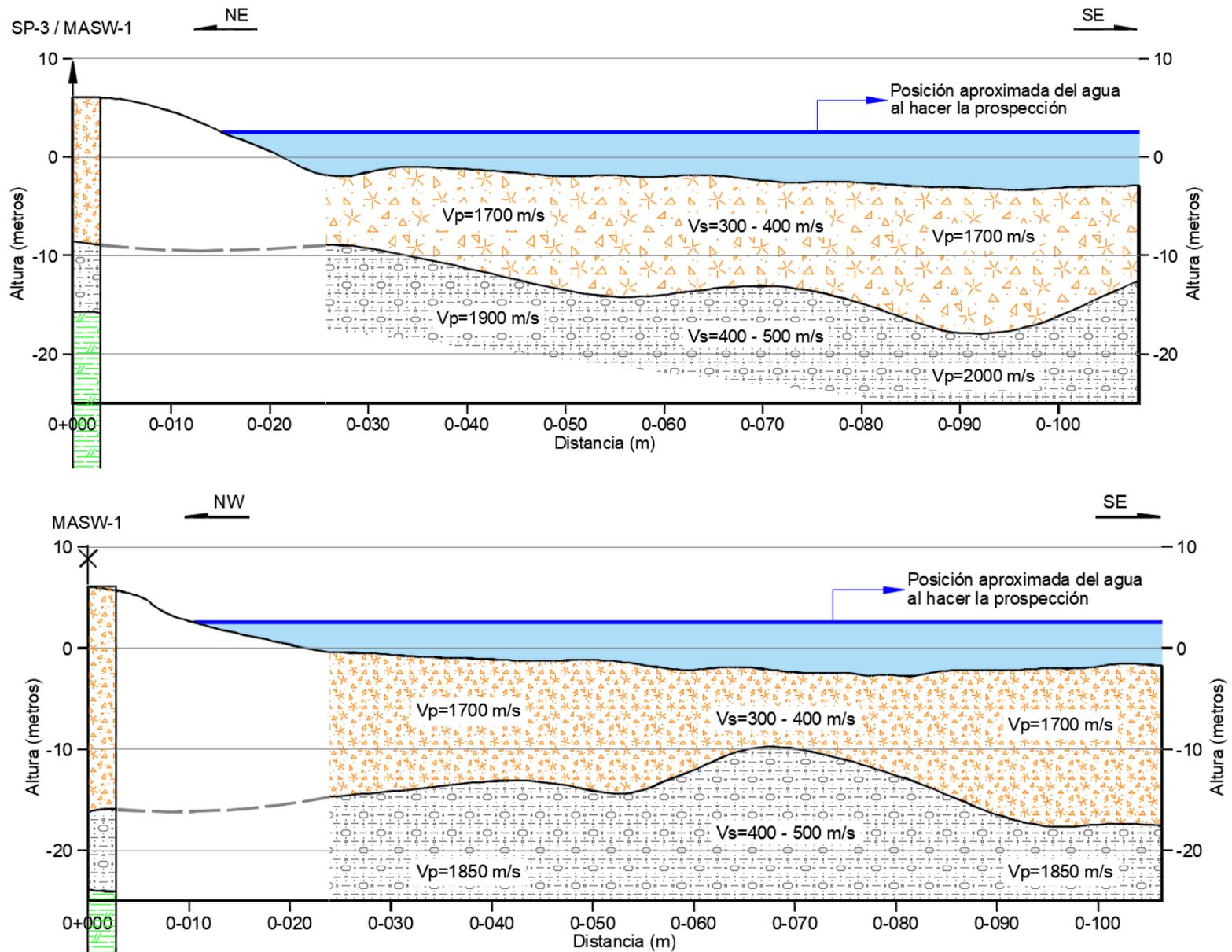
**Cuadro 7: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-4.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	7 – 14,5	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900 - 2000	400 – 500	–	Sedimentos compactos

**Cuadro 8: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-5.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	7,5 – 16	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1850	400 - 500	–	Sedimentos compactos

No se observan zonas de baja velocidad.



**Figura 6. Interpretación del perfil PS-4 y PS-5**

## 2.4 Descripción del perfil PS-6 y PS-7 y correlación con el perfil MASW – 1

La figura 7 y los cuadros 9 y 10 reflejan los valores de las capas identificadas. Como se ha mencionado ese límite corresponde con el nivel de aumento de golpes en las perforaciones observadas y la frontera entre las capas “B” y “C”

**Cuadro 9: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-6.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	10 – 15,5	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900	400 – 500	–	Sedimentos compactos

**Cuadro 10: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-7.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	7 – 14	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900 – 2000	400 - 500	–	Sedimentos compactos

No se observan zonas de baja velocidad.

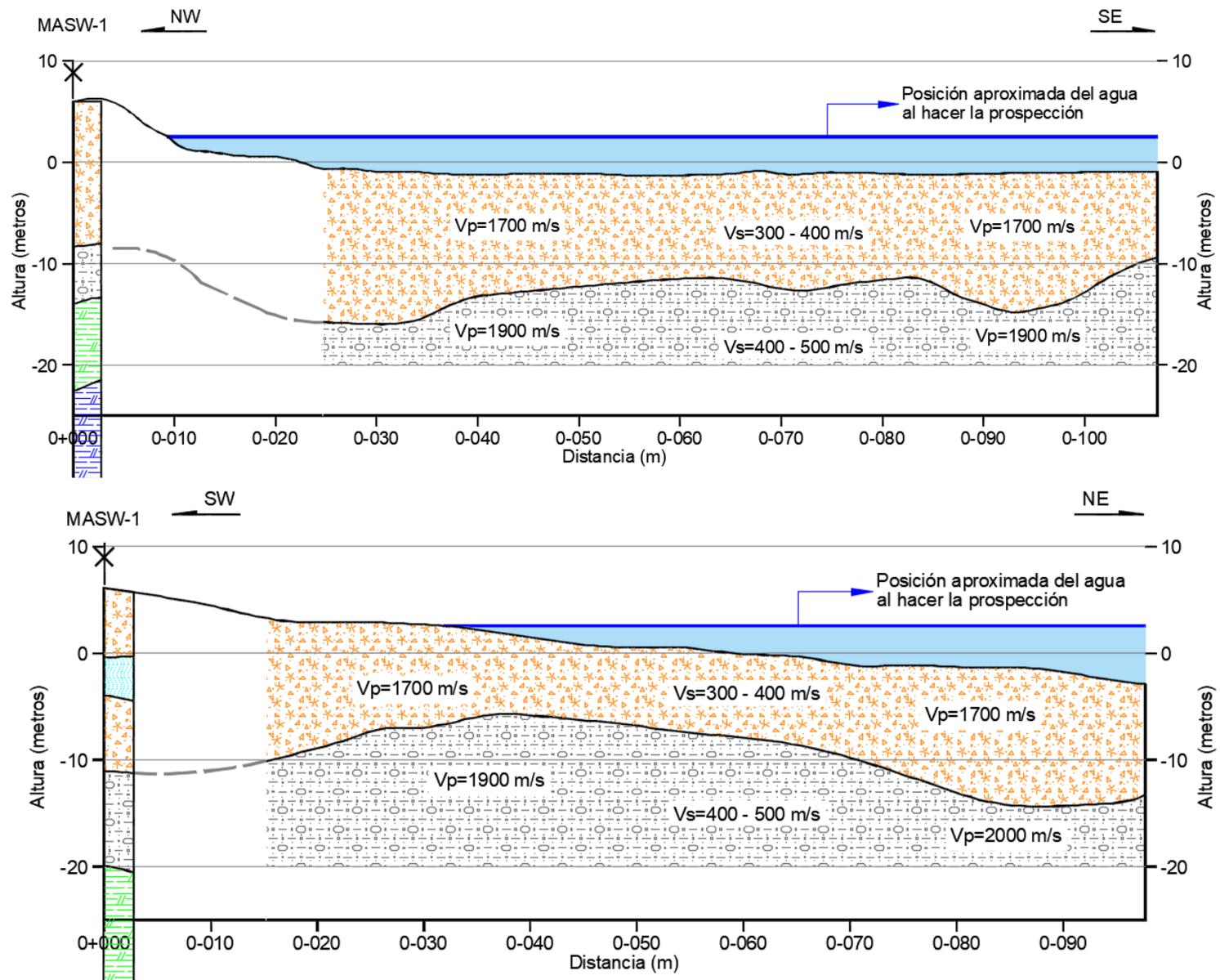


Figura 7. Interpretación del perfil PS-6 y PS-7

## 2.5 Descripción del perfil PS-8 y PS-9 y correlación con el perfil MASW – 1

La figura 8 y los cuadros 11 y 12 reflejan los valores de las capas identificadas. Como se ha mencionado ese límite corresponde con el nivel de aumento de golpes en las perforaciones observadas y la frontera entre las capas “B” y “C”

**Cuadro 11: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-8.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	6 – 11	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	1900 - 2000	400 – 500	–	Sedimentos compactos

**Cuadro 12: Resultados obtenidos en el perfil sísmico PS-9.**

Capas	Vp (km/s)	Vs (km/s)	Espesor (m)	Correlación litológica
Capa 1	1700	300 – 400	7,5 – 13,5	Rellenos – sedimentos poco compactos
Capa 2	2000 - 2100	400 - 500	–	Sedimentos compactos

No se observan zonas de baja velocidad.

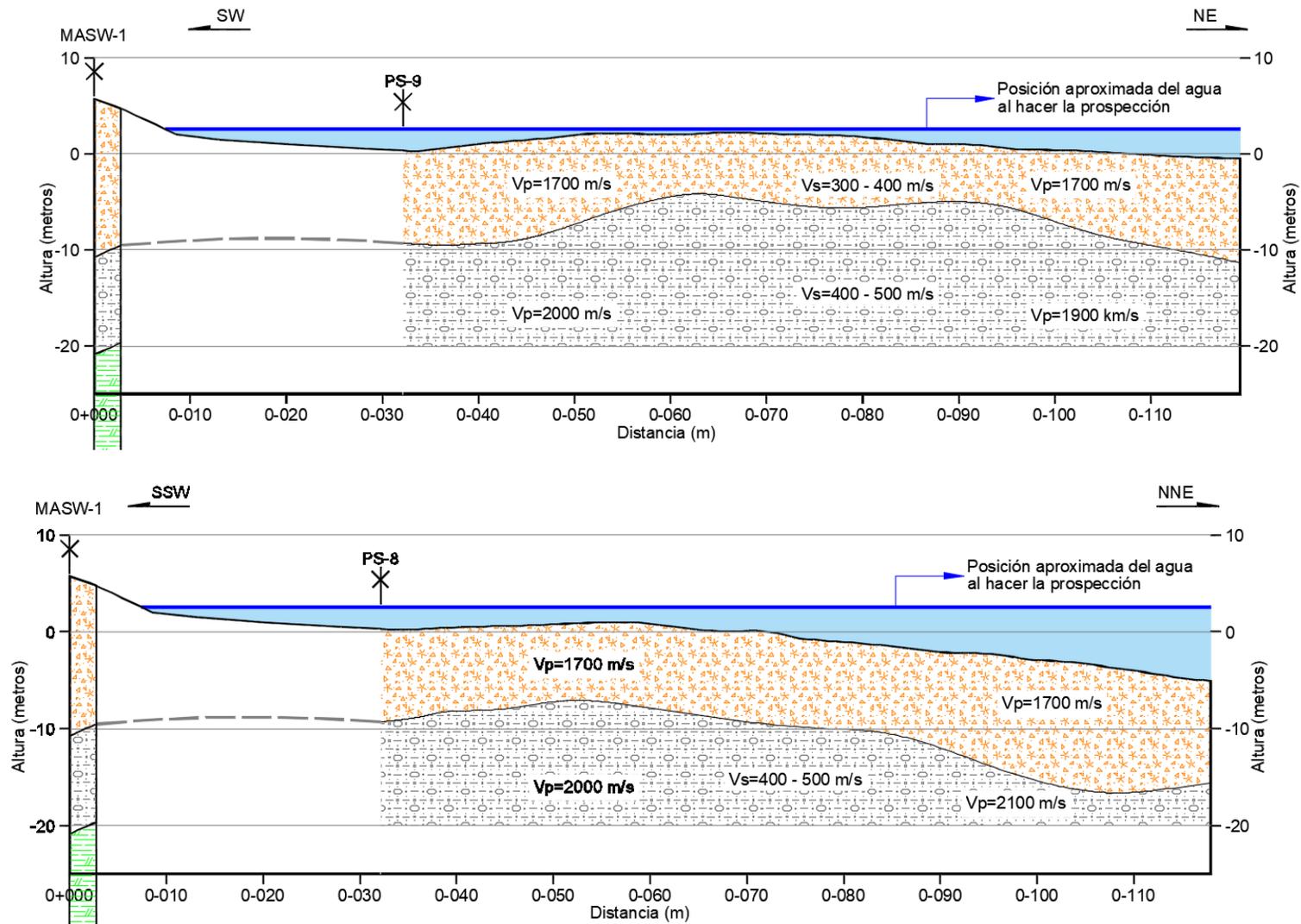


Figura 8. Interpretación de los perfiles PS-8 y PS-9

**CAPÍTULO 3: CONCLUSIONES**

**Foto 7. Sector intermedio del perfil MASW**

*Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas, R011-2019*



Con base en lo analizado se concluye lo siguiente:

1. Se modelan una estratigrafía de 5 clases de capas sísmicas basados en la velocidad de la onda secundaria.

Capas	Posible correlación geológica		Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s	*Tipo de sitio
A			-	180 - 300	S <sub>3</sub>
B			1700	300 - 400	S <sub>3</sub> - S <sub>2</sub>
C			1850 - 2100	400 - 500	S <sub>2</sub> inferior
D			-	500 - 650	S <sub>2</sub> superior
E			-	650 - 900	S <sub>2</sub> - S <sub>1</sub>

2. La primera capa "A", se pudo haber incluido dentro de "B" pero es un lente de baja velocidad que vale la pena resaltarlo porque su límite inferior de 180 m/s refleja casi la barrera con tipo de sitio S4 según el código sísmico.
3. Se interpreta una primera capa "B" con un importante espesor de materiales tipo rellenos gravosos que incluyen bloques con sobre tamaño y sedimentos litorales.
4. La tercera capa "C", ha sido correlacionada con materiales denominados como sedimentos compactos, su nivel superior se correlaciona con un aumento en el valor del N<sub>spt</sub>, en el caso de la perforación SP-3, se observa un leve incremento en el número de golpes (18 – 22) y en el caso de la perforación SP-2, aumenta a un valor de 34.

5. La capa “D”, a pesar de tener una mayor velocidad, no guarda una correlación con las perforaciones porque en ellas en valor de  $N_{spt}$  disminuye. Aunque esto es bien extraño, podría justificarse de 3 formas, primero, las velocidades aumentan con la profundidad por la presión litostática, el tono verde con velocidad de 500 a 650 podría ser una velocidad acrecentada por ese efecto, segundo, la zona en realidad representa una cuenca de rellenos con lentes de todo tamaño cuya influencia, por efecto de escala, escapa a la resolución del MASW y por lo tanto lo que éste método geofísico está mapeando, es realmente el promedio de las velocidades del entorno, complementario a esto, una tercera justificación, es la gran variabilidad de la geología en la dimensión horizontal, esto fue corroborado en la perforaciones PS-1 y PS-4 que a pesar que están juntas, los valores obtenidos son diferentes y hasta contrastantes.
6. Finalmente, la capa “E” representa el basamento local correlacionado con materiales rocosos con velocidad de la onda secundaria de 600 a 900 m/s. Este basamento evidencia un súbito hundimiento en la estación indicada 0+060 (a 30 metros de la punta), que desplaza también la capa “D”.
7. Los perfiles sísmicos mapean bien el contraste entre las capas definidas por el método MASW – 1 “B” y “C”, cuya frontera a su vez, corresponde con el nivel más consolidado correlacionado con el aumento del número de golpes identificado en las perforaciones.

**CAPÍTULO 4: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

**Foto 8. Labor de tendido marino del perfil PS-3.**

*Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas, R011-2019*



Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos: Código sísmico de Costa Rica, 2010 / 4ª. ed. Cartago, Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2011.

Ingeofica Dos Mil, 2012: Estudio geofísico de refracción sísmica para proyecto de ampliación del muelle de Caldera. Reporte N°031 – 2012. Informe para Sociedad Portuaria Puerto Caldera Costa Rica.

Ingeofica Dos Mil, 2015: “Estudio geofísico de refracción sísmica para la nueva terminal de transbordadores de Paquera, Puntarenas” Informe para IMNSA – MOPT.

Masuda, H. 1981: Seismic Refraction Analysis for Engineering Study OYO, Technical Note, Tokyo, Japan

Software Surf Seis 5.3.1.16 (2015): Copyright Kansas Geological Survey 1998 – 2015.

*Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas, R011-2019*



## Personal Profesional

Geofísico. Carlos Leandro Montoya.

## Personal de apoyo

Wendy Rojas M., dibujante

Andrés Leandro Aguilar, asistente procesamiento

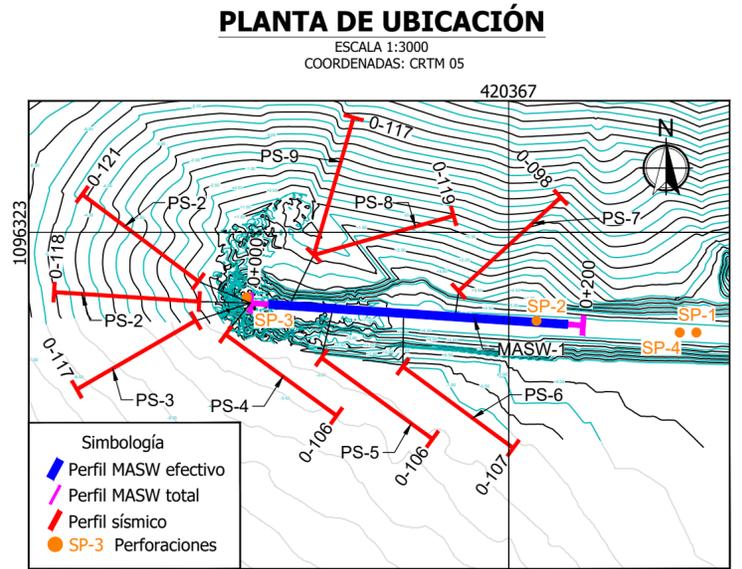
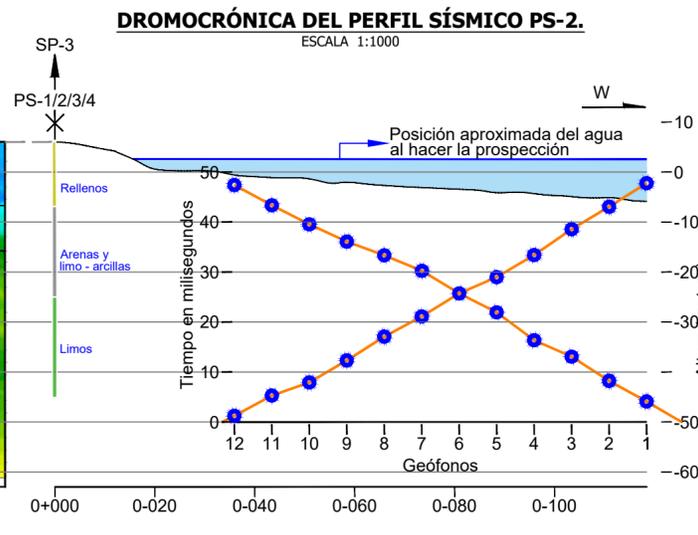
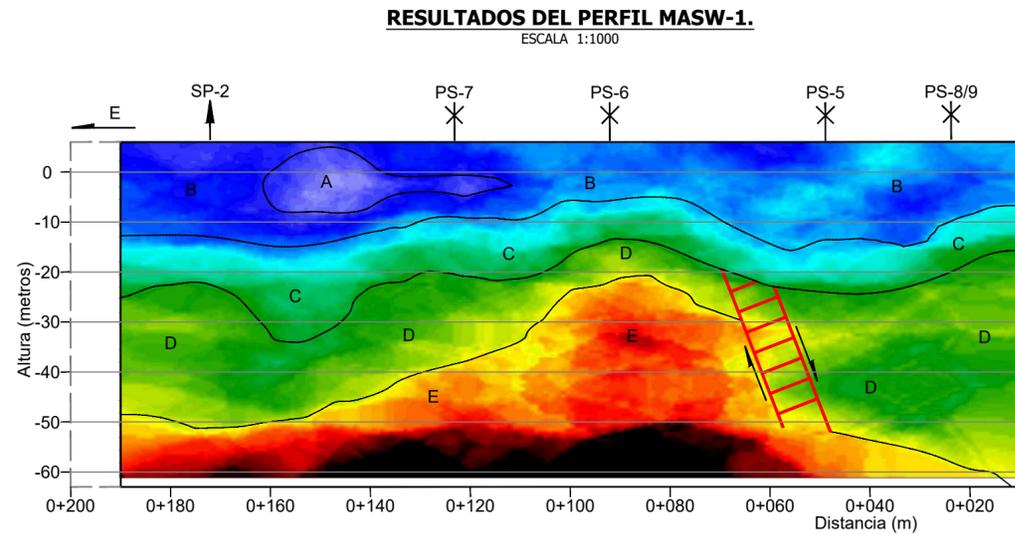
Greivin Moya Acuña, Operador.

Víctor Loria Fernández, Asistente del operador.

## ANEXO 1: LÁMINAS

*Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas, R011-2019*

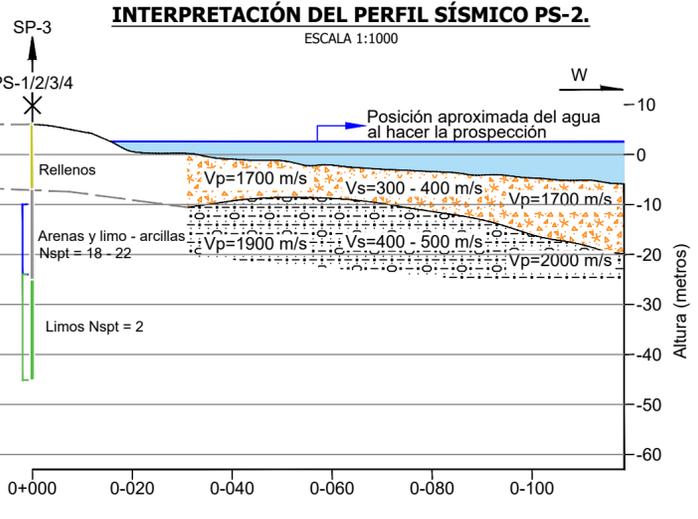
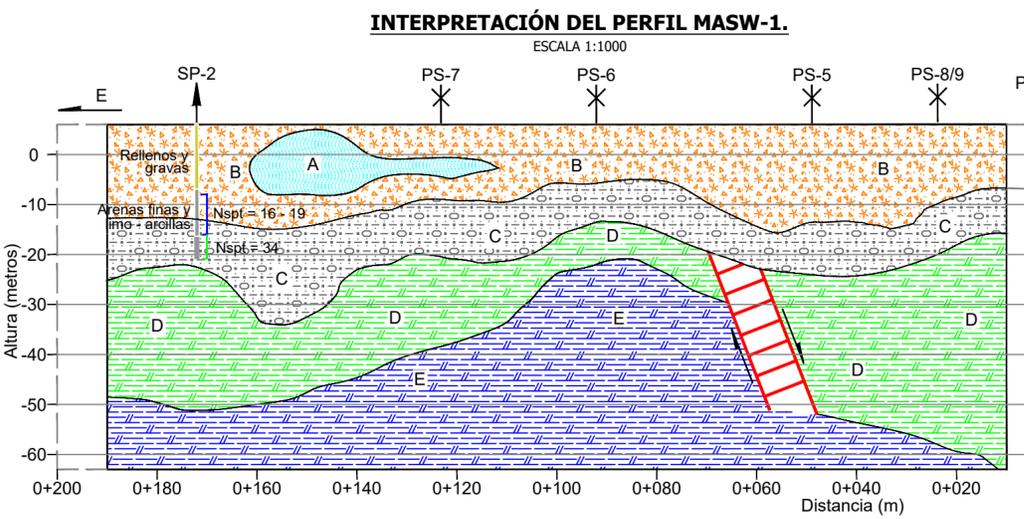




#### POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL

Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s	*Tipo de sitio
A	Rellenos - sedimentos blandos	-	180 - 300	S <sub>3</sub>
B	Rellenos - sedimentos poco compactos	1700	300 - 400	S <sub>3</sub> - S <sub>2</sub>
C	Sedimentos compactos	1900 - 2000	400 - 500	S <sub>2</sub> inferior
D	Sedimentos compactos / transición a materiales rocosos meteorizados	-	500 - 650	S <sub>2</sub> superior
E	Roca fracturada	-	650 - 900	S <sub>2</sub> - S <sub>1</sub>

  Variación lateral con desplazamiento sugerido    
   Perforación (SP)    
   Intersección de perfiles geofísicos



Dib:W.R.V

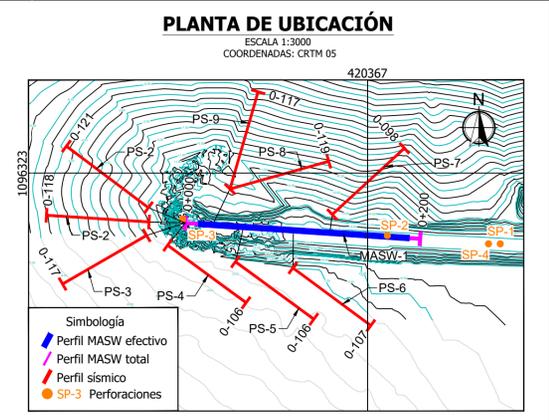
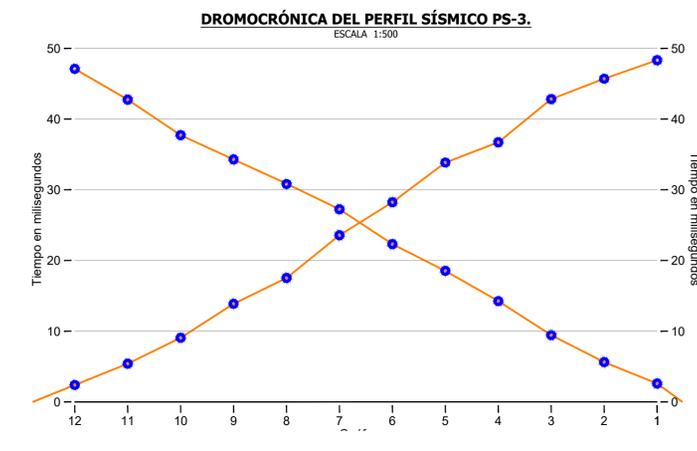
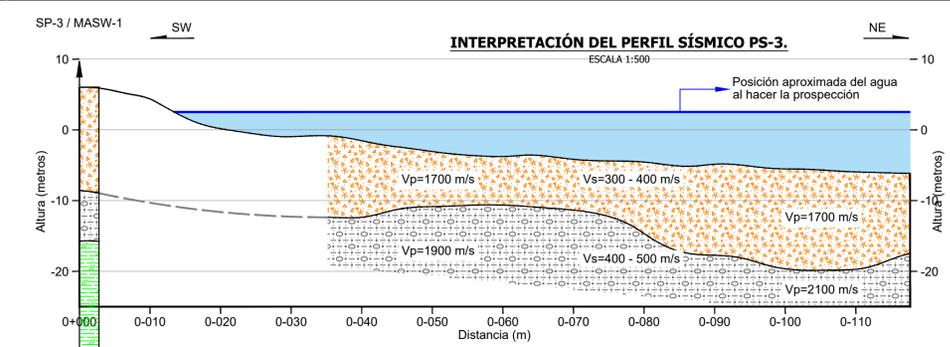
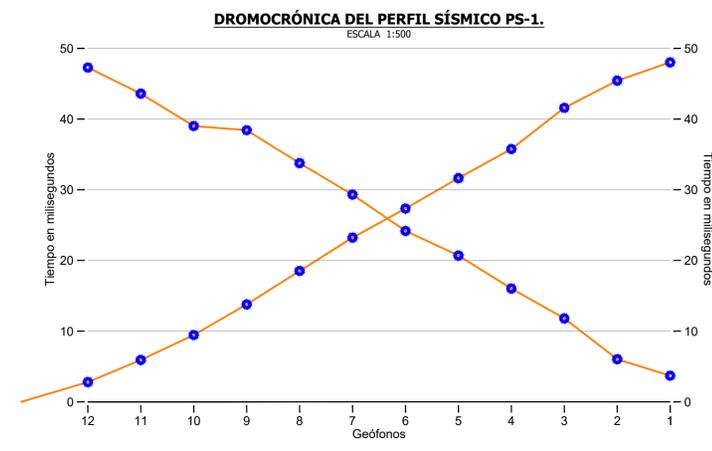
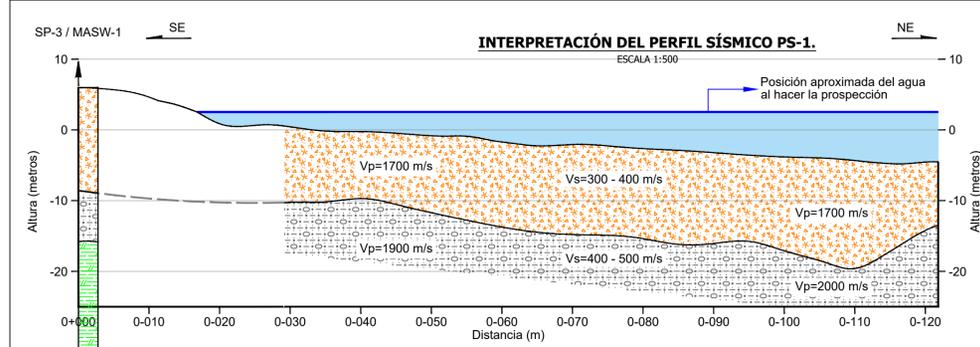
A SOLICITUD DE:  
**COPISA**  
COSTA RICA

PRESENTA:  
**Ingeo fíca**  
DOS MIL S.A.  
INVESTIGACIONES GEOFÍSICAS  
+506 2244 - 6819 www.ingefica.com

PROYECTO:  
Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas.

CONTENIDO:  
**Interpretaciones y resultados de los perfiles MASW-1 y PS-2**

ESCALA : Indicada  
ARCHIVO: R-011-2019  
FECHA: Febrero, 2019  
**LÁMINA 1**



POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL			
Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s
	Rellenos - sedimentos poco compactos	1700	300 - 400
	Sedimentos compactos	1900 - 2100	400 - 500
	Sedimentos compactos / transición a materiales rocosos meteorizados	-	500 - 650
	Roca fracturada	-	650 - 900
	Perforación (SP)		
	Intersección de perfiles geofísicos		

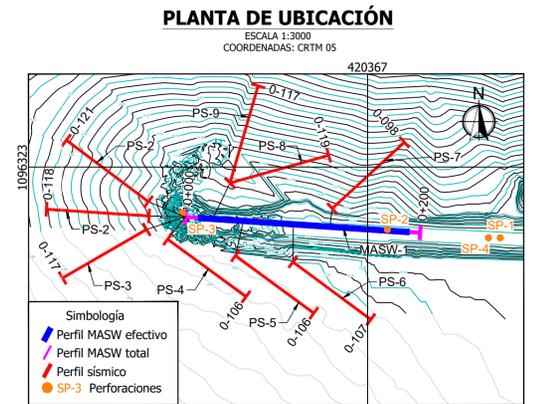
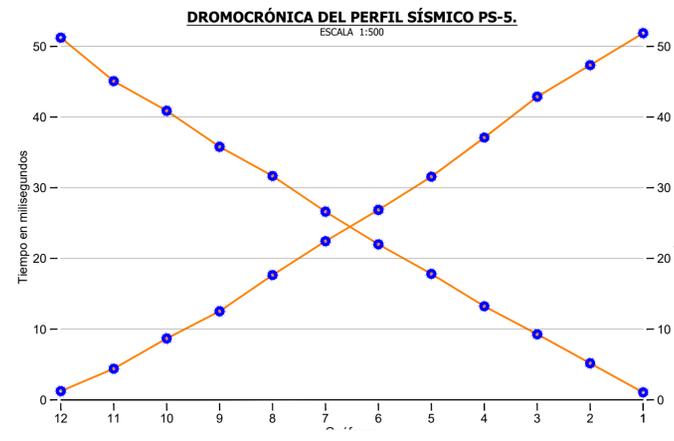
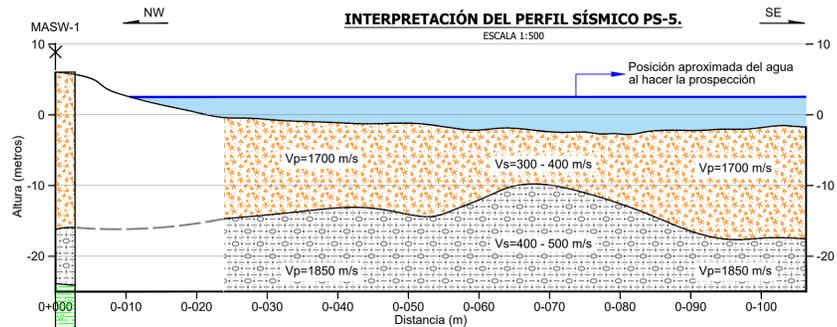
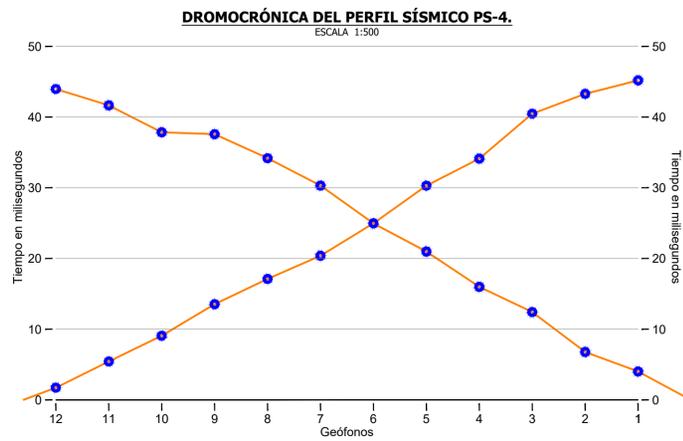
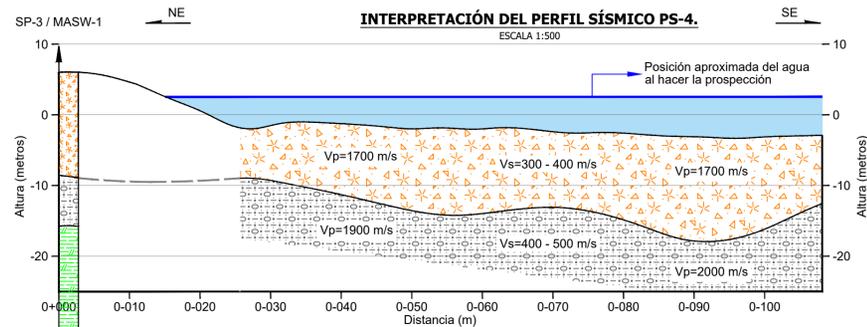
A SOLICITUD DE:  
**COPISA**  
COSTA RICA

PRESENTA:  
**INGEOTICA**  
INVESTIGACIONES GEOFÍSICAS  
+506 2041 - 8819 www.ingeo-tica.com

PROYECTO:  
Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas.

CONTENIDO:  
**Interpretación y dromocrónica de los perfiles sísmicos PS-1 y PS-3.**

ESCALA: INDICADA  
FECHA: Febrero, 2019  
ARCHIVO: R - 011 - 2019  
LÁMINA 2



POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL			
Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s
	Rellenos - sedimentos poco compactos	1700	300 - 400
	Sedimentos compactos	1850 - 2000	400 - 500
	Sedimentos compactos / transición a materiales rocosos meteorizados	-	500 - 650
	Roca fracturada	-	650 - 900
	Perforación (SP)		
	Intersección de perfiles geofísicos		

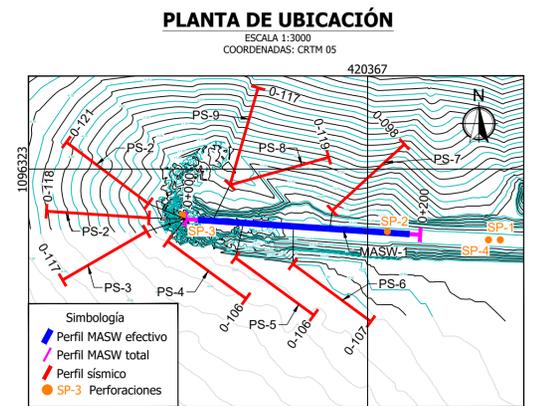
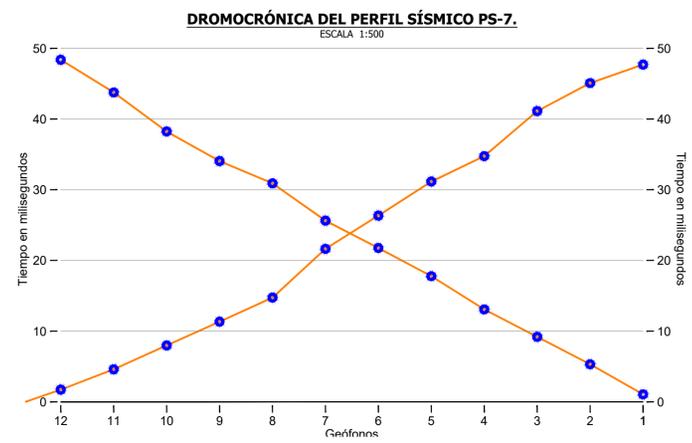
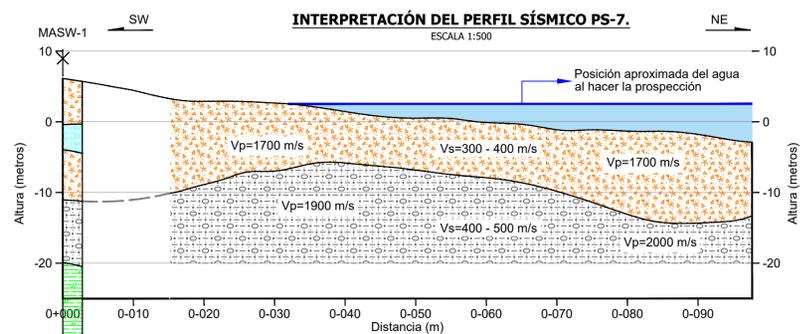
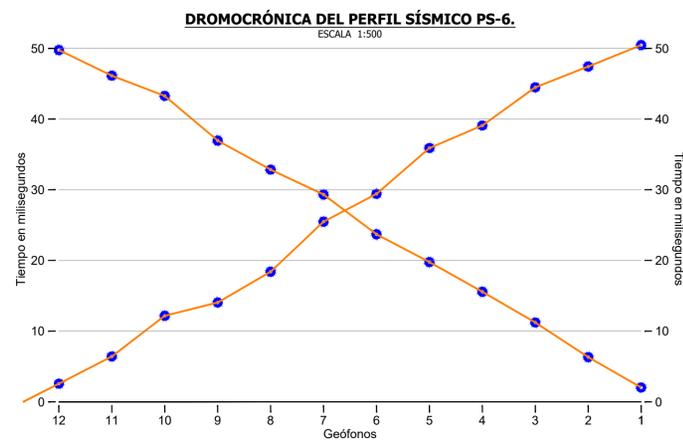
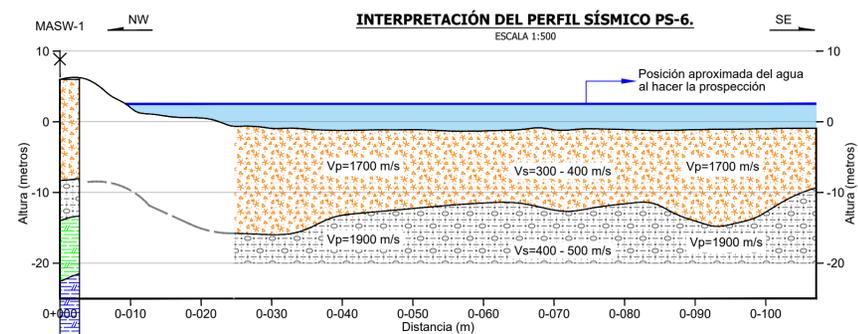
A SOLICITUD DE:  
**COPISA**  
COSTA RICA

PRESENTA:  
**INGEOMICA**  
INVESTIGACIONES GEOFÍSICAS

PROYECTO:  
Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas.

CONTENIDO:  
**Interpretación y dromocrónica de los perfiles sísmicos PS-4 y PS-5.**

ESCALA: INDICADA  
FECHA: Febrero, 2019  
ARCHIVO: R - 011 - 2019  
LÁMINA 3



**POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL**

Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s
	Rellenos - sedimentos poco compactos	1700	300 - 400
	Sedimentos compactos	1900 - 2000	400 - 500
	Sedimentos compactos / transición a materiales rocosos meteorizados	-	500 - 650
	Roca fracturada	-	650 - 900
	Perforación (SP)		
	Intersección de perfiles geofísicos		

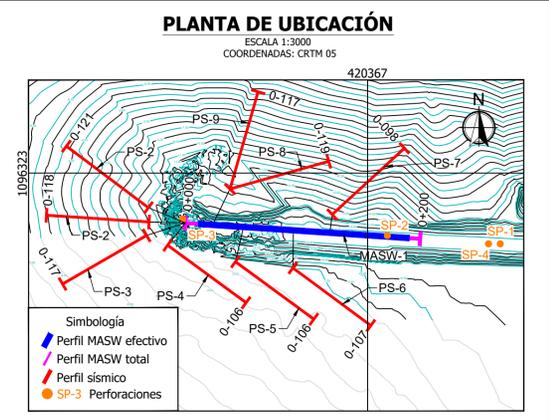
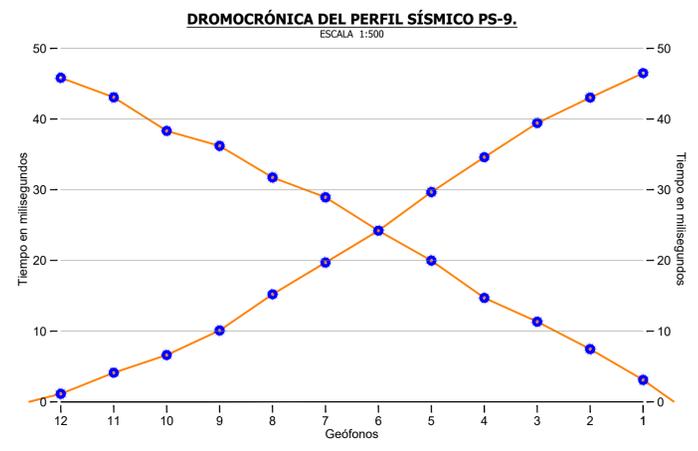
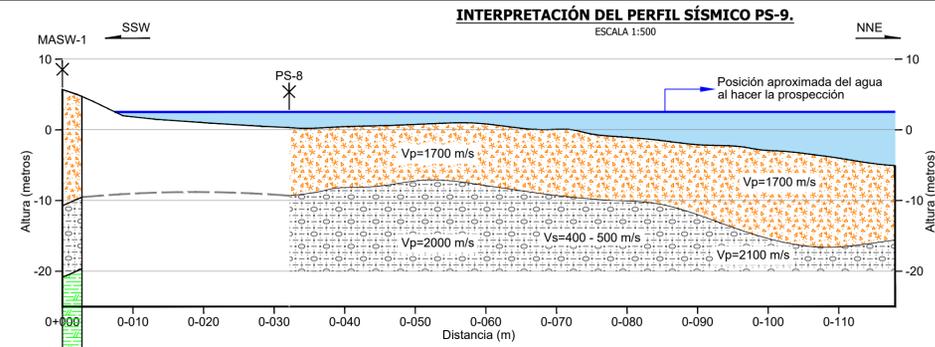
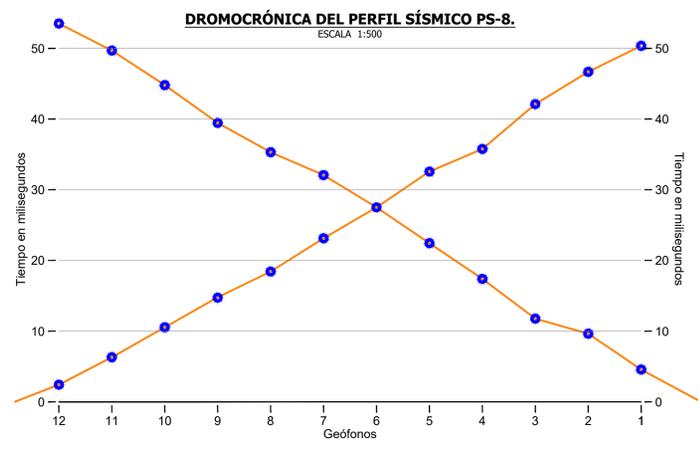
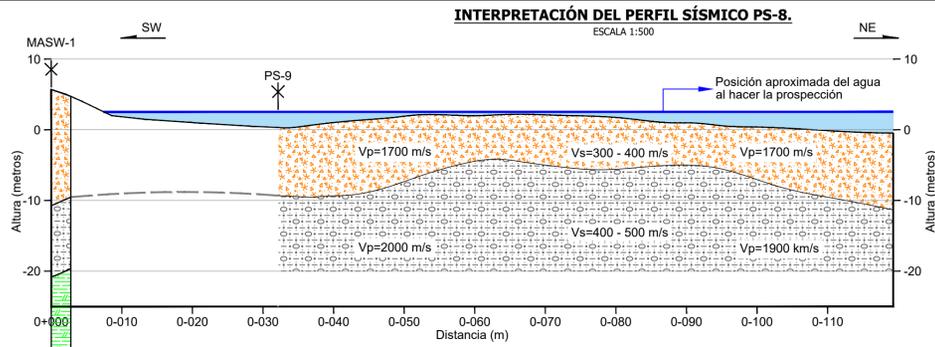
A SOLICITUD DE:  
**COPISA**  
COSTA RICA

PRESENTA:  
**INGEOMICA S.A.**  
INVESTIGACIONES GEOFÍSICAS

PROYECTO:  
Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas.

CONTENIDO:  
**Interpretación y dromocrona de los perfiles sísmicos PS-6 y PS-7.**

ESCALA: INDICADA  
FECHA: Febrero, 2019  
ARCHIVO: R - 011 - 2019  
LÁMINA 4



#### POSIBLE CORRELACIÓN GEOLÓGICA Y SIMBOLOGÍA GENERAL

Capas	Posible correlación geológica	Velocidad "Vp" en m/s	Velocidad "Vs" en m/s
	Rellenos - sedimentos poco compactos	1700	300 - 400
	Sedimentos compactos	1900 - 2100	400 - 500
	Sedimentos compactos / transición a materiales rocosos meteorizados	-	500 - 650
	Roca fracturada	-	650 - 900
	Perforación (SP)		
	Intersección de perfiles geofísicos		

A SOLICITUD DE:  
**COPISA**  
COSTA RICA

PRESENTA:  
**INGEOMICA**  
INVESTIGACIONES GEOFÍSICAS

PROYECTO:  
Estudio geofísico de refracción sísmica para el Proyecto de rehabilitación y reforzamiento del rompeolas de Puerto Caldera, Puntarenas.

CONTENIDO:  
**Interpretación y dromocronica de los perfiles sísmicos PS-8 y PS-9.**

ESCALA: INDICADA  
FECHA: Febrero, 2019  
ARCHIVO: R - 011 - 2019  
LÁMINA 5

## ANEXO 5-CAMPAÑA DE CALICATAS

Orden	Ubicación	Capa	Espesor	Descripción	Dimensiones	Volumen	Densidad	Peso	Imagen
1	0+24 Lado tierra	Coraza	1,2	Piedra caliza angular. En el sector de la lengüeta hay material en piedra redonda, cubos y otros	1,4x1,3x0,9 1,3x1,8x1,4	1,638 3,28	2,35	3,85 7,70	  <p>Vista del área de la lengüeta de materiales. Corazas y escombros rocas redondas y quebradas, cubos, etc.</p> <p>Vista donde se observa rocas calizas, y redondeada medianas y pequeñas de la cata.</p>
		Subcoraza	1,5	Roca mediana redondeada de río revuelta con roca pequeña y arena	0,8x1,15x0,7 0,5x0,9x0,75	0,64 0,34	2,35	1,51 0,79	
		Núcleo?	1	Roca pequeña revuelta con roca grande y arena	Roca 7 hasta 20 cm redondeada	0,00 0,01	2,35	0,00 0,02	
		Subcoraza	N.D.	Al fondo una capa de piedra grande	No se pudo ver dimensiones				
2	0+40 Lado mar	Coraza	5	Dos filas de piedra caliza angular sobresaliendo nivel de la calle	3,3x2,7x2,3 1,45x2,9x2,2	20,49 9,25	2,35	48,16 21,74	  <p>No es posible movilizar rocas calizas grandes, por lo que se hace una cata por un costado de las piedras grandes.</p> <p>Debajo de las piedras calizas grandes hay rocas grandes redondeadas, dolos y según se nos indicó hasta cubos.</p>
		Subcoraza	1,1	Piedra redondeada de río una o dos piedras de altura	1x1,6x1 1,5x0,75x0,9 0,8x0,8x0,6	1,60 1,01 0,38	2,35	3,76 2,38 0,90	
		Núcleo	N.D.	Piedra redondeada con finos	0,4x0,4x0,15	0,02	2,35	0,06	
3	0+48 Lado tierra	Coraza	2,2	Capa de 2 piedras. Sobre el talud, medición inclinada	1,6x1x0,65 1,4x1,15x0,7	1,04 1,13	2,35	2,44 2,65	  <p>Excavación sobre el talud.</p> <p>Coraza y roca de menor tamaño debajo</p>
		Subcoraza	1	Capa de 2 piedras. Por ser en talud no pudo excavar más abajo	0,6x0,7x0,4 0,46x0,35x0,45	0,17 0,07	2,35	0,39 0,17	

4	0+68 Lado mar	Coraza	5	Coraza de caliza sobre el nivel de calle	3x1,6x2,1 2,2x1,5x2,2	10,08 7,26	2,35	23,69 17,06	 <p>Cata realizada a un costado de las piedras calizas grandes.</p>  <p>Piedras de gran tamaño de caliza para protección del rompeolas.</p>
		Subcoraza	N.D.	Roca redondeada de río. No fue posible excavar más. Rocas están prensadas	1,07x0,53x0,5 1,4x0,9x0,76 1,3x0,7x0,6	0,28 0,96 0,55	2,35	0,67 2,25 1,28	
5	1+00 Lado mar	Coraza	2	Dolos en dos capas	N.A.				 <p>Cata en sección de dolos. Se retiran algunos dolos para observar capas.</p>  <p>Materiales sacados de la sección, dolos, sub-corazas y coraza.</p>
		Base	0,6	Material tipo lastre (Arenas y piedras). Solo debajo de la losa de concreto	De 7-20cm				
		Subcoraza	1	1 fila de piedras redondeadas	0,74x0,65x0,5 1,1x0,66x0,45 1,27x1,1x0,55	0,24 0,33 0,77	2,65	0,64 0,87 2,04	
		Núcleo	N.D.	Piedra redondeada	7-20cm				
6	1+0,4 Lado tierra	coraza	1,8-2,1	Piedra redondeada y angular				 <p>Cata realizada del lado tierra. En abultamiento del rompeolas (aumenta el ancho en este sector).</p>  <p>Material de la cata</p>	
		Grava	0,6	Debajo de la losa de concreto. Arena y roca redondeada contaminada con suelo	7-20cm				
		Subcoraza	1	Roca redondeada y angular contaminada con suelo	0,8x0,4x0,3 0,7x0,6x0,33 0,52x0,4x0,38	0,10 0,14 0,08	2,65		0,25 0,37 0,21

7	1+64 lado tierra	Coraza	2,7	Roca quebrada muy fisurada tipo sedimentario, con roca quebrada (colocada después?)	0,8x0,55x0,6 0,74x0,4x0,3 1,7x1x0,75 1,9x1,4x0,6	0,26 0,09 1,28 1,60	2,65	0,70 0,24 3,38 4,23	 Cata del lado tierra frente a la sección de dolos.	 Piedra quebradizas y piedras redondeadas no fisuradas que se observan en esta sección.	
		Lastre	0,5	Debajo de la losa	Finos a 7cm						
		Subcoraza	2	Roca angular quebrada. Muy contaminado con suelo	0,7x0,43x0,44 0,42x0,4x0,43	0,13 0,07					0,35 0,19
8	1+69	Coraza	2	Dolos en dos capas	N.A.		2,65	4,16 0,52 5,31	 Cata en el sector de dolos. Se removieron algunos dolos y se excavó.	 Detalle de dolos con una fila de subcoraza por debajo y luego núcleo.	
			0,6	Solo debajo de la losa de concreto	Finos a 7cm						
		Subcoraza	1	1 hilera de piedras quebradas	1,4x1,4x0,8 1,0x0,66x0,3 1,3x1,4x1,1	1,57 0,20 2,00					
		Núcleo	N.D.	Piedra redondeada y quebrada	Hasta 25cm						
9	2+11 Lado tierra	Coraza	2,5	Piedra café angular y gris redondeada	1,1x0,7x0,9 1,1x1,0x0,6 0,7x0,6x0,46	0,69 0,66 0,19	2,65	1,84 1,75 0,51 0,21 0,32 0,47	 Cata de perforación en la que se observa coraza y excavación.	 Material excavado de cata: piedra de coraza, sub-corazas y núcleos revueltos con arenas y tierra.	
		Sub-coraza	0,4	Piedra café angular muy contaminada con suelo	0,65x0,47x0,26 0,7x0,5x0,34 0,74x0,6x0,4	0,08 0,12 0,18					
		Núcleo	N.D.	Piedra quebrada muy contaminada con suelo	Hasta 25 cm						
10	2+13 Lado mar	Coraza	1,9	Piedra angular gris más otra piedra redondeada	2,3x1,7x0,8 1,4x0,67x0,76 1,3x1,1x0,4	3,13 0,71 0,57	2,65	8,29 1,89 1,52 0,47 0,19 0,22	 Cata del lado mar en sección con coraza de piedras.	 Acercamiento a la cata donde se denotan corazas, sub-corazas y núcleo.	
		Subcoraza	1,2	Piedra angular gris más piedra redonda	0,85x0,6x0,35 0,7x0,34x0,3 0,56x0,5x0,3	0,18 0,07 0,08					
		Núcleo	N.D.	Piedra angular gris quebrada y piedra redonda	Hasta 30cm						

Figura 79 Resultados levantamiento de catas. Fuente: COPISA y elaboración propia

## ANEXO 6: ESTUDIO DE AMENAZA SÍSMICA





San José, 22 de Mayo del 2019  
1217-19

**Señores**  
**Ing. Antonia López García**  
**Ing. Antonio Carmona Herrero**  
**COPISA**  
**Presente**

Estimados ingenieros:

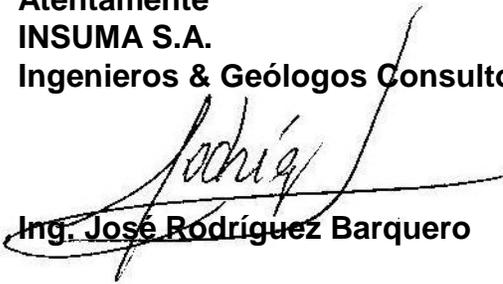
Nos permitimos presentar el Estudio de Amenaza Sísmica para el Sitio del Rompeolas de Caldera, ubicado en la Provincia de Puntarenas.

El estudio se realizó con el fin principal de definir la sollicitación sísmica para estimar la susceptibilidad a la licuación en el sitio. Se utilizó el enfoque probabilístico para la evaluación de la amenaza sísmica. La integración de la información brinda como resultado una descripción del futuro movimiento del terreno para el sitio; la correlación entre la aceleración pico (o pseudo aceleración) y su probabilidad de excedencia.

El estudio fue preparado por la Ing. María Laporte Pirie, de amplia experiencia en esta materia.

Esperamos que el informe sea de su satisfacción y quedamos a sus órdenes para cualquier consulta.

**Atentamente**  
**INSUMA S.A.**  
**Ingenieros & Geólogos Consultores**



**Ing. José Rodríguez Barquero**

<b>Índice</b>		Página
<b>1.</b>	<b>Resumen</b> .....	4
<b>2.</b>	<b>Marco Tectónico y evolución regional</b> .....	10
2.1.	Localización y marco tectónico regional de Costa Rica .....	10
2.2.	Evolución regional .....	11
<b>3.</b>	<b>Tectónica y Sismicidad local de Costa Rica</b> .....	17
3.1.	Tectónica .....	17
3.1.1.	Proceso de Subducción entre las Placas del Coco y Caribe .....	18
3.1.2.	Zona de Fractura de Panamá .....	26
3.1.3.	Cinturón Deformado del Norte de Panamá .....	27
3.1.4.	Fallamiento cortical somero .....	29
3.2.	Sismicidad .....	32
<b>4.</b>	<b>Características Sismo-Tectónicas del Área de estudio</b> .....	39
4.1.	Marco Geológico y tectónico .....	40
4.1.1.	Estructuras Neotectónicas Locales .....	42
4.2.	Sismicidad del área de estudio .....	45
<b>5.</b>	<b>Metodologías para la Evaluación de la Amenaza Sísmica</b> .....	53
5.1	Definiciones, alcances y limitantes .....	53
5.2.	Pasos de la metodología probabilística de amenaza sísmica .....	55
5.2.1.	Identificación y delimitación de las fuentes sísmicas .....	55
5.2.2.	Determinación de la actividad en cada una de las fuentes .....	56
5.2.3.	Establecimiento de una relación de atenuación .....	56
5.2.4.	Integración de los efectos experimentados en el sitio, producto de los eventos sísmicos en las fuentes .....	57
<b>6.</b>	<b>Evaluación probabilística de la Amenaza Sísmica</b> .....	58
6.1.	Identificación y delimitación de las fuentes sísmicas .....	58
6.1.1.	Fuentes sísmicas asociados con el proceso de subducción .....	58
6.1.2.	Fuentes sísmicas someras .....	60
6.2.	Descripción de las fuentes sísmicas someras.....	66
6.3.	Recurrencia y Actividad de las fuentes sísmicas .....	83
6.4.	Relaciones de atenuación .....	88
6.5.	Integración de la amenaza sísmica .....	96
<b>7.</b>	<b>Análisis de resultados</b> .....	99
7.1.	Aceleración pico vs. probabilidad de excedencia .....	99
7.2.	Contribución de las fuentes a la amenaza sísmica, caracterizada por la aceleración pico y $PSA_t = 0.2s$ .....	103
7.3.	Valores de aceleración horizontal y vertical y coeficientes sísmicos.....	106
7.4	Espectros de iso-amenaza.....	109
<b>8.</b>	<b>Conclusiones</b> .....	112
<b>9.</b>	<b>Referencias</b> .....	115

## Índice de figuras

Página

1	Distribución de las placas tectónicas en América Central, sus movimientos relativos y las estructuras tectónicas más importantes	10
2	Evolución tectónica de la región centroamericana y caribe según Mann et al. (2007)	12-13
3	Posición de la Gran Provincia Ígnea del Caribe (CLIP) en el presente, según Hoernle et al. (2004).	14
4	Detalle de la subducción de la Cordillera del Coco bajo Costa Rica suroeste, con las edades de la corteza oceánica de las placas del Coco y Nazca que se subducen o se subducirán, y la estructura de los límites litosféricos mayores en el lado pacífico. Tomado de Morell (2015).	16
5	Mapa tectónico de Costa Rica	17
6 A	Mapa geológico simplificado, norte de Costa Rica y curvas de profundidad del techo de la placa subducida. Tomado de Linkimer et al. (2010).	20
6 B	Sección vertical de la placa subducida (abajo) y su ubicación en el mapa del norte de Costa Rica (arriba). Tomado de Linkimer et al. (2010).	21
7	Mapa que muestra la profundidad en km del techo de la losa subducida de la Placa del Coco, y que demuestra los cambios de ángulos y la profundidad máxima de la sismicidad bajo el territorio de Costa Rica. Redibujado a partir de la Fig. 1 de Linkimer et al. (2013).	22
8	Perfiles esquemáticos transversales a la fosa. (tomado de Arroyo et al., 2009)	24
9	Subducción de los montes submarinos de la Dorsal del Coco en la Fosa Mesoamericana en el sur de Costa Rica (tomado de von Huene et al., 2004).	25
10	Marco neotectónico del sur de América Central, mostrando los límites de la Microplaca de Panamá. (tomado de Montero, 2001).	27
11	Fallas neotectónicas que definen el CDCCR (tomado de Montero, 2001)	31
12	Orientaciones regionales de los ejes P para profundidades de 0 a 50 km en diferentes áreas de América central usando diagramas triangulares y de rosas (Güendel & Protti, 1998).	33
13	Localización de los sismos en Costa Rica con magnitud momento $M_w \geq 5$ para todas las profundidades, a partir del siglo XVII	37
14	Localización de los eventos sísmicos con magnitudes $M_w \geq 4$ para sismos con profundidades de 0 a 25 km (10 A) y mayores de 25 km (10 B)	38
15	Ubicación del sitio del rompeolas Caldera, en imagen de Google Earth.	39
16	Mapa geológico de la Hoja Barranca (Denyer et al., 2003a) mostrando el sitio de estudio	40
17	Geología y sistemas de fallamiento neotectónico en la Península de Nicoya y sector oriental del Golfo de Nicoya. Tomado de Montero & Denyer (2011).	43
18	Mapa tectónico de la parte central occidental de Costa Rica con la ubicación de los sismos de magnitud $M_w \geq 6.0$ desde 1800: locales o someros (0-25 km) como círculos verdes; profundos (> 25 km) como círculos rojos.	46
19	Distribución de intensidades del terremoto del 4 de marzo de 1924, en el área pacífica central de Costa Rica (Tomado de Montero, 1999).	49
20	Mapa de intensidades de la RSN para el sismo de Cóbano del 25 de marzo de 1990. Intensidad VIII en Puntarenas. Tomado de Climent (1991).	50
21	Mapa de intensidades de la RSN para el Terremoto de Sámara del 5 de setiembre del 2012. Intensidad VII en el área del proyecto. Tomado de Vargas et al. (2012).	52

22	Pasos para determinar la amenaza sísmica para un proyecto con la metodología probabilística (tomado de Reiter, 1990).	56
23	Fuentes sísmicas de subducción y sismicidad asociada.	59
24	Fuentes sísmicas regionales someras y sismicidad asociada.	61
25	Fuentes corticales locales someras y sismicidad asociada.	64
26	Parámetros $a_{nor}$ y b de las fuentes sísmicas profundas de subducción	85
27	Parámetros $a_{nor}$ y b de las fuentes sísmicas regionales someras	86
28	Parámetros $a_{nor}$ y b de las fuentes sísmicas locales someras	87
29	Relación de Atenuación de (A) Dahle et al., 1995, (B) Abrahamson y Silva, 2008 (C) Boore y Atkinson 2008, (D) Campbell y Bozorgnia, 2008, (E) Youngs et al., 1997, y (F) Zhao et al, 2005, (G) Atkinson y Boore, 2003.	93-96
30	Árbol de lógica para la integración de los resultados de la amenaza sísmica	98
31	Resultados del estudio de amenaza sísmica sitio rompeolas Caldera	100
32	Contribución a la amenaza sísmica expresada como PGA, para el sitio rompeolas Caldera de las fuentes A) cada una individualmente y B) agrupadas como: fuentes de subducción, fuentes regionales someras y locales someras.	104
33	Contribución a la amenaza sísmica expresada como PSA T= 0.2 seg, para el sitio rompeolas Caldera de las fuentes A) cada una individualmente y B) agrupadas como: fuentes de subducción, fuentes regionales y locales.	103
34	Coefficientes de tipos de sitio según ASCE SEI 7-10, vienen de Martin y Dobry, (1994).	107
35	Coefficientes de tipos de sitio según ASCE SEI 7-16, vienen de Seyhan y Stewart, (2014).	108
36	Valores de los coeficientes verticales $C_v$ , tomado del ASCE SEI 7-16.	108
37	Espectros de iso amenaza (UHS) para el sitio rompeolas Caldera, para períodos de retorno de 50, 100, 300, 475, 500, 1033.5, 1500, 2000, 2475, 3000, y 5000 años.	110

## Índice de tablas

Página

1	Sismos importantes $M \geq 6.0$ y sus principales características, en los alrededores del sitio	47-48
2	Características de las fuentes sísmicas asociadas con el proceso de subducción	59
3	Características de las fuentes sísmicas regionales corticales someras	62
4	Características de las fuentes sísmicas locales corticales someras	63
5	Profundidades de las fuentes sísmicas	66
6	Resultados de amenaza sísmica en roca para el sitio rompeolas Caldera	101
7	Aceleración pico y coeficientes pseudoestáticos para tipos de sitio S1, S2, S3 (B, C, D) rompeolas caldera para la sollicitación sísmica de referencia del CSCR, u períodos de retorno de 500 años	109
8	Espectros de iso amenaza (PGA, g) para sitio geotécnico tipo S <sub>1</sub> y cuatro períodos de retorno, sitio rompeolas Caldera	115-116

## 1. RESUMEN

Se llevó a cabo un estudio de amenaza sísmica de sitio específico para el sitio del rompeolas Caldera, con el fin de definir la sollicitación sísmica para estimar la susceptibilidad de licuación en el sitio. El rompeolas se encuentra en las coordenadas geográficas 9° 54' 49" latitud N, 84° 43' 38" longitud W, provincia de Puntarenas a 5.3 km al sur de la desembocadura del río Barranca en la hoja cartográfica IGN Barranca a escala 1:50 000). Además se localiza según la clasificación morfotectónica de Costa Rica (Denyer et al., 2003; 2009), en las cuencas del antearco aledañas al Golfo de Nicoya. La geología del área periférica al rompeolas Caldera muestra sedimentitas turbidíticas profundas del Paleógeno, sedimentitas marinas someras y continentales del Neógeno, y volcanitas varias del Neógeno-Cuaternario (lavas, ignimbritas y brechas). La secuencia está sobreyacida en este sector aledaño al golfo de Nicoya, por sedimentos aluviales, deltaicos, estuarinos y de playa, en toda una serie de facies transicionales y complementarias. La margen sur del puente son propiamente las sedimentitas neógenas de la Formación Carballo. Las fallas de mayor interés en la zona de estudio son principalmente las fallas Barranca (cuya traza pasa aproximadamente a 4.8 km al norte del sitio) y Jesús María (cuya traza pasa aproximadamente a 3.9 km al sur y este del sitio), neotectónicas y con un movimiento transcurrente sinestrales (Figuras 16 y 17). El sistema de sedimentación final de arenas y limos predominantes en Puntarenas y su barra, es parte del sistema estuarino del golfo de Nicoya y se habría formado principalmente en los últimos 500 años.

Este informe resume el trabajo llevado a cabo. Se utilizó el enfoque probabilístico para la evaluación de la amenaza sísmica que consta de cuatro etapas: definición de las fuentes, evaluación de los parámetros sísmicos de las fuentes, escogencia de varias relaciones de atenuación y finalmente integración de todas las fuentes actuando en conjunto sobre el sitio, cada una definida por su respectiva actividad sísmica. Esta integración brinda como resultado una descripción del futuro movimiento del terreno para el sitio: la correlación entre la aceleración pico (o pseudo aceleración) y su probabilidad de excedencia.

Se realizó un estudio sismo-tectónico para todo el país, pero en especial para la región oeste-centro del país. Costa Rica está ubicada sobre la Placa Caribe, en su extremo oeste, cerca del margen tectónico de subducción (Figura 1). La placa del Coco al oeste, se subduce bajo la placa Caribe, formando una fosa oceánica como expresión superficial de este proceso. La Fosa Mesoamericana corre con rumbo noroeste – sureste, paralela a la costa pacífica, desde el Golfo de Tehuantepec hasta la parte central de Costa Rica. Frente al sur de Costa Rica, cerca del punto triple de coincidencia de las placas Caribe, Coco y Nazca, en la Zona de Fractura de Panamá, el proceso de subducción se indefinire y no se registran sismos profundos.

Los cambios en la profundidad de los sismos de subducción entre Nicaragua y el centro de Costa Rica (de una fosa profunda a una más somera) se debe a la diferencia de edades dentro de la placa del Coco, que varía entre el NNW y el SSE de la Contorsión de Quesada, y a la subducción de la Cordillera del Coco. Hacia el norte, la litosfera del Coco fue generada en la Dorsal del Pacífico Este, y hacia el sur en la Dorsal de Galápagos (Figura 4). La parte norte es mucho más antigua, unos 5 a 10 Ma de diferencia y podría ser aún mayor (Protti et al., 1995). Con base en las actualizaciones sismológicas de Linkimer et al. (2010, 2013), es posible observar con mucho mejor detalle la profundidad de la zona de Wadati-Benioff (Figura 7). La litosfera más vieja es más estable y puede sobrellevar el proceso de subducción a mayores profundidades. La sismicidad más profunda refleja el cambio entre el comportamiento frágil de la litosfera más somera y el dúctil de la que se vuelve a fundir al calor de las profundidades. En la litosfera más joven la diferencia entre estos

comportamientos no es significativa y la sismicidad es menor o no se da del todo a mayores profundidades.

La sismicidad relacionada con el proceso de subducción cerca de la Dorsal del Coco, es mucho menos activa que en partes más alejadas. Esta secuencia de montes submarinos interrumpe el proceso de subducción, debido principalmente a que es una zona de densidad baja y boyante (la sismicidad profunda e intermedia hacia el este del Paralelo 84° es casi inexistente). Pero según Protti et al. (1995), es más importante el contraste de edades que se acentúa hacia el este (bajo la Península de Osa, Costa Rica), donde la litosfera es aún más joven. En esa zona del proceso de subducción, la litosfera del Coco se puede más bien adherir bajo la placa Caribe, continuando casi horizontalmente en las raíces plutónicas de la Cordillera de Talamanca.

El sector oriental de la península de Nicoya y el golfo de Nicoya, son particularmente complejos en su geología y tectónica, de modo que definen per se, una provincia geológica peculiar. El Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica, tendría su “salida” del territorio continental a través del sector de la Falla Barranca, y de esta al occidente, se puede modelar toda una provincia con un movimiento de escape tectónico del antearco hacia el noroeste, producto de la colisión de la Cordillera del Coco bajo el margen convergente del centro y sur de Costa Rica (Montero & Denyer, 2011). Así, el fallamiento neotectónico en la península de Nicoya y sus alrededores obedecería principalmente a esta rotación del bloque mencionado.

Varias fallas paleo y neotectónicas cortan la vecindad del sector de interés en los alrededores del sitio del rompeolas Caldera, según se muestra en los mapas geológicos de la Figuras 16 y 17. Estas fallas cortan principalmente las secuencias de rocas sedimentarias y volcánicas del Neógeno, al este y norte de Caldera. Las fallas de mayor interés en la zona de estudio son principalmente las fallas Barranca (cuya traza pasa aproximadamente a 4.8 km al norte del rompeolas) y Jesús María (3.9 km al SE), neotectónicas y con un movimiento transcurrente sinestrales. La Falla Miramar, con una traza N-S ha sido mapeada recientemente por Montero & Denyer (2001), para lo cual presentan varias posibles evidencias morfotectónicas, aunque en realidad ha sido poco estudiada, y además presenta pocas evidencias en el sector de estudio. Esta falla cortaría a la Falla Barranca ligeramente fuera de la costa, dividiéndola en dos sectores importantes: la Barranca Continental y la Barranca Marina. Otra falla paleotectónica importante, estaría cortando paralela al Golfo y a la costa oriental del Golfo (Falla Tempisque: Denyer et al., 2003a), pasando al oeste de Puntarenas.

La Falla Barranca aparte de su movimiento sinistral muestra el bloque noroeste descendido, y probablemente con un movimiento compuesto en tijera. La influencia que ha tenido sobre el desarrollo de la cuenca aluvial casi costera del río Barranca y de la sedimentación en Puntarenas en los últimos 500 años serían una buena evidencia del neotectonismo de la falla. Su sector marino presenta evidencias de su morfología en las isobatas al oeste de la falla Miramar al entrar al mar, que muestran un escarpe en el sector oceánico. Según los mapeos en varias secuencias que corta la falla Barranca hacia el norte del poblado del mismo nombre, se estiman desplazamientos del orden de 1.7 km, por lo que las tasas de movimiento serían del orden de 1-3.5 mm/año, que califica como una tasa alta de movimiento.

Con base en el modelo tectónico general del país se identificaron y delimitaron las fuentes sísmicas que pueden afectar en el futuro al sitio de estudio. Las fuentes sísmicas que se determinaron para la integración de la amenaza sísmica se pueden subdividir en tres categorías: las de subducción, las regionales someras y las locales. Las primeras incluyen los sismos de la Fosa Mesoamericana y los sismos más profundos bajo el sector continental. Las fuentes restantes representan la sismicidad cortical somera principalmente en el margen y sector continental de Costa

Rica: las regionales someras son provincias tectónicas más extensas, y las terceras se enfocan en las estructuras sísmicas más cercanas al sitio. Respectivamente, las fuentes de subducción, las regionales someras y las locales se pueden observar en las Figuras 23, 24 y 25, simultáneamente todas contribuyen a la amenaza sísmica.

Una vez que se determinaron las fuentes sísmicas, se calcularon sus parámetros sísmicos requeridos para integrar los efectos adversos que estas puedan tener sobre el sitio. Estos parámetros se requieren para definir los modelos estocásticos para la ocurrencia en el tiempo de los sismos, y estadísticos para la distribución de magnitudes. El modelo de ocurrencia utilizado es el de Poisson, por lo que hay que evaluar la tasa de ocurrencia de sismos en el tiempo en cada una de las fuentes. El modelo de recurrencia de magnitud es el propuesto por Richter,  $\log N_m = a - b \times m$ . Los parámetros 'a' y 'b' y la tasa de ocurrencia se evaluaron utilizando un catálogo compilado especialmente, basándose en el Catálogo Sísmico para América Central actualizado hasta el 28 de febrero del 2019, usando los boletines de la Red Sismológica Nacional de Costa Rica (RSN) y el de *International Seismic Center* del Reino Unido (ISC), que compila las magnitudes y localizaciones para eventos reportados por otras agencias internacionales.

En el catálogo se realizaron ejercicios estadísticos para evaluar la homogeneidad y completitud para las diferentes zonas para diferentes ventanas de tiempo. Se generaron relaciones empíricas para la conversión de las diferentes magnitudes. Todos los eventos han sido recalculados para ser expresados en magnitud momento. La base de datos que se utilizó para este estudio consta de 114 850 sismos localizados entre las coordenadas de latitud 7° - 13° N y longitud 81.5° - 87.0° W. De ellos, 79 532 son de profundidades menores a 25 km y 35 318 son de profundidades mayores a 25 km hasta 250 km. Los parámetros de recurrencia para las fuentes de subducción, las fuentes regionales someras y locales someras se muestran respectivamente en las Tablas 2, 3 y 4, así como otros parámetros requeridos en la integración de la amenaza sísmica. En las Figuras 26, 27 y 28 se muestran respectivamente las relaciones de recurrencia de las fuentes de subducción, las regionales someras y las locales someras.

En este estudio se seleccionaron y aplicaron diferentes fórmulas de atenuación para las fuentes corticales y para las de subducción. Las fórmulas de atenuación utilizadas para las fuentes corticales fueron las de Dahle et al. 1995 (DAHLE95), Boore y Atkinson 2008 - (BO+AT08), Abrahamson y Silva 2008 - (AB+SI08), Campbell y Bozorgnia 2008 - (CA+BO08) y Zhao et al. 2006 (ZHAO06). Para las fuentes de subducción se utilizaron las fórmulas de Dahle et al. 1995 (DAHLE95), Youngs et al 1997 (YOUN97), Zhao et al. 2006 (ZHAO06) y Atkinson y Boore 2003 (ATK+BO03). Se consideró que el conjunto de estas siete fórmulas proporcionaba un buen balance entre condiciones tectónicas de fallamiento somero y de subducción que a su vez también incluyen sismos someros de empuje y sismos profundos intraplaca. A la hora de integrar la amenaza sísmica, se consideraron 20 diferentes casos de atenuación al aplicar 5 fórmulas para las fuentes corticales someras y 4 para las de subducción. Todas las fórmulas se utilizaron para el caso en que las condiciones geotécnicas de sitio sean compatibles con roca ( $S_1$ , LDSRP 2013).

Las fórmulas de BO+AT08, AB+SI08 y CA+BO08 forman parte del proyecto NGA para sismos corticales y están basadas en extensas base de datos someros a nivel mundial, pero principalmente del oeste de los EE. UU. La fórmula de Youngs et al. se basa en registros de subducción a nivel mundial y la de Dahle et al. 1995 usa la base de datos de América Central (complementada con unos sismos de subducción de Guerrero, México) e incluye registros de sismos de subducción y sismos corticales. La fórmula de Zhao et al. tiene la opción de modelar tanto las diferentes opciones de ruptura cortical como los diferentes regímenes observados en el proceso de subducción y se basa en

la más extensa de las bases de datos (con respecto a los modelos de atenuación considerados), principalmente de registros japoneses. La relación de atenuación de Atkinson y Boore (2003) incluyó más de mil registros de sismos de subducción a nivel mundial incluyendo registros de Japón, México, Centro América, y la región de Cascadia. Al igual que las fórmulas de atenuación para subducción más actualizadas, distingue entre los mecanismos de sismos someros de interfase y los profundos de intraplaca. La fórmula de Dahle 1995 fue generada para el área centroamericana por un proyecto de investigación noruego-costarricense. Este proyecto, auspiciado por el gobierno noruego y llevado a cabo durante la década de 1990, tuvo varias componentes, donde se analizaron y ordenaron datos sísmicos y de movimientos fuertes del terreno. Recolectaron, digitalizaron y ordenaron una gran cantidad de registros de movimientos fuertes del terreno obtenidos en Centroamérica.

Se utilizó el programa EZ-FRISK V7.65 (Risk Engineering, 2015) para evaluar la probabilidad de excedencia de la aceleración pico (y pseudo aceleración a varios periodos espectrales) para el sitio rompeolas Caldera, cuyas coordenadas geográficas son 9° 54' 49" latitud N, 84° 43' 38" longitud W. Para evaluar la amenaza sísmica, se corrieron 80 casos generados por diferentes combinaciones de parámetros de entrada. Se integraron los 80 diferentes casos mediante el enfoque de árbol de lógica (Figura 30) en un resultado final. Los 80 escenarios aquí contemplados se generaron tomando en cuenta diferentes opciones para: dos profundidades para cada una de las fuentes (la profundidad media menos la mitad de una desviación estándar y la media más la mitad de una desviación estándar, Tabla 5), veinte escenarios para las fórmulas de atenuación (cinco para las corticales y cuatro para las de subducción) y dos maneras de evaluar la recurrencia de las fuentes locales someras:  $80 = 2 \times 5 \times 4 \times 2$ . Estos tres parámetros de entrada generan importantes diferencias en los resultados de la evaluación de la amenaza sísmica, en especial los diferentes modelos de atenuación. Cada uno de los 80 casos tiene 'ramas' que significan los distintos valores que pueden tomar los parámetros de entrada que variaron. Los 80 casos se integraron en un solo resultado como un promedio ponderado contemplando el 'peso' de cada uno de los casos en un árbol de lógica. La ponderación de cada caso es el producto de los pesos que se le dan a las 'ramas' que componen cada caso.

En la Figura 31 se muestra la correlación entre la intensidad de la sacudida sísmica y su probabilidad anual de excedencia; además de los resultados de la amenaza sísmica expresada como aceleración pico, se presentan para diversos valores de PSA (0.05 seg, 0.1 seg, 0.2 seg, 0.3 seg, 0.4 seg, 0.5 seg, 0.75 seg, 1.0 seg, 2.0 seg, 3.0 seg y 4.0 seg). En la Tabla 6 se muestran los resultados de la aceleración pico para el sitio del rompeolas Caldera; adicionalmente a la probabilidad anual de excedencia, se muestra la probabilidad de excedencia para diversos lapsos, de 50, 75, 100 y 150 años. Estos lapsos son típicos valores para las vidas útiles de estructuras. Se puede observar de la Tabla 6 que un período de retorno de 500 años equivale a una probabilidad de excedencia del 9.5 % para un lapso de 50 años. El valor de aceleración pico para este periodo de retorno es de 0.420 g y el de la aceleración pico efectiva es de 0.336 g.

El parámetro de aceleración pico efectiva (APE), en vez aceleración pico, es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por varios de los códigos sismo – resistentes para describir la sollicitación dinámica, entre ellos el CSCR 2010 y los "Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes" (LDSRPCR 2013). El concepto de APE originalmente propuesto por Newmark define una magnitud de aceleración que podía ser utilizada para generar el nivel apropiado de movimientos del terreno en el rango de periodos de interés ingenieril al escalar formas espectrales normalizadas (Reiter, 1990). Laporte (2006) verificó que la APE es aproximadamente a  $0.8 \times$  aceleración pico del terreno para el banco de datos de movimientos fuertes del terreno de Centroamérica.

El programa EZFRISK Versión 7.65 presenta los resultados mostrando la contribución de la amenaza sísmica de cada una de las fuentes. Este estudio, como se centra en la aceleración pico, se comentará la contribución de las fuentes a este parámetro, pero también se comentarán los resultados en función de pseudo aceleración para 0.2 segundos. Esta contribución se presenta para cada uno de los parámetros de la sacudida sísmica que se haya definido en el formato de resultados (para este estudio, PGA y PSA en los siguientes periodos espectrales: 0.05 seg, 0.1 seg, 0.2 seg, 0.3 seg, 0.4 seg, 0.5 seg, 0.75 seg, 1.0 seg, 2.0 seg, 3.0 seg y 4.0 seg). La contribución de las fuentes a la amenaza sísmica expresada como aceleración pico se puede observar de la Figura 32, como pseudo aceleración espectral  $t = 0.2$  seg en la Figura 33. En las Figuras 32 A y 33 A se muestra cómo las fuentes individuales contribuyen a la amenaza sísmica, y las Figuras 32 B y 33 se muestra la contribución de las fuentes agrupadas en las tres categorías de: subducción (raya azul), regionales someras (raya verde) y locales someras (raya roja).

Se puede confirmar que una de las fuentes que contribuye más individualmente a la amenaza sísmica en todos los casos es la fuente local somera Barranca. Para el caso de la contribución de las fuentes a la amenaza sísmica expresada como PGA, dos fuentes regionales, Poás y Nicoya, aportan un componente muy similar a la amenaza sísmica, así como la fuente de subducción Guanacaste Intermedia. Muchas otras fuentes siguen aportando contribuciones similares a la hora agrupar las fuentes, la contribución mayor es de las fuentes locales someras, seguida pero en un similar rango, por las regionales y en un pequeño grado menor, las de subducción. Para el caso de la contribución de las fuentes a la amenaza sísmica expresada como PSA,  $t = 0.2$  seg, el aporte mayor está dado por las fuentes que el anterior caso: la fuente local somera Barranca y las regionales Poás y Nicoya. Las fuentes con aporte subsiguiente aportan en menor grado e incluyen a las fuentes Subduccion Guanacaste Intermedia, regional Nicoya, y las dos fallas, la falla Barranca y la falla Jesús María. En la Figura 33 B, al agrupar las fuentes, las rojas, las locales, siguen siendo las más importantes y las regionales le siguen con una diferencia muy pequeña. Las fuentes de subducción para la amenaza sísmica expresada como PSA en  $t = 0.2$  s tienen una contribución de segundo orden.

El Código Sísmico de Costa Rica (versión vigente CSCR 2010) y desde hace varias versiones, requiere para el diseño de estructuras “normales” una sollicitación sísmica con una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de 50 años. Este reglamento clasifica a las estructuras de acuerdo a su importancia en la Tabla 4.1. En esta tabla se presenta el factor “I” para cinco categorías de estructuras, que es el factor multiplicativo por el cual se debe incrementar la demanda sísmica de referencia. Para las edificaciones “esenciales” y “riesgosas” el factor I es 1.25, para las edificaciones de “ocupacion especial” o “ocupacion normal” el factor I es 1.00 y para edificaciones “misceláneas”, que incluyen los edificios de baja ocupacion como galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos, el factor I es de 0.75.

En el Apartado 1.3 del mencionado reglamento, “Alcance y Limitaciones”, este dice textualmente: “a) Los requisitos contenidos en este código se refieren específicamente a edificaciones tales como edificios para vivienda, comercio u oficinas de uno o varios pisos, espacios de uso público como iglesias, escuelas, teatros, museos o salas de conciertos, naves industriales, bodegas, hangares o edificios para estacionamiento de automóviles, entre otros. Estos requisitos pueden también aplicarse a otro tipo de estructuras de naturaleza y comportamiento afín...” En el Apartado 1.3 c) menciona a las obras, para las cuales las especificaciones de este código no son aplicables, ya “que por su carácter singular, su gran importancia o elevado costo que deben ser objeto de metodologías específicas mas refinadas, tanto para definir su demanda sísmica como en los métodos de análisis o en el cálculo y detalle de sus elementos y componentes.” En este mismo

apartado menciona que para estas obras “se debe definir un conjunto de objetivos de desempeño de acuerdo a su importancia, vida económica útil, y consecuencias de posibles daños para la sociedad y su entorno.”

En el caso de una estructura como el rompeolas de Caldera, para definir el nivel de sacudida para analizar el potencial de licuación en su fundación, se pueden aplicar los criterios expuestos en el CSCR 2010 y arriba citados. Si la falla del rompeolas no pone en peligro ninguna vida y además las consecuencias económicas de su falla, en cuanto a la operación de las instalaciones del puerto no son significativas, se podría clasificar como una estructura miscelánea y su nivel de APE sería reducido a 0.252 g. En caso de falla y que los costos de operación del puerto sean significativos, el nivel de APE debe ser de 0.336 g. Finalmente, si las instalaciones del Puerto Caldera se consideran que deben quedar operacionales después de un sismo de magnitud importante, como parte del esfuerzo para atender la emergencia, la APE debe ser 0.420 g.

La evaluación de la amenaza sísmica en este estudio se estimó para una condición del tipo geotécnico S1 (CSCR 2010 Y B de acuerdo a ASCE SEI 7-10, NEHRP 2015, AASHTO 2014), ya que todas las fórmulas de atenuación se aplicaron para este tipo de sitio. Las condiciones geotécnicas del sitio por su parte afectan la sollicitación sísmica y pueden amplificarla, deamplicarla o cambiarle su contenido espectral. Se han llevado varios proyectos de investigación para estimar la magnitud de esta amplificación de la sacudida sísmica y se han generado, para este efecto, los coeficientes de tipos de sitio, llamados  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ . El primer coeficiente muestra la amplificación de la aceleración pico, el segundo la amplificación del espectro de PSA en sus valores máximos y el tercer coeficiente la amplificación del espectro de la sacudida sísmica en sus periodos largos (en el rango de 1.0 s). Para estimar la PGA en otros sitios diferentes a roca, se multiplica el valor de la PGA en roca por  $F_{pga}$ .

De acuerdo a la APE del sitio de un valor de 0.336 g, para un periodo de retorno de 500 años, se calcularon los valores de APE para otros dos tipos de sitio geotécnico (S2 y S3), como  $PGA_{roca} \times F_{pga}$ . Para la componente horizontal se aplicaron los coeficientes de sitio Martin Dobry (que son los utilizados por el CSCR 2010) y para la componente vertical se aplicaron los coeficientes verticales según Bozorgnia y Campbell 2004. También se estimaron los valores de coeficientes sísmicos para su uso en el método pseudo estático. Estos valores se muestran en la Tabla 7, junto con los coeficientes de tipo de sitio para los componentes horizontal y vertical que los generaron.

Se generaron espectros de iso amenaza (UHS) para varios periodos de retorno (50, 100, 300, 475, 500, 1033.5, 1500, 2000, 2475, 3000, y 5000 años) que se muestran graficados en la Figura 37 y para el UHS para periodo de retorno de 1033.5 años, se encuentra tabulado en la Tabla 8. Con base en los valores de los espectros de iso amenaza, se pueden calcular los espectros elásticos por el método de los tres puntos, tal como lo hace el ASCE / SEI 7-10 y ASCE / SEI 7-16. También la construcción de los espectros verticales necesita del valor máximo espectral de la componente horizontal, definidos por los valores del UHS.

## 2. MARCO TECTÓNICO Y EVOLUCIÓN REGIONAL

### 2.1. LOCALIZACIÓN Y MARCO TECTÓNICO REGIONAL DE COSTA RICA

La sismicidad de América Central está regida por la interacción de dos pequeñas placas, Caribe y del Coco, rodeadas a su vez, por las placas Pacífica, Nazca, Suramericana y Norteamericana, todas de considerablemente mayor extensión. Los bordes entre las placas de la región centroamericana fueron delimitadas y los modos de falla descritos por primera vez por Molnar & Sykes (1969), con base en la sismicidad registrada instrumentalmente. En la Figura 1 se muestra la distribución de las placas tectónicas, los movimientos relativos entre las placas y las estructuras tectónicas principales, con base en una actualización de actualización de Lücke (2012).

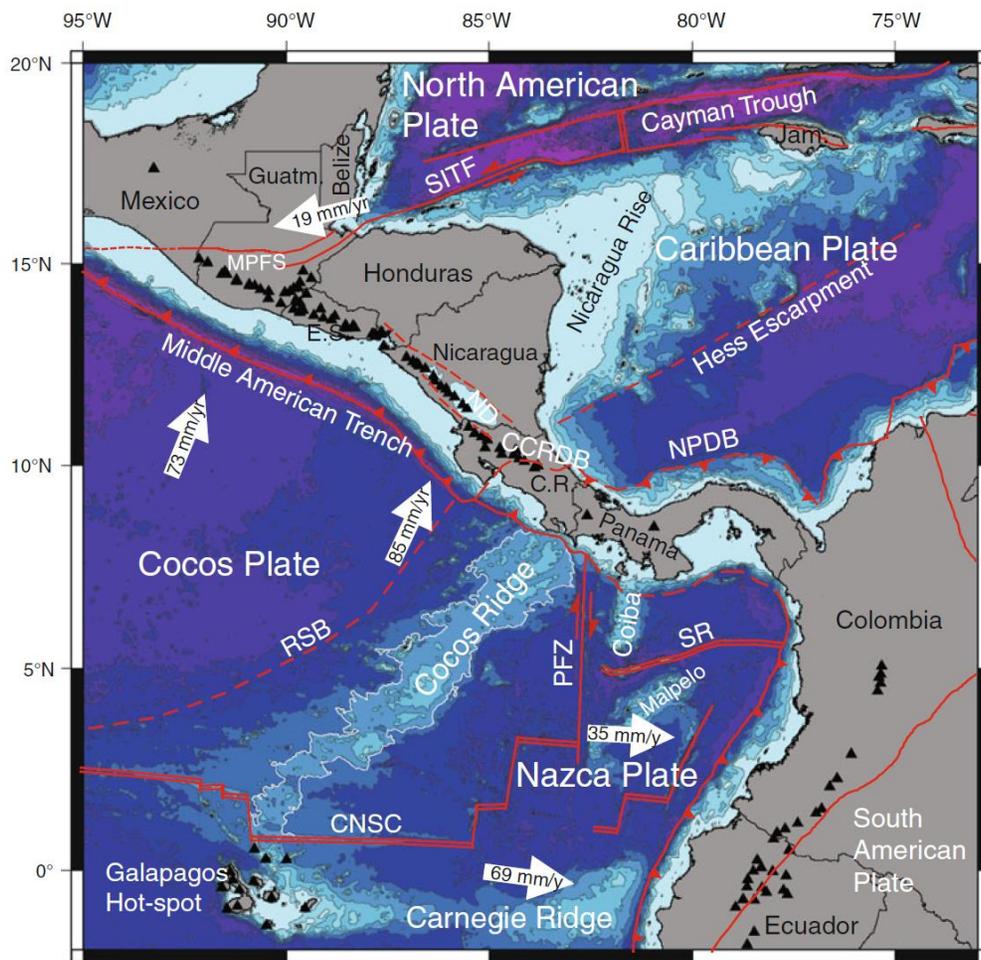


Figura 1. Distribución de las placas tectónicas en América Central, sus movimientos relativos y las estructuras tectónicas más importantes (tomado de Lücke., 2012).

Como puede verse de la Figura 1, Costa Rica se encuentra ubicada en el borde suroeste de la Placa Caribe, la cual a su vez limita al norte con la Placa Norteamericana, al sur y al oeste con la Placa del Coco y al este y al sur con la Placa Suramericana.

## 2.2. EVOLUCIÓN REGIONAL

La formación del territorio costarricense, junto con el resto de América Central meridional, es producto de un arco de islas generado a partir de la subducción de la Placa de Coco bajo la Placa Caribe (o de sus ancestros equivalentes), que ha evolucionado a corteza continentalizada. Los rasgos característicos del proceso de subducción, como una fosa oceánica profunda, anomalías gravimétricas, una cadena de volcanes y numerosos sismos de profundidades someras a intermedias, se encuentran claramente definidos a lo largo de esta región.

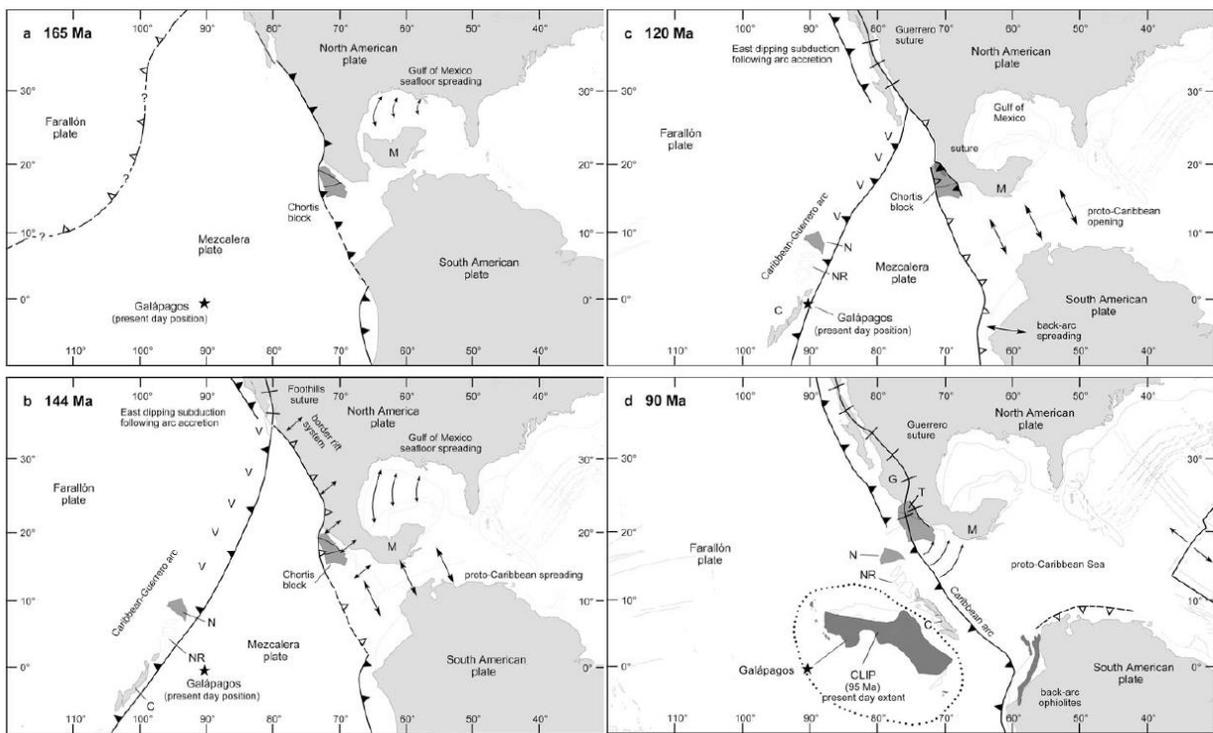
La Fosa Mesoamericana se extiende con dirección NW-SE, paralela al litoral pacífico mexicano - centroamericano, desde aproximadamente los 21° Latitud Norte, 107° Longitud Oeste, hasta la Zona de Fractura de Panamá, 8° Latitud Norte, 83° Longitud Oeste (Figura 1). La velocidad de subducción se ha estimado por DeMets (2001) en 8.5 cm/año, entre las placas Cocos y Caribe, frente a la costa meridional de América Central (ver Figura 1). Por su parte, la convergencia entre Nazca y la Microplaca de Panamá, es en promedio de 3.9 cm/año en el sur de Panamá. Hay un punto triple entre las placas Caribe (o microplaca Panamá), Nazca y del Coco al sur de la península de Burica, a lo largo de la Zona de Fractura de Panamá, que tiene un movimiento dextral resultante.

En las últimas tres décadas, muchos investigadores han estudiado y propuesto modelos para la evolución de la Placa Caribe y sus límites con otras placas, y existen varios nuevos modelos al respecto. Algunos de los modelos más actualizados y aceptados se presentan en el trabajo de Mann et al. (2007), cuyas fases de evolución desde el Jurásico Medio (hace 165 millones de años: Ma) hasta el presente, se muestran en la Figura 2 a-h.

Hace 165 Ma (Fig. 2 a), en el Jurásico Medio-Tardío, Norte y Sudamérica están a punto de separarse para formar el pasaje del Proto-Caribe, ahora subducido. La apertura del Golfo de México rotó Yucatán hacia América Central. La subducción ocurría hacia el este en el margen occidental de la región de América Central.

Al inicio del Cretácico, hace unos 144 Ma (Fig. 2b), Norte y Sudamérica continuaban su separación y con ello, la formación del pasaje del Proto-Caribe. Su

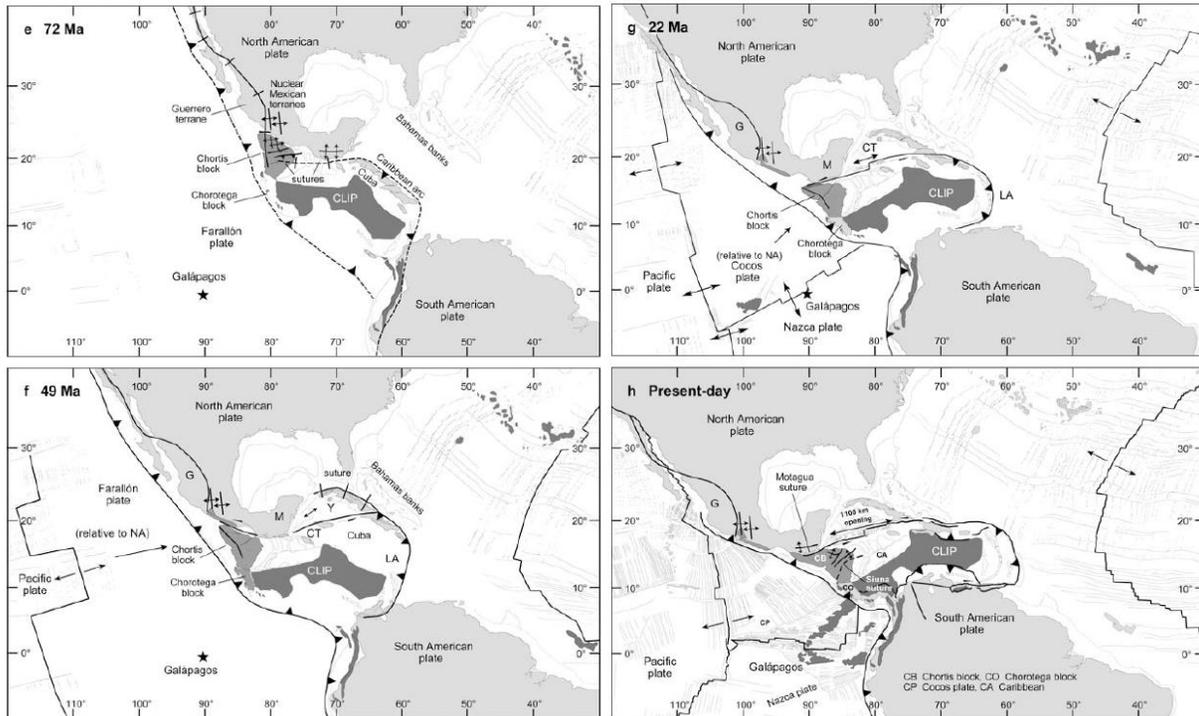
corteza oceánica fue luego consumida por el avance del arco de Guerrero-Caribe. Para el Cretácico Temprano tardío (hace 120 Ma; Fig. 2c), Norte y Sudamérica continuaban su extensión y el arco Guerrero-Caribe avanzaba hacia el este para subducir la cuenca oceánica del Proto-Caribe. Se propone que ocurrió una convergencia del bloque Chortis con México, en una zona de subducción transitoria hacia el oeste, lo que produjo volcanismo de arco e intraarco en el bloque Chortis hace unos 126 Ma. Un complejo de 120 Ma en el extremo norte del bloque está expuesto hoy en el valle de Motagua.



**Figura 2a-d: Evolución tectónica de la región centroamericana y caribe según Mann et al. (2007).**

El arco Guerrero-Caribe continuó su sutura diacrónica a lo largo de los márgenes continentales de Chortis, hace 90 Ma (Fig. 2d). El efímero arco volcánico del Cretácico medio, las cuencas carbonatadas y clásticas de Chortis terminaron con una colisión documentada por sedimentitas clásticas del Cretácico Tardío en Honduras. Las colisiones crearon cinturones de deformación visibles hoy en Honduras y el sur de México. Asimismo, el paso del arco de Guerrero-Caribe sobre el punto caliente de Galápagos dio pie a un vigoroso evento de magmatismo que creó la Gran Provincia Ígnea del Caribe (CLIP, acrónimo en inglés de Caribbean Large Igneous Province) entre 90-69 Ma, que luego se amalgamarían en parte al bloque Chorotega, en América Central meridional (Hoernle et al., 2004; Fig. 3). Datos y reconstrucciones recientes muestran

que los tres periodos principales de las unidades que forman el Complejo de Nicoya en el occidente de Costa Rica, se habrían originado en tres periodos principales (~140 Ma, ~120 Ma y ~90 Ma), de los cuales los dos primeros no sería parte del CLIP, sino rocas originadas en otros sectores del Pacífico (Madrigal et al., 2016).

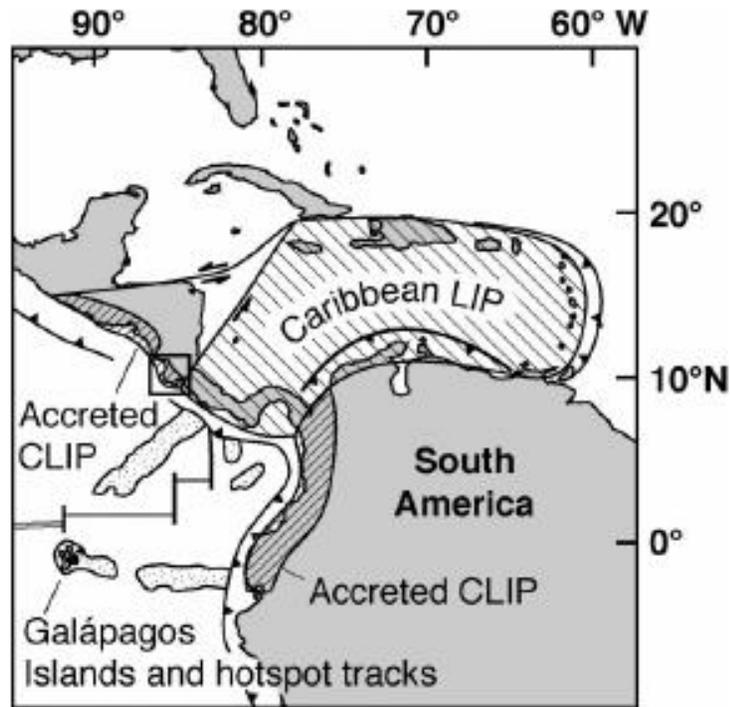


**Figura 2e-h: Evolución tectónica de la región centroamericana y caribe según Mann et al. (2007).**

Hacia el final del Cretácico (72 Ma, Fig. 2e), el arco Caribe, adyacente a la enorme joven gruesa y boyante meseta oceánica del caribe, continuó migrando y colisionando al noreste. La convergencia entre el arco y el margen de *rift* del sur de Honduras dio paso a la obducción del arco Guerrero-Caribe (el terreno de Siuna en Nicaragua). La falla de Guayape se desarrolló en este tiempo. Entre los bloques Chortis y Maya ocurrió un acortamiento, documentado en las ofiolitas del bloque Maya. Una subducción hacia el este se desarrolló entre la placa Farallón y el margen oeste de la meseta oceánica del Caribe. El Arco del Caribe se desprendió a partir de la meseta del Caribe, la cual asimismo sufrió una colisión al norte y sur. El movimiento al norte y este del Arco Caribe dio paso a que Cuba se originara de la meseta Caribe y se formaran las cuencas de Yucatán y Granada al oeste del presente arco de las Antillas Menores.

La migración al noreste del arco Caribe terminó cuando parte del arco colisionó con la plataforma carbonatada de Bahamas en el Eoceno (hace 49 Ma, Fig. 2f). Esta colisión transfirió a Cuba de la placa Caribe a la Norteamericana, al moverse la

frontera de movimiento transcurrente hacia el sur. Para acomodar este nuevo límite, se formó la zona de fosa de Caimán-Motagua y falla de Oriente. En el margen sur de México se produjo subducción hacia el este y con ello el arco de Xolopa y el terreno norteño de Chortis. Gran parte de Chortis fue despegado de México hacia el norte de América Central y en la parte sur, el bloque Chorotega tuvo un importante desarrollo.



**Figura 3: Posición de la Gran Provincia Ígnea del Caribe (CLIP) en el presente, según Hoernle et al. (2004).**

Los patrones de esfuerzos a partir de la subducción de la placa Farallón hacia el noreste bajo Norteamérica y al sureste bajo Sudamérica, resultó en la fragmentación y formación de las placas del Coco y Nazca hace 25-33 Ma (Fig. 2g). Tal reorganización inició una subducción casi perpendicular de Coco bajo el bloque Chortis y por tanto finalizando la deriva de Chortis hacia el este. Un período de una alta tasa de dispersión en la dorsal del Pacífico oriental originó una fuerte subducción de Coco bajo el norte de América Central.

En América Central Meridional, en el Eoceno Medio se dieron una serie de cambios súbitos, que dieron asimismo en la fragmentación en dos bloques, Chorotega y Chocó, y entonces se dio una tectónica extensional hasta el Mioceno Medio, con estructuras de *horsts* y grábenes que fueron rellenadas por espesas secuencias sedimentarias, y una rotación de los bloques en dirección de las manecillas del reloj. Esto estaría asociado con la colisión oblicua del sur de América Central con el norte de

Sudamérica, hace unos 38-40 Ma, y que se propagó luego hacia el noroeste (Barat et al., 2014). En el sur de América Central, también hacia el Mioceno Medio, se desarrolló la depresión intraarco de Nicaragua, la migración del arco volcánico en el sur de América Central y el acrecentamiento del ángulo de subducción de Coco. En este tiempo América Central se incorporó a la placa Caribe, se movilizó al este y se formaron grandes fallas de movimiento sinistral y *rifts* transtensionales fuera de la costa hondureña.

Desde el Mioceno medio hasta el presente (Fig. 2h), se desarrollaron paulatinamente las áreas de deformación al sur de América Central, la Zona de Fractura de Panamá, el estado actual de la Fosa Mesoamericana y sobre todo la emersión tectónica y magmática de los territorios de Costa Rica y Panamá.

La Cordillera del Coco, que se levanta unos 2 km sobre el fondo oceánico y provoca una corteza oceánica anómalamente engrosada (unos 20 km, el doble de lo normal: Walther, 2003) al subducirse bajo Costa Rica del sureste (Figura 4), ha originado las principales estructuras tectónicas desde el Pacífico central hacia el sureste, incluidas la creación de una cuenca profunda en el antearco externo, la emersión de las penínsulas de Osa y Burica, las las deformaciones de la Fila Costeña, con plegamiento y corrimiento, la exhumación de la Cordillera de Talamanca y en parte, la formación del Cinturón Deformado del Norte de Panamá, así como el cese del volcanismo en la Cordillera de Talamanca (cf. Fisher et al., 2004; Morell et al., 2008; La Femina et al., 2009; Morell, 2015).

La subducción de la Cordillera del Coco se habría empezado a dar en algún momento del Mioceno terminal a Plioceno, y existe discusión y controversia respecto a la edad precisa: sería hace unos 8 Ma, con base en los datos de la firma geoquímica que ha impreso tal subducción, en los productos magmáticos eruptados en los últimos 6 Ma (cf. Gazel et al., 2009), o bien, hace unos 3-4 Ma el inicio de la subducción de los montes submarinos y 2-3 Ma la cordillera principal, con base en recientes reconstrucciones del movimiento de las placas basados en sus anomalías magnéticas (Morell, 2015).

Existe aún, también, controversia sobre la evolución de la Zona de Fractura de Panamá (ZFP), como frontera transcurrente entre las Placas del Coco y Nazca (ver discusión en Mann et al., 2007 y en Morell, 2015). Existen varias hipótesis y reconstrucciones que soportan uno u otro escenario. Las reconstrucciones recientes de Morell (2015), muestran un escenario en que el límite ha saltado de oeste a este.

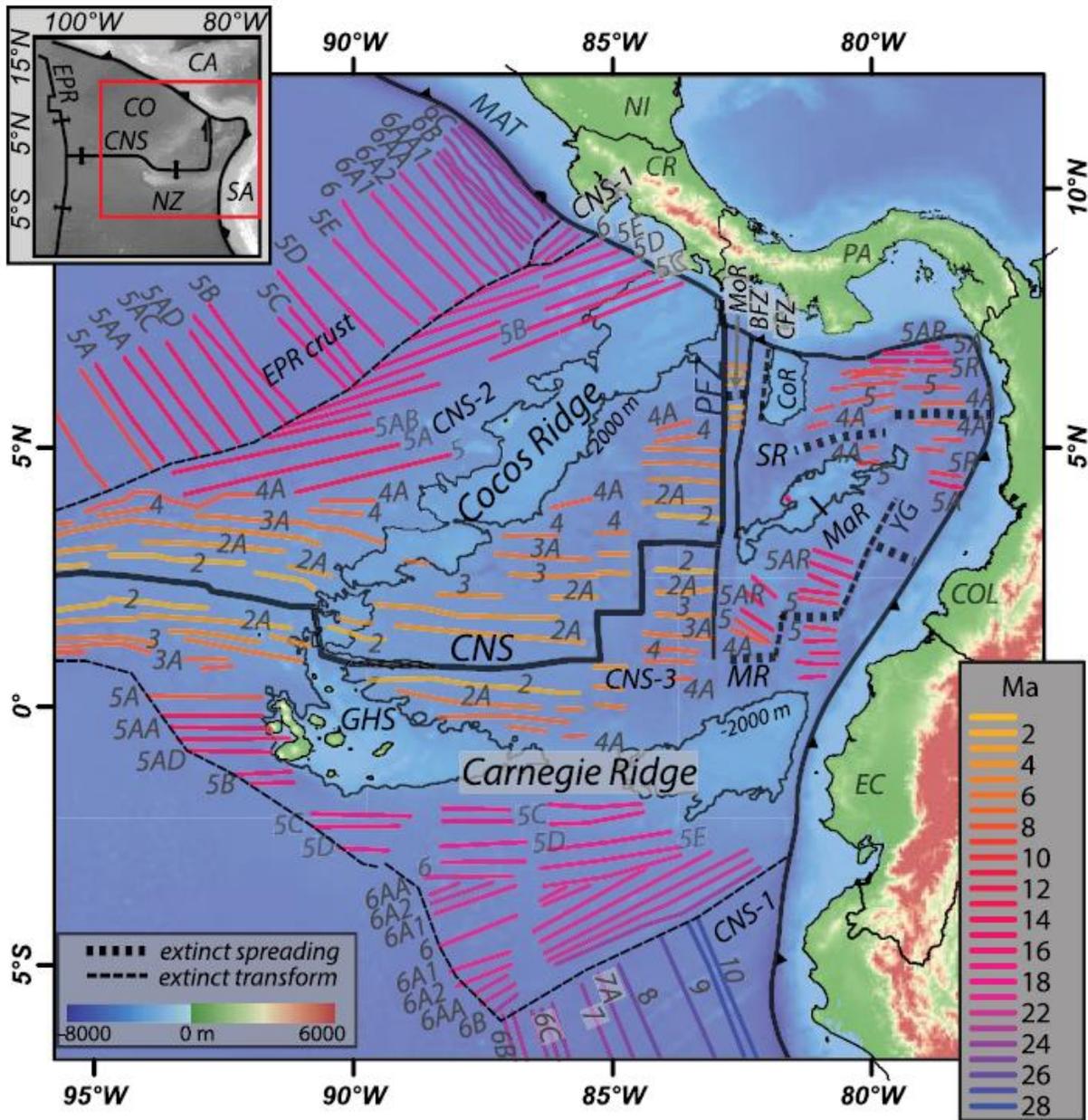


Figura 4: Detalle de la subducción de la Cordillera del Coco bajo Costa Rica suroeste, con las edades de la corteza oceánica de las placas del Coco y Nazca que se subducen o se subducirán, y la estructura de los límites litosféricos mayores en el lado pacífico. Tomado de Morell (2015).

### 3. TECTÓNICA Y SISMICIDAD LOCAL DE COSTA RICA

#### 3.1. TECTÓNICA

El proceso de subducción entre las Placas del Coco y Caribe, el límite triple de las placas del Coco, Caribe y Nazca, y los demás estilos tectónicos someros, controlados por fases compresivas regionales y rasgos tectónicos locales, son los rasgos sismo-genéricos más importantes del territorio costarricense. La Figura 5 muestra los rasgos tectónicos de Costa Rica y su periferia tomados de Denyer et al. (2003, 2009), superpuestos al mapa elaborado con información de la Misión Radar Topográfico del Transbordador Espacial (SRMT, por su acrónimo en inglés). Los colores rojos presentan las fallas más importantes y que son consideradas neotectónicas (que han tenido actividad sísmica en tiempos recientes).

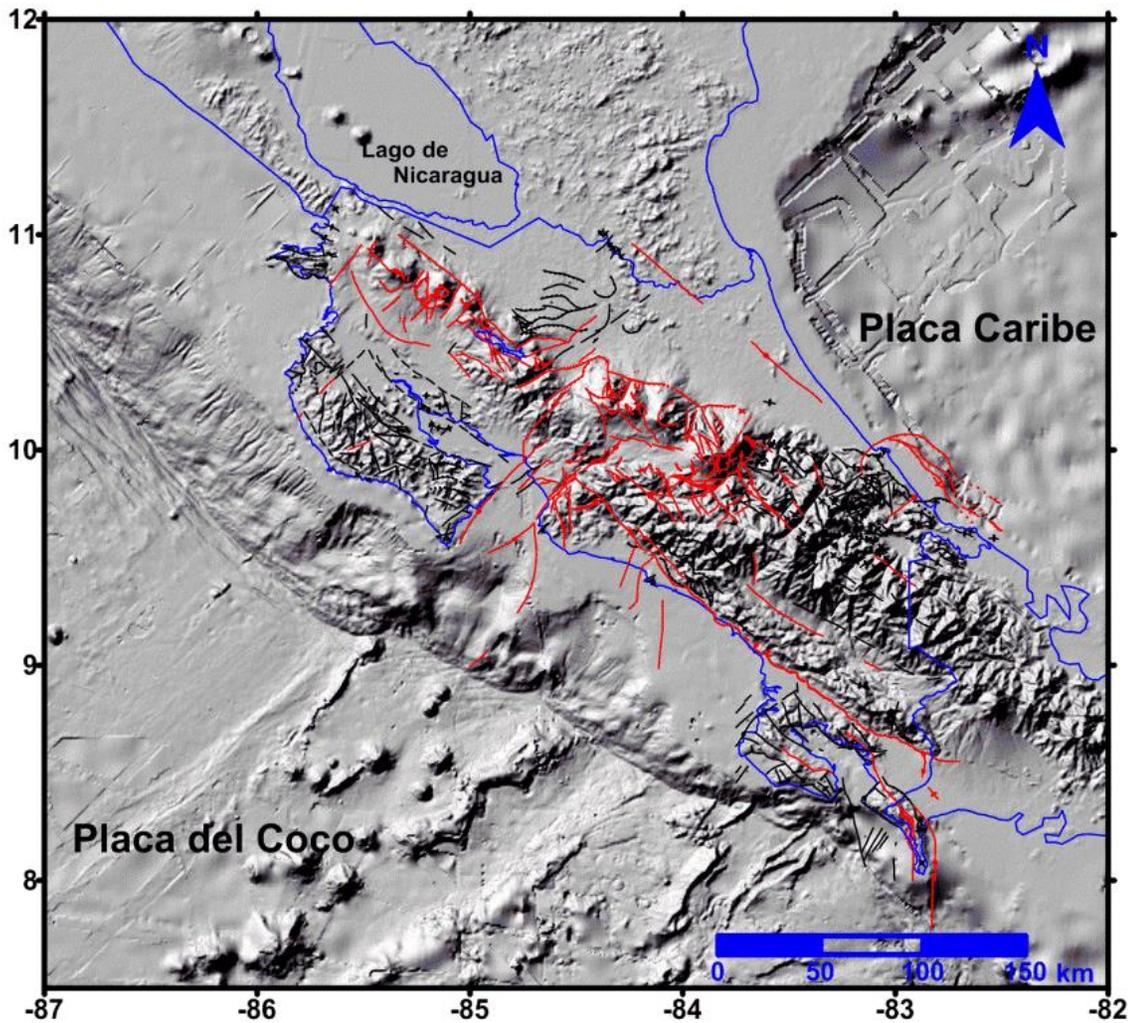


Figura 5: Mapa tectónico de Costa Rica (adaptado de Denyer et al., 2003, 2009).

### 3.1.1. Proceso de subducción entre las Placas del Coco y Caribe

La interacción por subducción de la Placa del Coco bajo la Placa Caribe es responsable de la zona sismogénica más importante de Centro América. Este proceso, a raíz de la formación de magma en profundidad, ha generado la cadena de volcanes cuaternarios que se extiende continuamente desde Guatemala hasta Costa Rica, y luego en el arco en Panamá después de una pausa geográfica desde el sur de Costa Rica, hasta el oeste de Panamá. Frente a la costa pacífica de Costa Rica, la expresión superficial del proceso de subducción está representada por la Fosa Mesoamericana hasta su extremo sur, colindante con la Zona de Fractura de Panamá. La velocidad de subducción es de aproximadamente 8.5 cm/año frente a Nicaragua y disminuye a 3.9 cm/año frente las costa panameñas (DeMets, 2001; cf. Figura 1).

Debido a la geometría de la subducción, la sismicidad es muy somera en la vecindad de la fosa, incrementando en profundidad conforme se adentra en el arco centroamericano: los mecanismos de los dos tipos de sismicidad son diferentes. La sismicidad más somera cerca de la trinchera, se produce directamente con el choque de las placas subduciente y cabalgante (con un mecanismo “thrust” o empuje) y se llama sismicidad de “interfase” con magnitudes máximas  $M_w 7.7$  o mayores. Para la sismicidad por debajo de los 30-40 km de profundidad (Zona de Wadati-Benioff) llamada de “intraplaca”, aún no se comprende del todo el mecanismo que la genera, dado que las altas presiones presentes deberían prevenir la ruptura frágil. Se ha hipotetizado que la sismicidad se origina por un proceso de deshidratación en la losa que se subduce (Kirby et al. 1996, Hacker et al. 2003), pero en cuanto penetra en el manto, las reacciones metamórficas resultantes, liberan fluidos. El aumento en la presión de poro reduce los esfuerzos efectivos e induce a la inestabilidad mecánica en el estado de esfuerzos. Este tipo de sismicidad, generalmente se presenta con mecanismos “normales” y con magnitudes más moderadas, alrededor de  $M_w 7.7$  o menores. Alcanza profundidades superiores a los 200 km en el NW de Costa Rica.

La geometría de la Fosa Mesoamericana refleja cambios tectónicos a lo largo de su extensión y junto con otros criterios morfotectónicos, se puede subdividir la Zona de Wadati-Benioff en diferentes modalidades sismo-tectónicas (Guzmán et al., 1989; Protti et al., 1995). Stoiber & Carr (1973) y Carr et al. (1982), utilizaron primordialmente las características de la cordillera de volcanes centroamericanos, junto con la sismicidad de esta zona para subdividir la subducción de América Central en segmentos de diferentes modalidades tectónicas. Luego, en los últimos veinticinco años, muchos trabajos han estudiado la zona de subducción entre Nicaragua y Costa

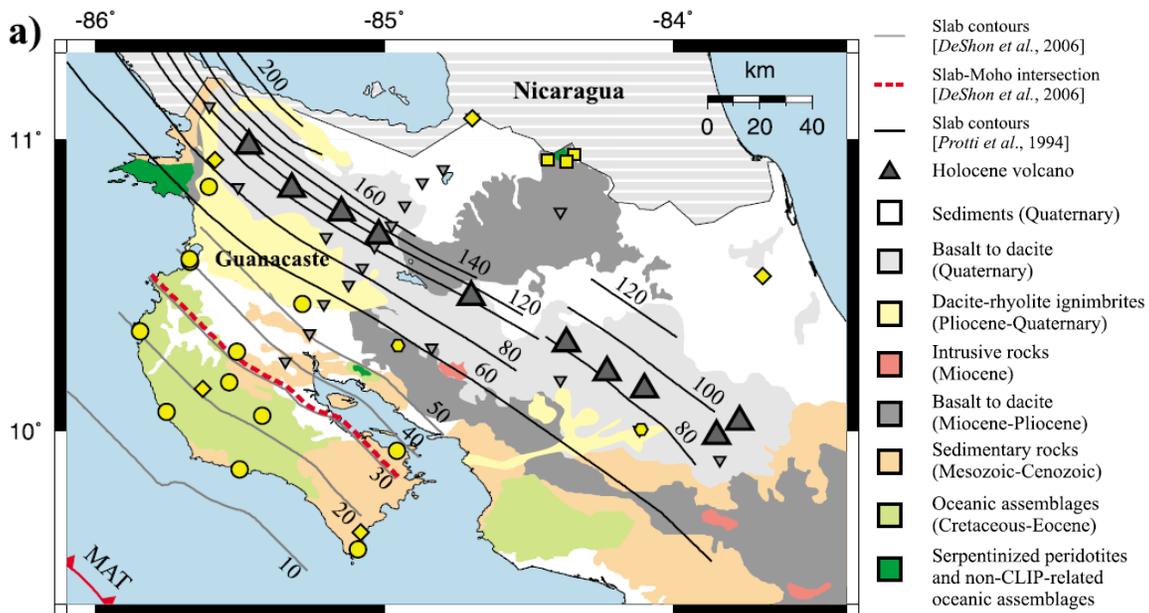
Rica, desde una amplia perspectiva: reflexión y refracción sísmica (Hinz et al., 1996, Christeson et al. 1999, Sallarès et al. 2001), una perforación de un proyecto internacional (Kimura et al., 1997), cartografía batimétrica de alta resolución (von Huene et al., 2000), tomografías con base en la sismicidad local (Husen et al., 2003; DeShon et al., 2006), magnetoteléfica (Worzewski et al., 2010), medición de flujo térmico (Harris et al. 2010) y más recientemente, múltiples mediciones con densas redes de GPS (LaFemina et al. 2009, Outerbridge et al. 2010, Feng et al. 2012), con modelos gravimétricos (Lücke & Arroyo, 2015) y trabajos con tomografía sísmica detallada, para poder modelar la sismicidad profunda y la zona de Wadati-Benioff (Linkimer et al., 2010; Arroyo et al., 2013, 2017 a y b).

En América Central, la zona de Wadati-Benioff experimenta cambios en su ángulo de subducción a lo largo del istmo, disminuyendo su valor conforme se avanza hacia el sureste. Protti et al. (1995) observaron que la zona de Wadati-Benioff bajo el territorio nicaragüense se subduce a un ángulo de  $84^\circ$  que se reduce a  $60^\circ$  bajo la zona central de Costa Rica. Frente aproximadamente a la entrada del Golfo de Nicoya, la zona de subducción experimenta una rasgadura o combadura a una profundidad aproximada de 70 km, que han denominado Contorsión de Quesada, que delimita comportamientos diferentes en los dos segmentos. Las profundidades de los sismos de subducción decrecen en dirección sureste: bajo de Nicaragua alcanzan profundidades de 200 km, 125 km bajo la zona central de Costa Rica, y al este de la longitud  $83^\circ 55'$  no se encuentran evidencias de la zona de Wadati-Benioff a profundidades mayores de 50-75 km.

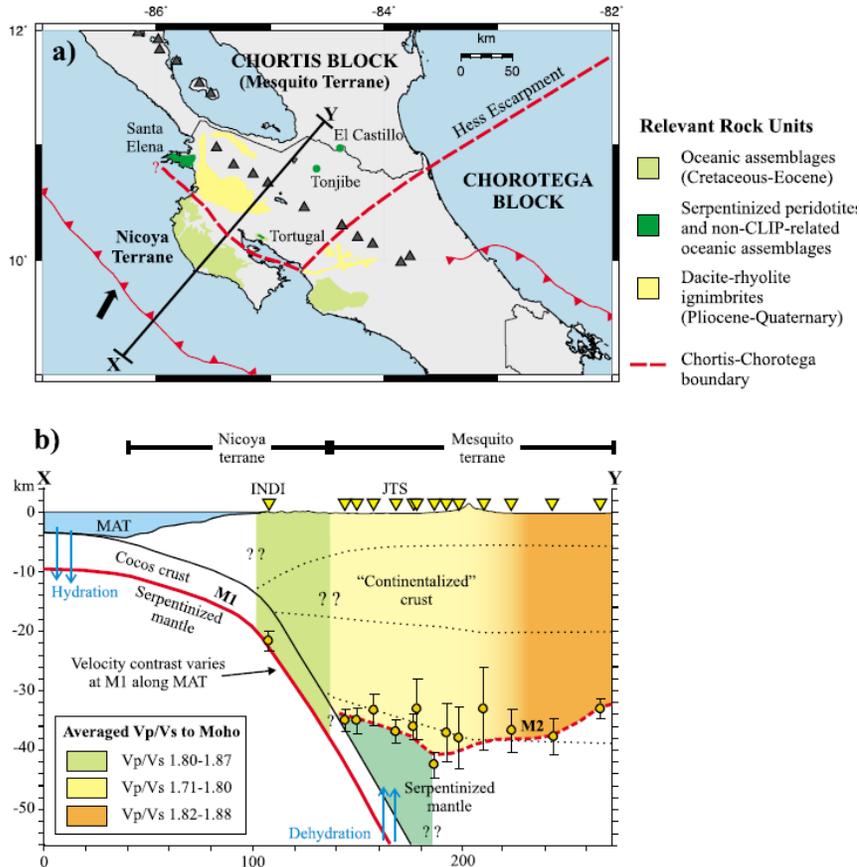
Esto ha permitido un refinamiento reciente de la profundidad de la losa subducida bajo Costa Rica, que corrobora y mejora las observaciones citadas (Figura 7; Linkimer et al., 2013). Los cambios en la profundidad de los sismos entre Nicaragua y el centro de Costa Rica (que también se refleja morfológicamente en una fosa profunda a una más somera) se debe la diferencia de edades entre la placa del Coco, que existe al NNW y al SSE de la Contorsión de Quesada. Hacia el norte la litosfera del Coco fue generada en la Dorsal del Pacífico Oriental, y hacia el sur en la Dorsal de Galápagos, con edades diferentes y que se subducen con diferentes ángulos (ver Figura 4). La litosfera más vieja es más estable y puede sobrellevar el proceso de subducción a mayores profundidades. La sismicidad más profunda refleja el cambio entre el comportamiento frágil de la litosfera más somera y el dúctil de la que participa en el fundido por el calor y fluidos emanados de la placa subducida en las profundidades (von Huene et al., 2004; Ranero et al., 2008). En la litosfera más joven la diferencia entre estos comportamientos no es significativa y la sismicidad es

menor o no se da del todo a mayores profundidades. Asimismo, esto responde a los dominios morfológicos definidos en la placa del Coco frente a Costa Rica (von Huene et al., 2000): bajo la península de Nicoya se subduce un piso oceánico con una batimetría relativamente suave que promueve una zona de contacto interplacas continua capaz de generar terremotos mayores a los esperados en el Pacífico Central (Protti et al., 1994), mientras los otros dos dominios se caracterizan por un suelo oceánico cubierto en un 40% de montes submarinos y por la cordillera del Coco.

El basamento de la plataforma pacífica frente a Nicaragua es de corteza oceánica, acorde con los trabajos geofísicos de Walther et al. (2000). La deformación entre las placas Caribe y del Coco en Nicaragua se enfoca sobre todo en el segmento del arco magmático, en la forma de esfuerzos paralelos al arco. Esto ha evolucionado desde el Eoceno, cuando un sector oceánico fue subducido, luego incorporado a la placa Caribe, el cual se quebró en el Mioceno (cuando hubo una amplia subsidencia y localizados levantamientos en el área), y entonces la subducción saltó hacia el sector marino, como hoy. Estos factores controlan hoy la estructura de esta zona en Nicaragua.



**Figura 6a: Mapa geológico simplificado del norte de Costa Rica (con base en Denyer & Alvarado, 2007 y Vogel et al., 2004) y las curvas de profundidad del techo de la placa subducida (en km) con base en la integración de varios trabajos. Tomado de Linkimer et al. (2010).**



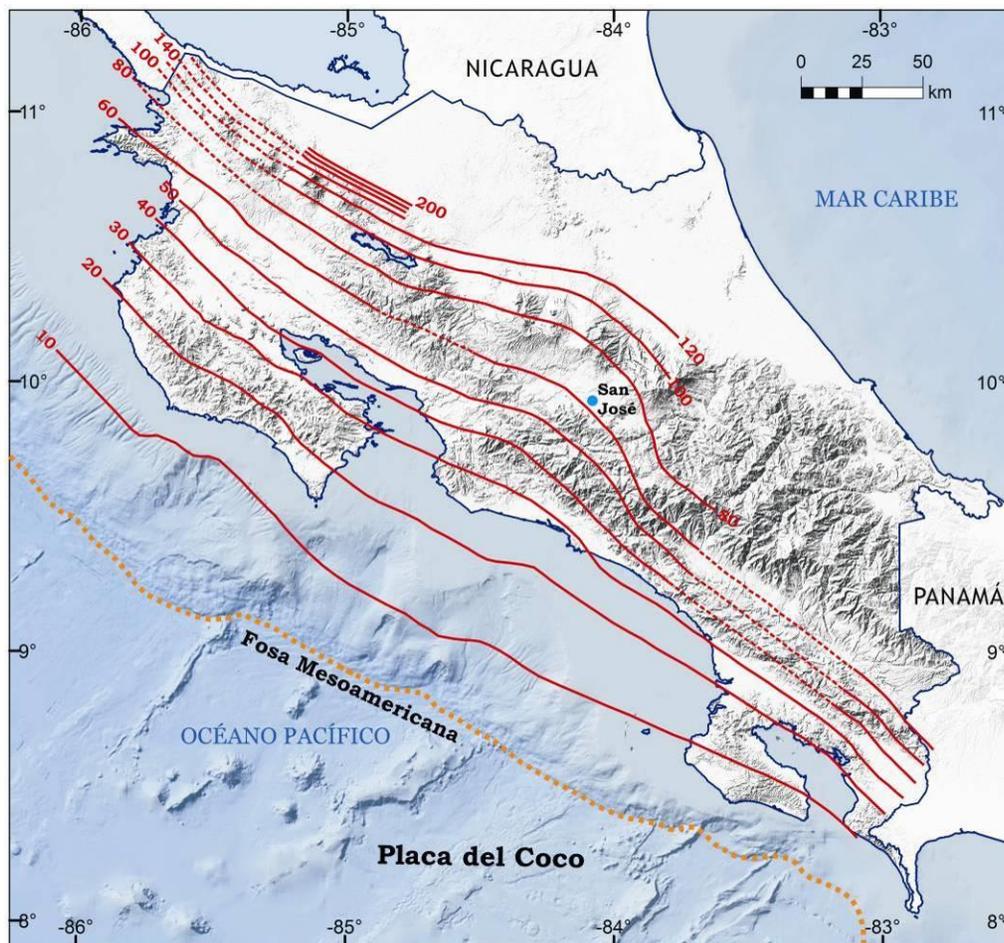
**Figura 6b: Sección vertical de la placa subducida (abajo) y su ubicación en el mapa del norte de Costa Rica (arriba). Tomado de Linkimer et al. (2010).**

Esta región con alta velocidad de convergencia (8 - 9 cm/año) y con pocos sedimentos en la fosa, conllevan a un margen convergente erosional, al menos desde el Mioceno Medio, que se diferencia notablemente de otros márgenes donde hay acreción de sedimentos, como en Japón (Vannucchi et al., 2001; Kopf, 2013).

Con base en la actualizaciones sismológicas de Linkimer et al. (2010, 2013) Lücke & Arroyo (2015), es posible observar con mucho mejor detalle la profundidad de la zona de Wadati-Benioff bajo Costa Rica (Figuras 6a y 7). No obstante, la estructura interna de la interacción de las placas bajo la Península de Nicoya y la implicación para los terrenos en el noroeste y norte de Costa Rica, tiene serios cambios acordes con la propuesta de Linkimer et al. (2010; Figura 6).

La zona de subducción en el norte de Costa Rica muestra asimismo variaciones laterales en ambas placas, la subducida y subducente, según se desprende del análisis del Moho (Linkimer et al., 2010, Figura 6b). Esto permitió determinar el grado de hidratación de la placa del Coco y el estado de la corteza en la

placa Caribe. Los autores muestran un manto oceánico más seco subduciéndose bajo el sur de la península de Nicoya, comparado con un manto oceánico serpentinizado bajo el sector norte. Los cálculos permiten determinar las razones de  $V_p/V_s$  y con ello determinar el carácter más continental o más oceánico de la corteza de la placa Caribe, y por eso se propone la naturaleza de los terrenos Misquito, Nicoya y Chorotega, en donde el primero es el más continentalizado, debido al magmatismo. Bajo la cordillera volcánica, el Moho es donde se muestra más profundo, a unos 42 km.



**Figura 7: Mapa que muestra la profundidad en km del techo de la losa subducida de la Placa del Coco, y que demuestra los cambios de ángulos y la profundidad máxima de la sismicidad bajo el territorio de Costa Rica. Redibujado a partir de la Fig. 1 de Linkimer et al. (2013).**

Los resultados de tomografía sísmica en el área de Nicoya muestran que la sismicidad interplaca es generada entre los 17 y los 28 km en el NW de la península y

los 12 y 26 km de profundidad en el SE (Newman et al., 2002; DeShon et al. 2006). Además, parece ser que la sismicidad que ocurre entre los grandes terremotos no define la zona sismogénica en su totalidad, pues la ruptura del terremoto de 1950 ( $M_s$  7.7) parece haberse extendido a menores y mayores profundidades (Avants et al. 2001). Por otra parte, un “sismo lento” fue registrado en el 2007 a 25-30 km de profundidad bajo la península y la entrada al golfo de Nicoya (Outerbridge et al. 2010), y coincidió temporalmente con tremores tectónicos y con sismos de baja frecuencia, posiblemente originados a la misma profundidad, por lo que los autores sugirieron que no es directamente la temperatura, sino las reacciones metamórficas de bajo grado las que definirían la ocurrencia de rupturas lentas y tremores. En agosto del 2008 ocurrió una coincidencia de tremor en el sector oceánico, sismos de muy baja frecuencia, movimientos de corrimiento lento en la interfase de placas medidos con los GPS occidentales del sector de Nicoya y cambios transitorios de presión en un pozo profundo oceánico (Walter et al., 2013).

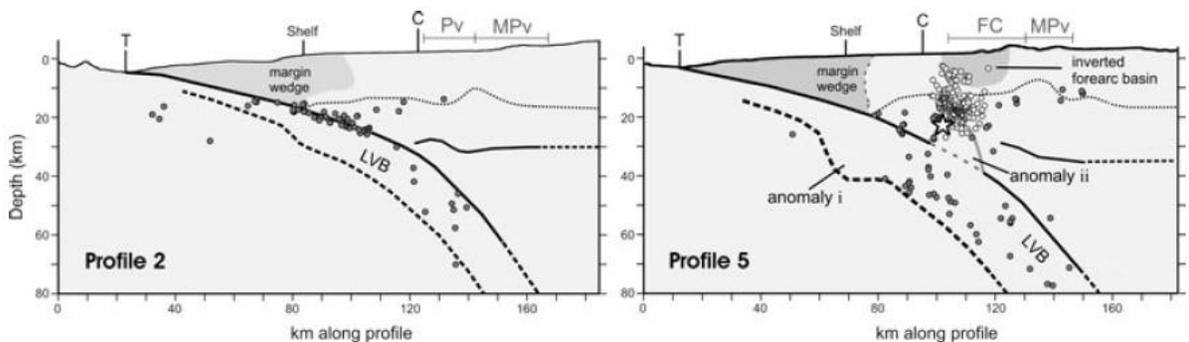
Los datos de deformación registrados entre 1996 y el 2010 por las redes de GPS mencionadas observaron que la convergencia oblicua Coco-Caribe se divide en una traslación del antearco paralela a la fosa y en un empuje menos oblicuo a lo largo de la zona interplaca (Feng et al., 2012). De tal manera, los sismos interplaca liberan dos tercios de la convergencia de placas paralela a la fosa, y la deformación acumulada entre grandes terremotos es principalmente normal a la fosa. Estos investigadores identificaron dos sitios con acoplamiento completo a ~15 km de profundidad, y otro a ~24 km bajo la península, capaces en conjunto de generar un terremoto de  $M_w$  7.8. De hecho, en esa zona sísmica sucedió el Terremoto de Sámara del 5 de setiembre del 2012 con  $M_w$  7.6, y toda una serie de sismos réplicas, con diferentes patrones de nucleación (véase Linkimer & Soto, eds., 2012; Yue et al., 2013; Linkimer et al., 2013; Protti et al., 2014; Walter et al., 2015).

Por otra parte, la subducción en el centro de Costa Rica (Arroyo et al., 2009, 2013) está caracterizada por ser una zona de alta sismicidad, coincidente con la subducción de un piso oceánico con alto relieve, que ha generado sismos de hasta  $M$  7. La corteza oceánica que se subduce varía desde normal a engrosada. Esta losa oceánica tiene una banda de baja velocidad (LVB) en el techo que sostiene la sismicidad intraplaca a profundidades mayores de 30 km (ver Figura 8). La LVB está localmente engrosada por montes oceánicos que se subducen bajo el borde del margen. Conforme la LVB se engrosa al este, aparece la cuenca de la Fila Costeña y una anomalía de baja velocidad asísmica, lo que sugiere un engrosamiento de

material previamente erosionado bajo la placa, que causa asimismo el levantamiento diferencial de bloques en el sector continental (la Fila Costeña).

En el límite de la zona central-sur, estudios sismológicos con funciones receptoras (Dzierma et al., 2011) ponen en evidencia una placa que se subduce a un ángulo elevado hasta los 70-100 km, en concordancia con las isopropfundidades del techo de la placa del Coco mostradas en la Figura 7. Por debajo de esa profundidad no es posible observar el detalle de la subducción, aunque se asume que así continúa bajo el norte de la Cordillera de Talamanca. Esos autores sugieren que hay una transición hacia la zona de subducción al sur del país, con ángulo más somero, pero que podría haber un ángulo de subducción también acentuado por debajo de los 50 km de profundidad.

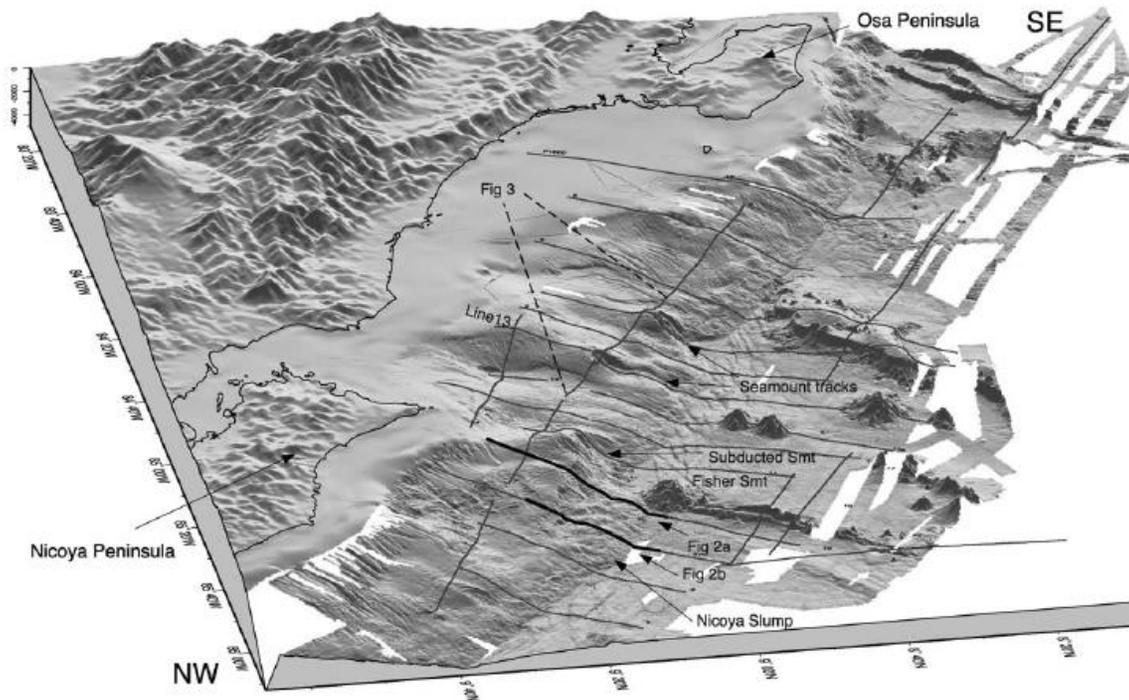
Finalmente al sur de Costa Rica, frente a la costa de la Península de Osa, debido al arribo de la dorsal (o serranía) asísmica del Coco (Figuras 1, 4, 5 y 9) hace unos 8 Ma (Gazel et al., 2009), se ha creado un gap tectónico en la zona de subducción y por lo tanto una extinción momentánea del vulcanismo cuaternario.



**Figura 8: Perfiles esquemáticos transversales a la fosa. El 2 entra por Tárcoles hasta el volcán Platanar. El 5 entra por Parrita hasta el Paso de La Palma. Se muestra el límite entre corteza superior e inferior y el Moho en la Placa Caribe y el límite entre la Banda de Baja Velocidad (LVB) en la placa del Coco. La estrella en el perfil 5 muestra el hipocentro del sismo de Damas del 2004 según Pacheco et al. (2006). T es la fosa, C es la costa, FC es la Fila Costeña, MPv es el arco magmático del Mio-Plioceno y Pv es el volcanismo Pleistoceno (Tomado de Arroyo et al., 2009).**

La sismicidad relacionada con el proceso de subducción cerca de la Dorsal del Coco, es mucho menos activa que en partes más alejadas. Esta secuencia de montes submarinos interrumpe el proceso de subducción, debido principalmente a que es una zona de densidad baja y boyante (como se mencionó la sismicidad profunda e intermedia hacia el este del Paralelo 84° es menos acentuada). En esa zona del proceso de subducción, se pensaba que la litosfera del Coco se adhería bajo

la placa Caribe, continuando quizás a un bajo ángulo en las raíces de la corteza inferior bajo la Cordillera de Talamanca (unos 40 km como en otros sectores bajo las cordilleras en Costa Rica según Hayes et al., 2013 y referencias allí; Morell, 2016).



**Figura 9: Subducción de los montes submarinos de la Dorsal del Coco en la Fosa Mesoamericana en el sur de Costa Rica (Tomado de von Huene et al., 2004).**

Estudios de tomografía sísmica más recientes (Arroyo et al., 2017a, b), por su parte muestran que hay una losa gruesa bien definida que se subduce a  $55^\circ$  a profundidades  $>30$  km, alcanzando 65 km de profundidad, unos 70 km desde la fosa hacia tierra adentro. La zona de Wadati-Benioff se muestra bien entre 40-65 km bajo la Fila Costeña. Hay anomalías de velocidad, una anomalía alta bajo Talamanca, y dos anomalías bajas por debajo de la Fila Costeña y de la Cuenca de Limón (¿el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, como una subducción abortada?: ver más adelante). Asimismo, una anomalía de sismicidad cortical profunda por debajo de los 40 km de profundidad se ha detectado en el Bloque de Panamá bajo la faja de plegamiento-corrimento de la Fila Costeña y Talamanca. Estas nuevas propuestas entonces, muestran una subducción en el sur de Costa Rica, con un ángulo acentuado, hasta al menos los 70 km de profundidad. Este modelo es totalmente incompatible con el mostrado por Morell (2016), que más bien muestra una subducción de bajo ángulo en el sur de Costa Rica.

La sismicidad indica una Zona de wadati-Benioff reconocible hasta unos 70 km de profundidad antes de llegar a las raíces de Talamanca. Como la placa del Coco no llega a formar una cuña de astenosfera entre ella y la placa Caribe, y no se llega a las profundidades requeridas, o bien hay cambios dramáticos en el ángulo de subducción y la situación termodinámica, el vulcanismo bajo el sur de Costa Rica está inhibido en la actualidad. No obstante, debe conocerse mejor la correlación entre el arribo de la Cordillera del Coco desde que empezara a subducirse, acorde con las reconstrucciones de las edades del magmatismo en el sur de Costa Rica y en Panamá (cf. MacMillan et al., 2004; Gazel et al. 2009; Gardner et al., 2013), para entender a plenitud los mecanismos tectónicos implicados.

En general, todo este fenómeno de la subducción de la Serranía del Coco junto con los movimientos de la Placa Suramericana hacia el noroeste, pueden ser los responsables de los regímenes compresivos en la costa caribe de Panamá y Costa Rica y el fallamiento inverso asociado al norte de la llamada microplaca de Panamá (Cinturón Deformado del Norte de Panamá).

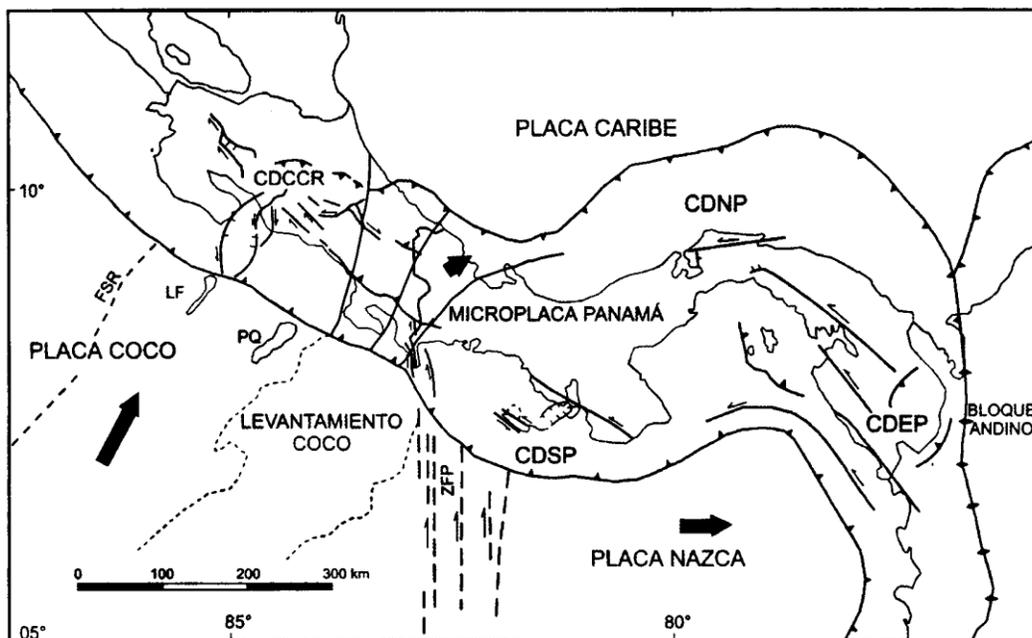
### **3.1.2. Zona de Fractura de Panamá**

La Zona de Fractura de Panamá (Figuras 1, 4 y 5) es una falla transformada N-S de tipo dextral que limita las Placas del Coco Nazca y la microplaca de Panamá. Se extiende desde cerca de Punta Burica, hasta unos 500 kilómetros al sur (Figuras 1 y 10). Su actividad sísmica es frecuente, con sismos importantes, cuyos mecanismos focales determinan muy claramente el movimiento dextral en ella. Costa Rica y parte de Panamá se localizan cerca de este punto triple entre las placas del Coco, Caribe (o Microplaca de Panamá) y Nazca. Se estima que surgió hace aproximadamente 1 Ma en su posición actual y aún permanece activa (Astorga et al., 1991; Morell, 2015), aunque la evolución viene de varios millones de años atrás (MacMillan et al., 2004; Mann et al., 2007; Morell, 2015).

Según Astorga et al. (1991), la acción de la Cordillera del Coco posiblemente ha provocado que el sistema extensional del graben de Nicaragua se transforme en un sistema compresional de fallamiento inverso en la parte sur de Costa Rica y la parte norte de Panamá. Lo cierto es que desde el Mioceno Medio se desarrollaron paulatinamente las áreas de deformación al sur de América Central, como la Zona de Fractura de Panamá. Existe, sin embargo, controversia y debe aún trabajarse en el asunto, sobre su evolución como frontera transcurrente entre las Placas del Coco y Nazca (ver discusión en Mann et al., 2007). Mientras por ejemplo Lonsdale & Klitgord

(1978) proponían que el salto de la ZFP sucedió desde el sector de Coiba al actual al incorporarse un fragmento de la Placa Coco a Nazca, McIntosh et al. (1993) proponen que más bien saltó del oeste al este lo cual es apoyado por las reconstrucciones recientes de Morell (2015).

Hay una serie de cambios muy notorios de noroeste a sureste, cruzando el punto triple: la tasa de convergencia disminuye tres veces, se incrementa la oblicuidad, disminuye el espesor de la corteza subducida, hay un descenso de 2 km en la profundidad del piso oceánico y disminuye su rugosidad, y el ángulo de subducción decrece notablemente (Jordan, 1975; Lowrie et al., 1979; Kellog & Vega, 1995; Kolarsky & Mann, 1995; Bird, 2003; Walther, 2003; Morell et al., 2013; Kobayashi et al., 2014).



**Figura 10: Marco neotectónico del sur de América Central, mostrando los límites de la Microplaca de Panamá. CDCCR, CDNP, CDSP, CDEP son respectivamente los cinturones deformados del Centro de Costa Rica del Norte de Panamá, del Sur de Panamá y del Este de Panamá. Las líneas en forma de abanico en la zona fronteriza Costa Rica – Panamá indican la dirección de los esfuerzos principal máximo horizontales relacionados con la indentación tectónica del levantamiento del Coco (tomado de Montero, 2001).**

### 3.1.3. Cinturón Deformado del Norte de Panamá

El Cinturón Deformado del Norte de Panamá (CDNP) es un sistema de fallas inversas que se extiende en forma curvilínea desde el Golfo de Urubá, Cuenca de Colombia, hacia el norte de la frontera de Colombia con Panamá, atravesando hacia el oeste por el norte del litoral caribe y bordeando paralelo a la costa costarricense para finalizar cerca de Puerto Limón, Costa Rica (Figura 10). Este cinturón define el límite

norte de la Microplaca de Panamá. Este sistema de fallas inversas se originó de acuerdo con Montero (1994) por el sobrecorrimiento continental de la corteza del istmo con respecto al basamento oceánico de la Cuenca de Colombia. Bajo este sistema de fallas existe una falla basal que se inclina hacia el SW y alcanza profundidades de 20-25 km bajo Baja Talamanca. Es posible que se extienda bastante profundo hasta las bases de la cordillera de Talamanca, tal como interpretan Arroyo et al (2017) las imágenes de tomografía sísmica, y que bien podría ser un sistema de subducción abortado en el lado Caribe.

Montero (1994) observa que la porción este del CDNP ha manifestado un patrón de deformación más regular que el sector oeste. Antes del terremoto de Limón del 22 de abril de 1991, el sector oeste se consideraba de baja sismicidad, situación que se revirtió. El patrón de deformación del sector oeste del CDNP, afirma Montero (1994), es el resultado de cambios rápidos en el estilo estructural y la vergencia del fallamiento inverso. Esto puede ser debido a variaciones en el espesor de los sedimentos de la estructura cortical y en la velocidad de convergencia.

En la Figura 10 se muestra la Microplaca de Panamá y sus límites. Como se comentó en los párrafos anteriores, varios investigadores apoyan la teoría de que en presencia de la Serranía del Coco, el proceso de subducción genera un tipo colisión o 'punzonamiento' en el sur de Costa Rica. Por esta razón no se observa en esta zona sismicidad a mayores profundidades de los 40-50 km. La presencia de esta indentación en la parte central – sur de Costa Rica ha generado sistemas de fallas entre el Pacífico y el Caribe cuyos desplazamientos son función de la geometría del indentador y de la zona indentada (Montero, 2001). Los esfuerzos principales máximos generados tienen forma de abanico que varían en orientación desde N-S en el centro de Costa Rica a SW-NE en Baja Talamanca (Figura 10). Los esfuerzos se propagan desde la zona de colisión en el Pacífico sur de Costa Rica hasta el litoral del Caribe de la Provincia de Bocas del Toro en Panamá, y el límite sureste de la Cordillera Volcánica Central.

Los mecanismos focales de la sismicidad en el sector oriental del CDNP son predominantemente de sobrecorrimiento (Camacho et al., 2010), algunos con desplazamiento de rumbo y pocos con componentes normales (Mann et al., 1990). Camacho et al. (2010) han usado datos sísmicos regionales y locales combinados con datos telesísmicos y de terremotos históricos, así como datos de temblores menores registrados en una red local para definir la zona de Wadati-Benioff bajo la microplaca de Panamá principalmente en el sector del centro de Panamá. Esto demuestra la existencia de una zona de subducción activa de la Placa Caribe bajo la microplaca de Panamá en el sector oriental del istmo de Panamá. La convergencia entre la placa Caribe y la microplaca

de Panamá ha sido determinada por Vega & Kellog (1993) como cerca de 15 mm/año en dirección NNE-SSW.

Como se comentó en los párrafos anteriores, varios investigadores apoyan la teoría de que en presencia de la Cordillera del Coco, el proceso de subducción genera uno de tipo colisión o punzonamiento en el sur de Costa Rica. Por esta razón, no se observa en esta zona sismicidad a mayores profundidades de los 40-50 km. La presencia de esta indentación en la parte central – sur de Costa Rica ha generado sistemas de fallas entre el Pacífico y el Caribe cuyos desplazamientos son función de la geometría del indentador y de la zona indentada (Montero, 2001). Los esfuerzos principales máximos generados tienen forma de abanico que varían en orientación desde N-S en el centro de Costa Rica a NE en Baja Talamanca. Los esfuerzos se propagan desde la zona de colisión en el Pacífico sur de Costa Rica, hasta el sureste del litoral caribe costarricense y el límite sureste de la Cordillera Volcánica Central.

Montero (2001) llama a la porción del CDNP que se ubica en Baja Talamanca como la Falla Limón (Figura 11) paralela al litoral caribe costarricense. Considera a este sistema de fallas inversas de bajo ángulo el responsable del sismo de Limón del 22 de abril de 1991. Este sismo generó un levantamiento cosísmico de la corteza de 0.5 –1.5 metros medidos en varios sitios de la costa desde Puerto Limón a la frontera con Panamá. La existencia de paleo arrecifes levantados 60 metros indican actividad sísmica previa muy importante en esta falla o sus paralelas en el sistema de deformación (Denyer, 1994). Montero (2001) considera que el CDNP termina al terminarse la Falla Limón, con la falla transcurrente Río Blanco. El sector de la falla inversa hacia el oeste, que incluye las que él denomina fallas Siquirres - Matina, Guácimo y Guápiles (Figura 12) lo clasifica dentro del Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (Apartado 3.1.5.). Este sector tiene diferente rumbo que el CDNP y se ubica en el Arco Interno, donde la orientación del esfuerzo principal máximo es aproximadamente N-S, mientras que en el CDNP, la orientación es NE.

#### **3.1.4. Fallamiento cortical somero**

Los sismos corticales son aquellos que se presentan en la corteza de la placa superficial, la cabalgante, que en el marco tectónico centroamericano es la placa Caribe. Sus magnitudes por lo general son menores que los de subducción (magnitudes menores a 7), pero por su ocurrencia somera pueden tener un altísimo potencial de destrucción. Los sismos corticales en la región centroamericana son generados por los esfuerzos y deformaciones impuestos por el proceso tectónico de la subducción. Las

estructuras y fallas ocurren de acuerdo a las condiciones geológicas locales y sus sismos presentan estilos tectónicos suplementarios al del proceso de subducción originando un juego estructural muy complejo. En las Figuras 5 y 11 se muestran las fallas activas del territorio costarricense.

Dos modelos de esfuerzos corticales y por ende de fallamiento se han presentado para la zona central de Costa Rica, la de Astorga (1991) y la de Montero (2001). Esta última ha tenido más tracción y aceptación en la comunidad técnica y científica de Costa Rica. Astorga et al. (1991) habían propuesto que el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (ver Apartado 3.1.3.), ubicado paralelo a la costa caribeña panameña, atraviesa Costa Rica en sentido este-oeste, por el Valle Central como un sistema de fallas transcurrentes (SFTCR), dividiendo a Costa Rica en dos, y representa el límite oeste de la Microplaca de Panamá. Los estudios de Marshall et al. (2000) y Montero (2001) los llevan a concluir un panorama muy diferente.

Montero (2001) en particular, estudió los datos neotectónicos de sismicidad y sismotectónica para definir lo que él llama el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (CDCCR, Figura 12). Este cinturón viene a reemplazar el SFTCR, como un sistema difuso y ancho entre la Placa Caribe y la Microplaca de Panamá, que atraviesa la región central de Costa Rica, desde la Fosa Mesoamericana (margen pacífico) hasta el Cinturón Deformado del Norte de Panamá (margen caribe). Montero (2001) observa que en el antearco pacífico central, el sistema de fallas posee un desplazamiento sinistral y normal. En el arco interno, las fallas más hacia el norte son inversas con rumbo WNW, pero las de la parte central son predominantemente de desplazamiento de rumbo dextrales con rumbo NW y sinestrales con rumbo ENE y NE. En la región transarco, el sistema de fallas del CDCCR se une con el Cinturón Deformado del Norte de Panamá, que incluye un sistema inverso de rumbo NW y otro de desplazamiento de rumbo dextral, de rumbo NE.

Montero (2001) afirma que las fallas neotectónicas que constituyen el CDCCR se originaron como el resultado del estado de esfuerzos producto de la colisión de la Serranía Oceánica del Coco con la Placa Caribe frente al sur de Costa Rica. Explica que la dinámica del punzonamiento en la esquina suroeste de la Placa Caribe, ha generado el desplazamiento de la Microplaca de Panamá hacia el noreste, con respecto a la anterior mencionada placa. También este mecanismo ha generado fallamiento extensional, combinado con fallamiento transcurrente sinistral, en la parte oeste de este difuso límite, generando las cuencas marinas observadas frente a Quepos y en la entrada del Golfo de Nicoya. Por su parte, el límite norte entre la Microplaca de Panamá y la Placa Caribe es un cinturón de fallas y pliegues inversos en la zona entre el arco

interno y el transarco, congruente con el mecanismo anterior. López (2012) propone que la inversión del esfuerzo de los planos de fallas transcurrentes y mecanismos focales, revela una convergencia impuesta prevalente en dirección  $N20^{\circ}-45^{\circ}E$ , con una compresión prácticamente horizontal.

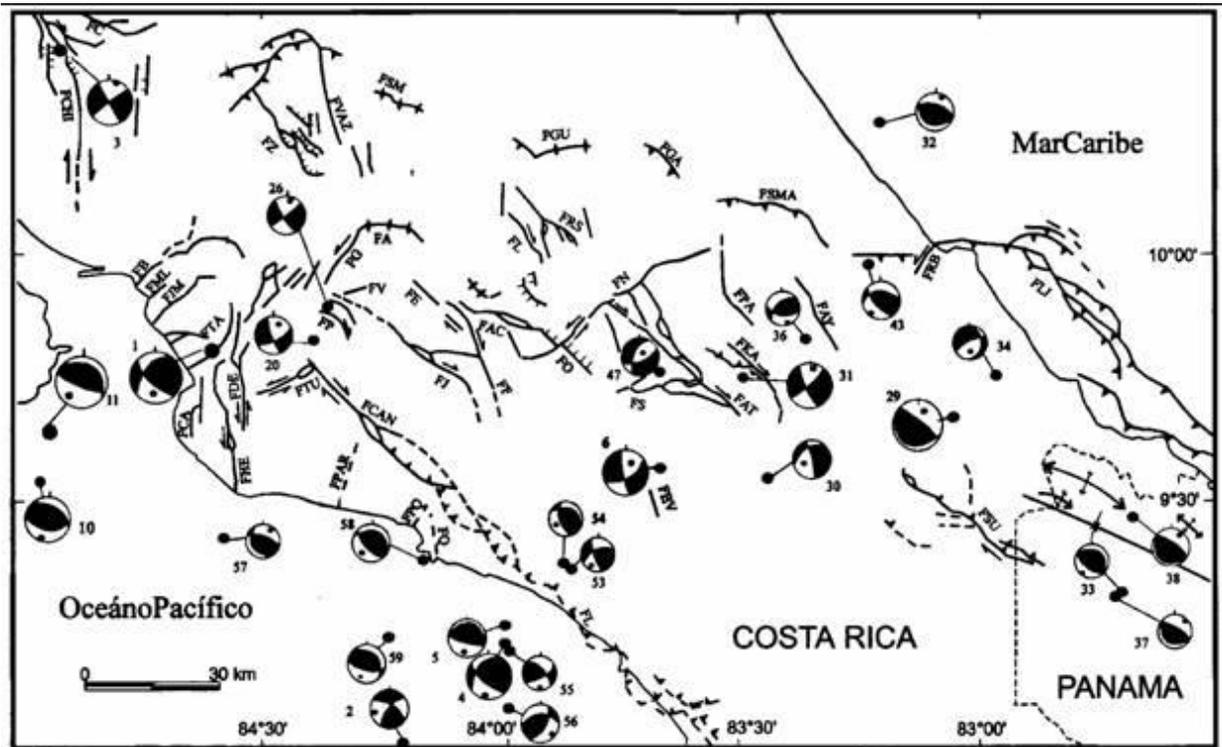


Figura 11: Fallas neotectónicas que definen el CDCCR (tomado de Montero, 2001). Las fallas son, de acuerdo a la simbología de la figura: FC Falla Cote, FCH Falla Chiripa, FSM Falla San Miguel, FVAZ Falla Volcán Viejo-Aguas Zarcas, FZ Falla Zarcero, FA Falla Alajuela, FG Falla Garita, FE Falla Escazú, FV Falla Virilla, FA Falla Alajuela, FJ Falla Jaris, FCAN Falla Candelaria, FF Falla Frailes, FAT Falla Atirro, FB Falla Barranca, FML Falla Mata de Limón, FJM Falla Jesús María, FTA Falla Tárcoles, FDE Falla Delicias, FHE Falla Herradura, FTU Falla Tulín, FP Falla Picagres, FGU Falla Guápiles, FRS Falla Río Sucio, FL Falla Lara, FAC Falla Aguacaliente, FN Falla Navarro, FO Falla Orosi, y FAT Falla Atirro.

Adicionalmente a estos sistemas y controles tectónicos, ciertos investigadores como White (1991) proponen poner en una categoría aparte los sismos someros generados en las cordilleras volcánicas de América Central. Debido a que los centros más densos de población en el área centroamericana están en dichas cordilleras, estos sismos someros han sido la causa de los daños mayores y más pérdidas de vida en la región. Según White (1991), las soluciones focales de los sismos en la cadena volcánica dan evidencia de esfuerzos extensivos en la dirección E-W. Generalmente las

estructuras transversales a la cadena son de desplazamiento de rumbo sinestrales, y las paralelas, son dextrales. Las estructuras paralelas son fallas normales, que generalmente producen depresiones, como por ejemplo las de El Salvador y Nicaragua, y las del Lago Arenal. El rumbo de estas fallas cambia con los alineamientos de los cinturones volcánicos.

Otro rasgo tectónico que ha afectado el territorio costarricense es el Escarpe de Hess, ubicado en las llanuras de Tortuguero y San Carlos, con rumbo NE, que se ha interpretado como la traza de una falla de posible movimiento transcurrente. En la región costarricense algunos investigadores han sugerido la continuidad del Escarpe de Hess hacia el oeste, correlacionándolo con el sistema de fallas del norte de la Península Santa Elena (Astorga et al., 1991). Más recientemente, Linkimer et al. (2010) han propuesto que el escarpe más bien se curva hacia el SW dentro de Costa Rica y desemboca en Barranca (Figura 6b), lo cual no pareciera muy plausible.

Las fallas corticales someras de mayor impacto para el sitio de estudio se han generado como proceso secundario del proceso de subducción y se pueden agrupar en las paralelas y las transversales a la Fosa Mesoamericana, en la vecindad y dentro del sector del arco volcánico o en el Valle Central. El sector del Valle Central occidental, donde se ubica el sitio de estudio, es afectado en parte por estos sistemas de fallamiento. Esta región está flanqueada por fallas activas hacia el occidente, oriente, norte y sur, en el que predominan las fallas de rumbo (Montero & Alvarado, 1988; Denyer et al., 2003), y donde destacan las fallas Belo Horizonte y Escazú, y la falla inversa de Alajuela hacia el occidente, y las fallas Aserrí, Patlillo, Río Azul y las del Sistema de Falla Aguacaliente, al suroriente, y cuya génesis es controlada por los esfuerzos tectónicos regionales.

### **3.2. SISMICIDAD**

Es fundamental diferenciar entre la sismicidad generada por la zona de subducción y la que ocurre en otros rasgos tectónicos someros, debido a sus diferencias de origen, energía liberada y entorno. White & Harlow (1993) enfatizaron este esfuerzo, que aunque evidente, no siempre es fácil ya que los sismos de subducción por su alto potencial, opacan y confunden a la sismicidad generada por los otros tipos de fuentes. La zona de subducción genera sismos (llamados interfase) a profundidades someras cerca de la fosa, y muchos sismos someros corticales inevitablemente van a ser incluidos en esta clasificación.

La región entre México y el noroeste de Panamá está tectónicamente dominada por la interacción y el movimiento de la placa Caribe con las demás placas adyacentes, resultando en un sistema sismo tectónico regional muy dinámico. Güendel & Protti (1998) calcularon la dirección de los ejes de presión (P) regionales en diferentes sectores de América Central para profundidades de 0 a 50 km, y concluyeron que en su mayoría, los ejes P tienen una dirección NE-SW (Figura 12). Los ejes de tensión (T) son ortogonales a los ejes P y cerca de las cadenas volcánicas tienden a actuar en forma de extensión radial. En las zonas C1 y C2 correspondientes a Costa Rica, la mayoría de los sismos tienen una componente inversa en C1 evidenciando la influencia de la zona de subducción (ver diagramas triangulares), mientras que en el arco volcánico (C2), los sismos generados se dividen en sismos con fallamiento inverso o transcurrente.

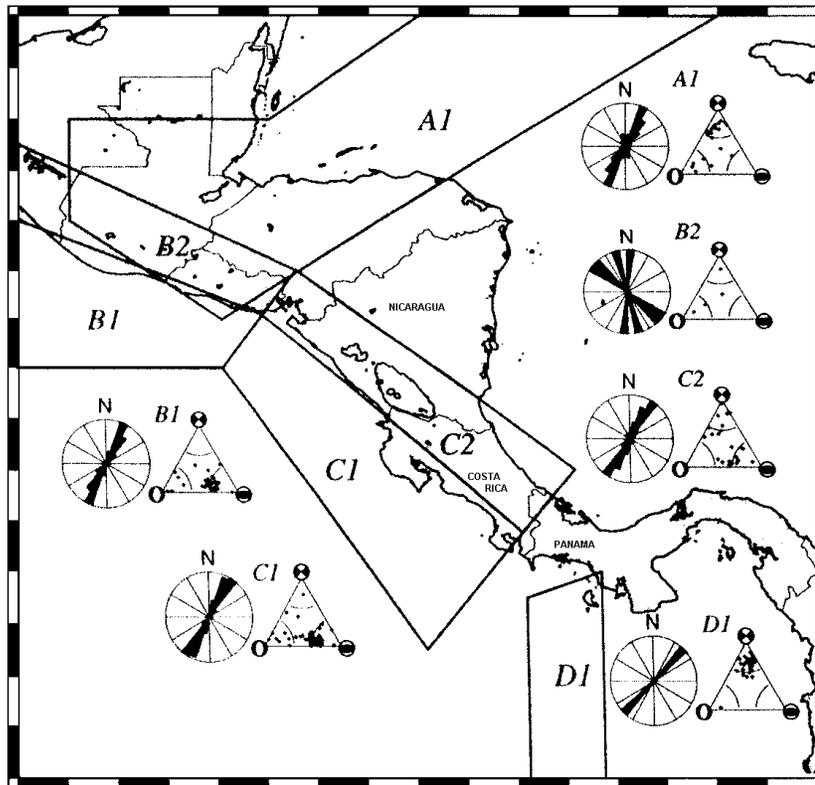


Figura 12: Orientaciones regionales de los ejes P para profundidades de 0 a 50 km en diferentes áreas de América Central usando diagramas triangulares y de rosas (Güendel & Protti, 1998).

La instalación de redes locales de alta resolución en décadas recientes, ha proporcionado mucha información para el estudio específico de los sismos someros

corticales. Estos eventos por su cercanía a los centros de población, su profundidad, y su alta frecuencia de ocurrencia, son los más dañinos para la región centroamericana. Entre ellos se encuentran el terremoto de Managua (23 de diciembre de 1972), Guatemala (4 de febrero de 1976), El Salvador (10 de octubre de 1986) y Cartago, Costa Rica (4 de mayo de 1910).

La sismicidad histórica y la registrada instrumentalmente, se puede incorporar en catálogos de terremotos llevando a cabo estudios detallados geológicos, tectónicos, geográficos, históricos, etc., que proporcionen con precisión aceptable el tiempo de ocurrencia del evento, su localización (latitud, longitud y profundidad) y magnitud asociada.

En el presente, varias agencias o redes sismológicas registran un mismo evento y es muy común que reporten diferentes características para un mismo sismo, ya que el cálculo depende no solo de la sensibilidad de los instrumentos, sino además de la triangulación geodésica de estos con respecto al evento, los diferentes tipos de arribos de ondas y los modelos de velocidades utilizados. Un catálogo deberá incluir todas las fuentes que reporten un sismo (y las características que hayan reportado para un evento), y además indicar cuál es la agencia que ‘mejor’ evaluó el sismo. Aquí de nuevo, como en los estudios de sismicidad histórica, se va a requerir de conocimientos profundos de la sismicidad y tectónica de la zona.

Existen varias escalas de magnitud que dependen el tipo de ondas que se utilizaron para su cálculo. Esto resulta en que diferentes tipos de ondas arrojarán diferentes valores de magnitudes para un mismo evento. Por tanto, para establecer relaciones confiables entre los diferentes tipos de magnitud, hay que tener una amplia base de datos en la cual se incluyen evaluaciones directas de las diferentes magnitudes para un mismo evento. La magnitud de momento ( $M_w$ ) es considerada por gran cantidad de expertos en el campo, como la mejor manera de medir el tamaño de los sismos, ya que es calculada con base en el momento sísmico del evento, que es un parámetro proporcional a la energía liberada. Es evidente que para tener homogeneidad al utilizar un catálogo, se deberán caracterizar todos los eventos con un mismo tipo de magnitud.

Como se puede concluir de lo anterior, para que un catálogo tenga validez sismológica y estadística, tuvo que haber sido recopilado y avalado por expertos con conocimientos profundos en la sismicidad y tectónica de la zona en cuestión. Metodologías estadísticas han de ser aplicadas para evaluar su homogeneidad y completitud.

Desde mediados de los años 1980 se instalaron dos redes locales en el territorio costarricense, la Red Sismológica Nacional (RSN), operada en conjunto por la Universidad de Costa Rica (UCR) y el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), y la red de la Universidad Nacional, OVSICORI. El catálogo centroamericano a partir de esa fecha, para el territorio costarricense, da prioridad a los registros de estas dos redes, pero en especial la de la RSN.

El catálogo para América Central recopilado, analizado y homogenizado por Rojas et al. (1993) y trabajado en conjunto con expertos centroamericanos y noruegos, en NORSAR, Noruega, en un proyecto de investigación auspiciado por el gobierno noruego, es para la zona centroamericana, la mejor base de datos existente. Los eventos pre-instrumentales fueron estudiados minuciosamente, respaldados por un amplio conocimiento histórico y sismológico. Se consultó exhaustivamente la literatura relevante, que data del tiempo de la Colonia y es extensa. Se incluyeron los eventos que aparecen en los catálogos regionales de los diferentes países centroamericanos. El catálogo se completó hasta el 28 de febrero del año 2019 utilizando los boletines emitidos por la RSN y el *International Seismic Center* (ISC), que incorpora las localizaciones y magnitudes de otras agencias internacionales.

En el catálogo generado para este estudio se realizaron ejercicios estadísticos para evaluar la homogeneidad y completitud para las diferentes zonas para diferentes ventanas de tiempo. Se generaron relaciones empíricas para la conversión de las diferentes magnitudes. Todos los eventos han sido recalculados para ser expresados en magnitud momento. La base de datos actual para la zona centroamericana está ajustada a partir del siglo XVI (1541) y hasta el 28 de febrero del 2019. Para este estudio se utilizaron 114 850 sismos localizados entre las coordenadas de latitud 7.0° - 13.0° N y longitud 81.5° - 87.0° W. De ellos, 79 532 son de profundidades menores a 25 km y 35 318 son de más de 25 km de profundidad hasta 250 km.

Este catálogo, que comprende todo Costa Rica y áreas circunvecinas, fue mejorado buscando e incorporando todos los tipos de magnitud reportadas para la mayor cantidad de eventos posible. De esta manera un mismo evento se reporta con una, dos o tres magnitudes diferentes que pueden ser: magnitud coda o magnitud duración ( $M_c$ ), magnitud local ( $M_L$ ), magnitud B o de onda de cuerpo ( $M_b$ ), magnitud superficial o onda superficial ( $M_s$ ) y magnitud momento ( $M_w$ ). Por esa razón, uno de los primeros pasos a realizar fue realizar la homogenización del catálogo, estimándose magnitud momento para todos los sismos. Se verificó la completitud del catálogo para las diferentes ventanas de tiempo, determinándose que se encuentra completo a partir del año 1960, para sismos  $M_w \geq 4.0$ .

Se comprobó que los epicentros de la sismicidad ubicada sobre la cadena volcánica es somera ( $0 \leq 25$  km) y genera sismos de magnitudes  $M \leq 7.0$ . Estos sismos son generados por los esfuerzos tectónicos en una serie de fallas, por lo general normales o de desplazamiento rumbo, perpendiculares y paralelas al arco (White, 1991).

La ubicación de los eventos sísmicos en Costa Rica identifica preliminarmente las zonas donde se pueden producir los mayores daños a las obras de infraestructura. La Figura 13 muestra los sismos de todas las profundidades y con magnitudes  $M_w$  igual o superior a 5, utilizando el catálogo de sismos de América Central, actualizado hasta final de febrero del año 2019.

La Figura 14 muestra la diferencia de ubicación entre los sismos someros (profundidades menores o iguales a 25 km) y los sismos profundos (más de 25 km de profundidad). Esta ubicación va a reflejar la importancia de las zonas que son capaces de generar la mayor actividad sísmica. En estas figuras se utilizaron los sismos con magnitudes  $M_w$  mayor o igual a 4 para tener una mejor definición de las zonas sismo-genéricas.

Además de la constante generación de eventos telúricos, se puede apreciar que la actividad se ubica en todo el territorio costarricense. Los sismos someros son más abundantes y hay algunas áreas de sismicidad importante bien definidas. Por su parte, los sismos profundos ocurren por lo general cerca de la costa pacífica y en el sector del antearco, y están directamente asociados con el proceso de subducción y límites de placas, mientras que su abundancia decrece bajo el arco y trasarco, donde tienen profundidades de aproximadamente 100 a 200 km máximo.

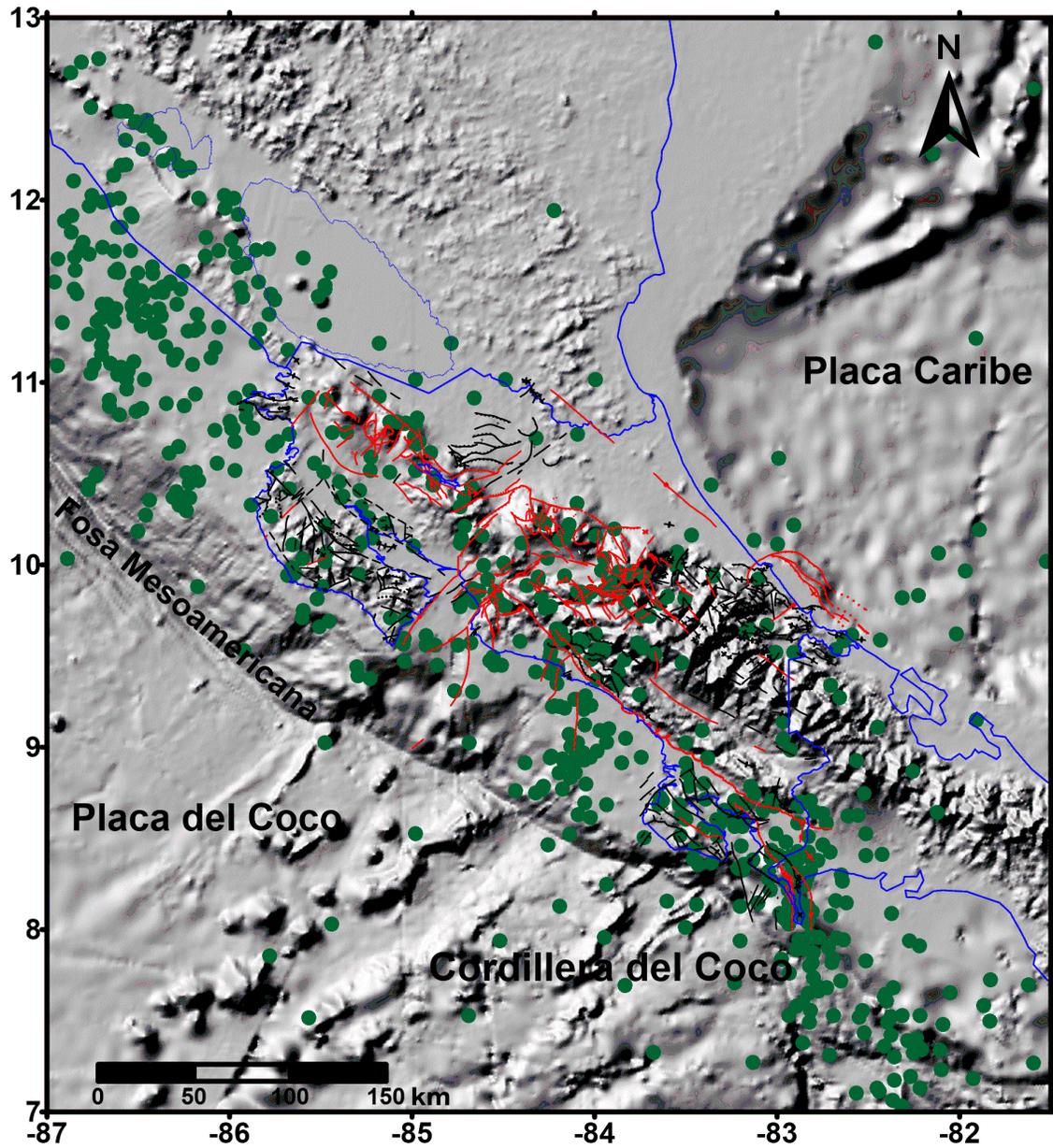


Figura 13: Localización de los sismos en Costa Rica con magnitud momento  $M_w \geq 5$  para todas las profundidades, a partir del siglo XVI.

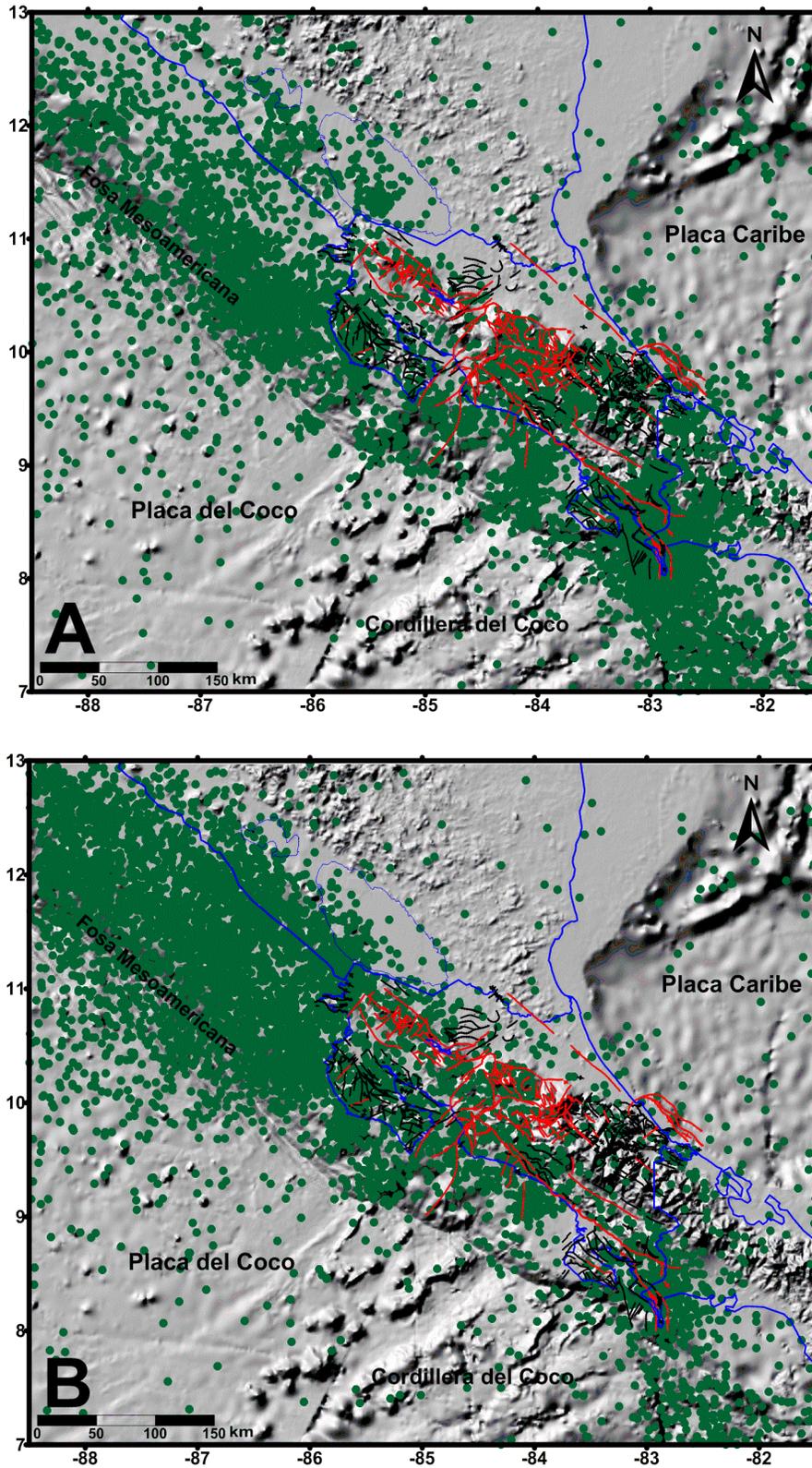


Figura 14: Localización de los eventos sísmicos con magnitudes  $M_w \geq 4$  para sismos con profundidades de 0 a 25 km (A) y mayores de 25 km B).

#### 4. CARACTERÍSTICAS SISMO-TECTÓNICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO

El rompeolas de Caldera, parte de las instalaciones del Puerto Caldera, se localiza en la hoja cartográfica Barranca, escala 1:50 000, en las coordenadas geográficas 9° 54' 49" latitud N, 84° 43' 38" longitud W, provincia de Puntarenas a 5.3 km al sur de la desembocadura del río Barranca. El área de estudio se ubica según la clasificación morfotectónica de Costa Rica (Denyer et al., 2003, 2009), en las cuencas del antearco aledañas al Golfo de Nicoya, y de acuerdo al Código Sísmico de Costa Rica vigente (CSCR 2010), el sitio se ubica en la Zona Sísmica III.

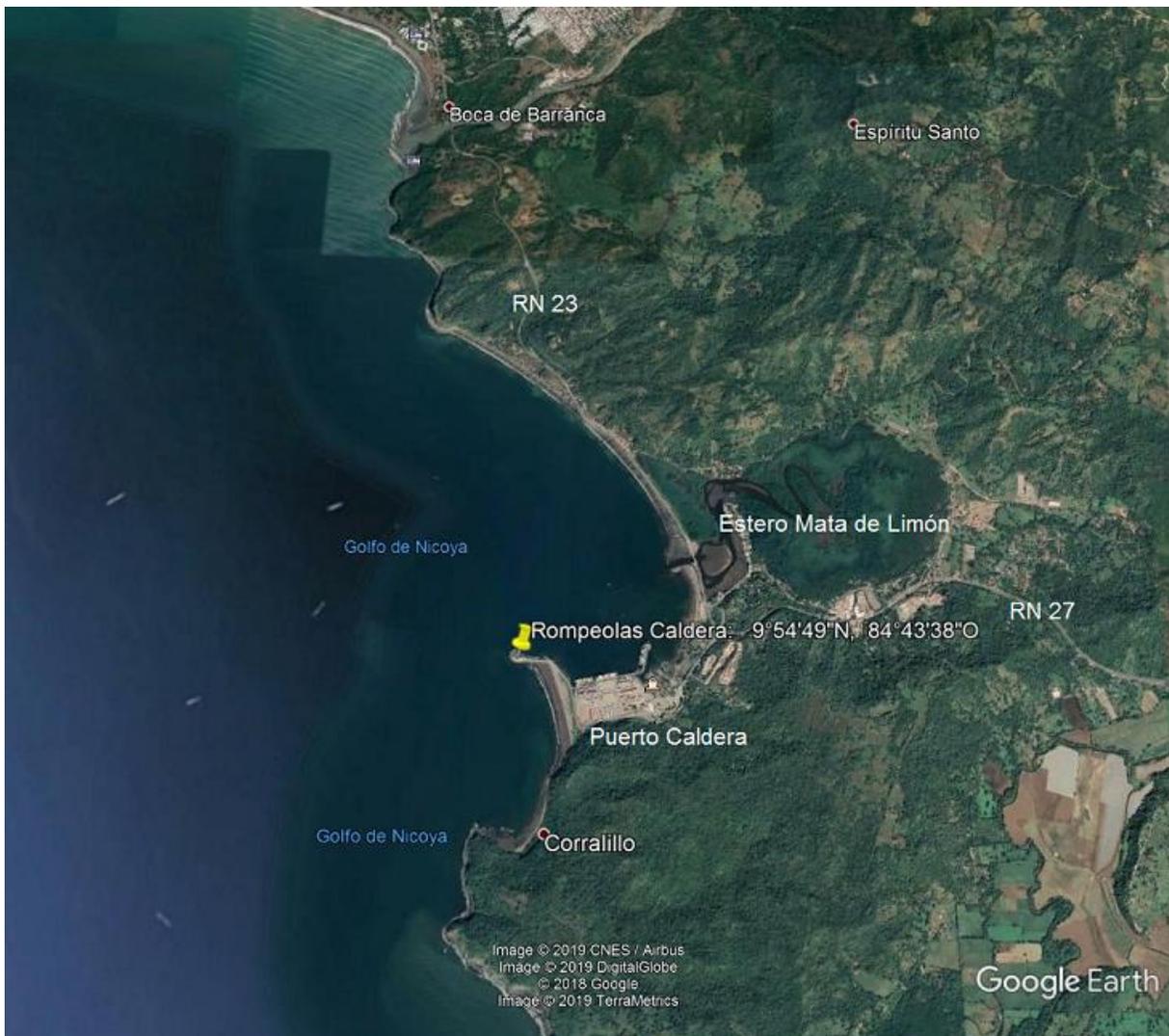


Figura 15: Ubicación del rompeolas Caldera e instalaciones del puerto Caldera, en imagen de Google Earth.

#### 4.1 MARCO GEOLÓGICO Y TECTÓNICO

La geología del área periférica de las instalaciones del puerto Caldera muestra básicamente una secuencia de sedimentitas someras del Neógeno (Formación Punta Carballo, en color morado, Figura 16), sobreyacidas por volcanitas múltiples del Mio-Pleistoceno (Grupo Aguacate, Ignimbrita Surubres, formaciones Tivives (en color naranja, Figura 16), Tigre, Orotina y Tiribí) y sedimentos cuaternarios (Formación Esparta, terrazas aluviales, aluviones y manglares, (en color marfil, Figura 16) (Denyer et al., 2003b).

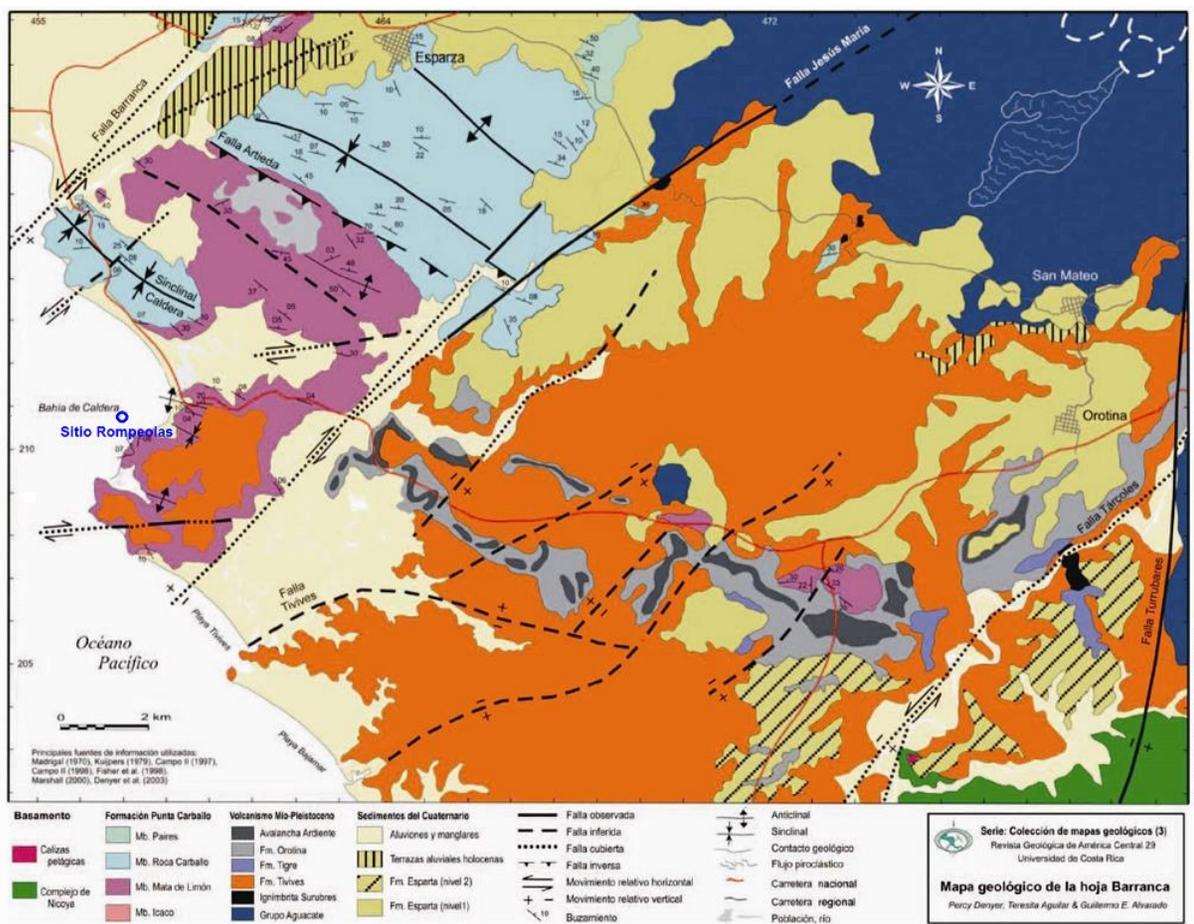


Figura 16: Mapa geológico de la Hoja Barranca (Denyer et al., 2003a) mostrando el sitio de estudio.

La Formación Punta Carballo está compuesta principalmente por rocas siliciclásticas (areniscas finas, medias y gruesas, lutitas, conglomerados y brechas). Madrigal (1970, en Denyer et al, 2003 b) propuso dos miembros dentro de esta

formación: 1) Miembro Inferior Mata de Limón (color morado, Figura 16), cuya localidad tipo se ubica en el acantilado entre Puerto Caldera y Playa Coralillo, y 2) Miembro Superior Punta Carballo (color celeste, Figura 16), con su localidad tipo en los acantilados al sur de la desembocadura del río Barranca. Con base en dataciones de los moluscos y foraminíferos, se ha determinado una edad Mioceno (Inferior-Medio-Superior). Investigaciones posteriores de Fischer, 1981 (en Denyer et al. 2003b), cambia la posición de los dos miembros indicando que el Mb Roca Carballo subyace al Mb Mata de Limón, pero Denyer et al 2003b, corroboran que la tesis de Madrigal era la correcta. La confusión proviene de que Fischer sugiere que la Formación Punta Carballo representa la continentalización de las cuencas del pacífico central. Varios investigadores en las últimas cuatro décadas, han propuesto nuevos miembros para esta formación: Icaco (una unidad marina inferior a Mb Mata de Limón) y Paires (superior a Mb Roca Carballo). El Mb Roca Carballo por su parte está sobreyacido por sedimentos de origen continental, como parte de la colmatación normal de la cuenca, que se ha denominado como el Miembro Paires.

El Miembro Mata de Limón corresponde a una secuencia de sedimentos volcánicos estratificados, dentro de los que hay una dominancia de limolitas y areniscas tobáceas que se estratifican con brechas y conglomerados de la misma naturaleza. Entre estas rocas volcanoclásticas se encuentran brechas conglomerádicas (debris flow y pumice flows), areniscas y limolitas con un típico color rojo y/o morado, a veces verdoso cuando está enriquecido en vidrio volcánico pumiceo con intercalaciones de tobitas blancas y algunos conglomerados verdosos. También se presentan afloramientos aislados de ignimbritas y tobas con lapilli, así como xilópalos.

Por su parte, las rocas ígneas del Plio – Pleistoceno están representadas por la Formación Tivives en la Punta Caldera. Esta formación está constituida por una mesobrecha volcánica de clastos principalmente andesíticos y menos frecuentemente ignimbriticos de tamaño centimétrico a métrico, flotando en una matriz lítica cristalina que representa el 70 % de la roca. Esta matriz está compuesta principalmente por detrito volcánico de tamaño de ceniza con plagioclasas, piróboles, cuazo y micas, así como litoclastos lávicos, fiammes y pómez. Denyer et al., 2003 interpretan que es un producto de un debris avalanche transformado en un debris flow, tomando en cuenta la presencia de estructuras en mosaico, megabloques, bloques estratificados, fallamiento intrabloque, bloques deformados y no deformados. Se relaciona con las etapas tempranas del vulcanismo de la cordillera Central en su facies distal.

Tanto hacia el norte como hacia el sur de la punta Caldera existen terrazas aluviales recientes y extensos manglares. Se han identificado varios niveles de terrazas de depositación fluvial, presumiblemente holocenas, en los márgenes del río Barranca,

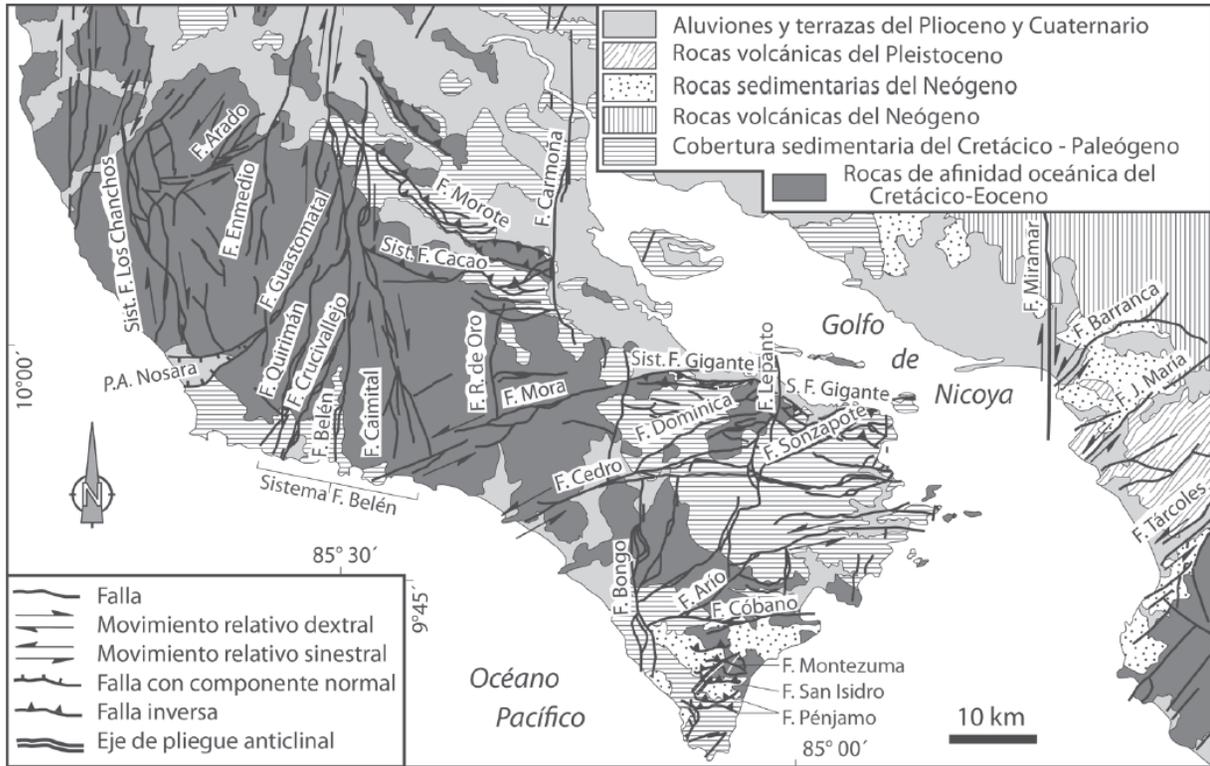
que se encuentran unos 80 m por encima del actual río. Esto demuestra un rejuvenecimiento reciente de la red fluvial. Los clastos son desde centimétricos hasta métricos, en general con contacto de clastos, cuya constitución es predominantemente de las lavas del Grupo Aguacate. Los depósitos aluviales extensos que se formaron en las desembocaduras de los ríos Barranca y Jesús María propiciaron también la formación de manglares. Notables son los manglares de Mata de Limón y de Tivives.

El río Barranca en su sector de desembocadura ha estado influenciado profundamente por la Falla Barranca, de modo que ha variado su sistema de canales fluviales de oeste a este, a la posición actual (Denyer et al., 2004). El sistema de sedimentación fina de arenas y limos predominantes en Puntarenas y su barra, es parte del sistema estuarino del golfo de Nicoya y se habría formado principalmente en los últimos 500 años (Denyer et al., 2004), probablemente influenciado por la sedimentación cambiante desde el río Tempisque debido a los cambios antrópicos en su amplia cuenca desde tiempos de la conquista y colonia, y en parte también, influenciado por la migración del sistema fluvial del río Barranca hacia el este.

#### **4.1.1. Estructuras Tectónicas Locales**

El sector oriental de la península de Nicoya y el golfo de Nicoya, son particularmente complejos en su geología y tectónica, de modo que definen per se, una provincia geológica peculiar. Como se ha mencionado antes, el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica, tendría su “salida” del territorio continental a través del sector de la Falla Barranca, y de esta al occidente, se puede modelar toda una provincia con un movimiento de escape tectónico del antearco hacia el noroeste, producto de la colisión de la Cordillera del Coco bajo el margen convergente del centro y sur de Costa Rica (Montero & Denyer, 2011). Así, el fallamiento neotectónico en la península de Nicoya y sus alrededores (Figura 17), obedecería principalmente a esta rotación del bloque mencionado.

Varias fallas paleo y neotectónicas cortan la vecindad del sector de interés en los alrededores del sitio estudiado, según se muestra en el mapa geológico de la Figura 16. Estas fallas cortan principalmente las secuencias de rocas sedimentarias y volcánicas del Neógeno, al este norte y sur de Caldera.



**Figura 17: Geología y sistemas de fallamiento neotectónico en la Península de Nicoya y sector oriental del Golfo de Nicoya. Tomado de Montero & Denyer (2011).**

Las fallas de mayor interés en la zona de estudio son principalmente las fallas Barranca (cuya traza pasa aproximadamente a 4.8 km al norte del sitio) y Jesús María (cuya traza pasa aproximadamente a 3.9 km al sur y este del sitio), neotectónicas y con un movimiento transcurrente sinistral (Figuras 16 y 17). La Falla Miramar, con una traza N-S ha sido mapeada recientemente por Montero & Denyer (2001), para lo cual presentan varias posibles evidencias morfotectónicas, aunque en realidad ha sido poco estudiada, y además presenta pocas evidencias en el sector de estudio, y por eso se ha mapeado a trazos en el mapa geológico de la Figura 17 (por la coordenada Lambert E 455 000). Esta falla cortaría a la Falla Barranca ligeramente fuera de la costa, dividiéndola en dos sectores importantes: la Barranca Continental y la Barranca Marina.

La traza de Falla Barranca inicia en la desembocadura del golfo de Nicoya con un rumbo N40°E y al entrar a tierra se descompone en dos ramales, una siguiendo el mismo rumbo rectilíneo y otra curva, cuya traza llega a tener un rumbo N70°E, pasando ligeramente al norte de la ciudad de Esparza. Aparte de su movimiento sinistral muestra el bloque noroeste descendido, y probablemente con un movimiento compuesto en tijera. La influencia que ha tenido sobre el desarrollo de la cuenca aluvial casi costera del río

Barranca y de la sedimentación en Puntarenas en los últimos 500 años (cf. Denyer et al., 2004) serían una buena evidencia del neotectonismo de la falla. Su sector marino presenta evidencias de su morfología en las isobatas al oeste de la falla Miramar al entrar al mar, que muestran un escarpe en el sector oceánico. Con base en las edades de las rocas cortadas en el sector al norte del poblado de Barranca, en las cercanías de San Miguel y San Miguelito, es notorio que la Falla Barranca corta secuencias de rocas jóvenes del orden de 1.59 millones de años de antigüedad (edad dada a las rocas del domo San Miguel por Záček et al., 2010, 2012), o bien corta fallas que asimismo cortan esa secuencia. Se estima que el total del movimiento podría ser tan antiguo como esa edad o bien tan joven como 0.5 millones de años. De tal manera, con desplazamientos del orden de 1.7 km en tales secuencias, según los mapeos indicados supra, las tasas de movimiento serían del orden de 1-3.5 mm/año, que califica como una tasa alta de movimiento.

La Falla Jesús María también se compone de dos trazas, una con un rumbo N45°E, que se ramifica en otra con un rumbo N60°E. Denyer et al 2003 a y 2003 b indican un movimiento vertical, en que el bloque SE baja con respecto al NW. Destaca el hecho de que los afloramientos del Miembro Mata de Limón terminan abruptamente al SE de la falla, en donde se ha desarrollado el estero de Tivives. Se considera que esta falla ha tenido actividad cuaternaria.

La Falla Tárcoles tiene un rumbo que varía de N40°E a N55°E y tiene un movimiento de desplazamiento de rumbo sinistral. Estrias horizontales que se han observado en un tajo abandonado en la Formación Tigre corroboran este mecanismo. Marshall 2000 (en Denyer et al 2003 b) indica también un movimiento vertical, en que el bloque NW baja con respecto al SE, lo cual deja un graben con la Falla Jesús María, por donde fluyó la Fm Tivives, por lo que se llama el graben de Tivives. Se considera que esta falla ha tenido actividad cuaternaria.

La traza de la Falla Turrubares tiene un rumbo N10°E, fue ubicada por Marshall 2000 (en Denyer et al 2003 b), quien le asoció un movimiento vertical, en el que el bloque W baja con respecto al E.

Seis fallas normales con rumbo principalmente NE son trazadas en el graben de Tivives, entre las fallas Jesús María y Tárcoles. Tienen movimientos verticales, como lo determinó Marshall 2000 (en Denyer et al 2003 b), con base en la cartografía de terrazas cuaternarias.

Hacia el oeste, las fallas que cortan la isla San Lucas, podrían ser neotectónicas, aunque no se tienen evidencias sustanciales (cf. Montero & Denyer, 2011). Otra falla

paleotectónica importante, estaría cortando paralela al Golfo y a la costa oriental del Golfo (Falla Tempisque: Denyer et al., 2003a), pasando al oeste de Puntarenas.

#### **4.2. SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO**

La sismicidad de la zona central de Costa Rica tiene una actividad importante. La Tabla 1 condensa los principales sismos registrados y en la Figura 18 se ilustran los sismos con  $M_w \geq 6$ , desde el año 1800. En la Figura 18 se muestra además el detalle del ambiente tectónico del área y se localizan de los sismos someros (menores a 25 km de profundidad) y los sismos profundos ( $> 25$  km) de magnitudes  $M_w$  igual o superior a 6.0 que pueden haber tenido consecuencias de importancia en el área de estudio.

En la Figura 18 se muestra el detalle del ambiente tectónico del área y se localizan los sismos someros (menores a 25 km de profundidad) de magnitudes  $M_w$  igual o superior a 6 que pueden haber tenido consecuencias de importancia en el área de estudio. Se puede observar, que el sitio está rodeado por varios sistemas de fallas y la mayoría de estos han sido generadores de sismos de importancia. Los sistemas de fallas mostradas en la Figura 18 son las fallas someras corticales. Estas fallas son las que aportarán la mayor componente en la integración de la amenaza sísmica, por su cercanía al sitio. Estas generan sismos por lo general menores de magnitud 7.

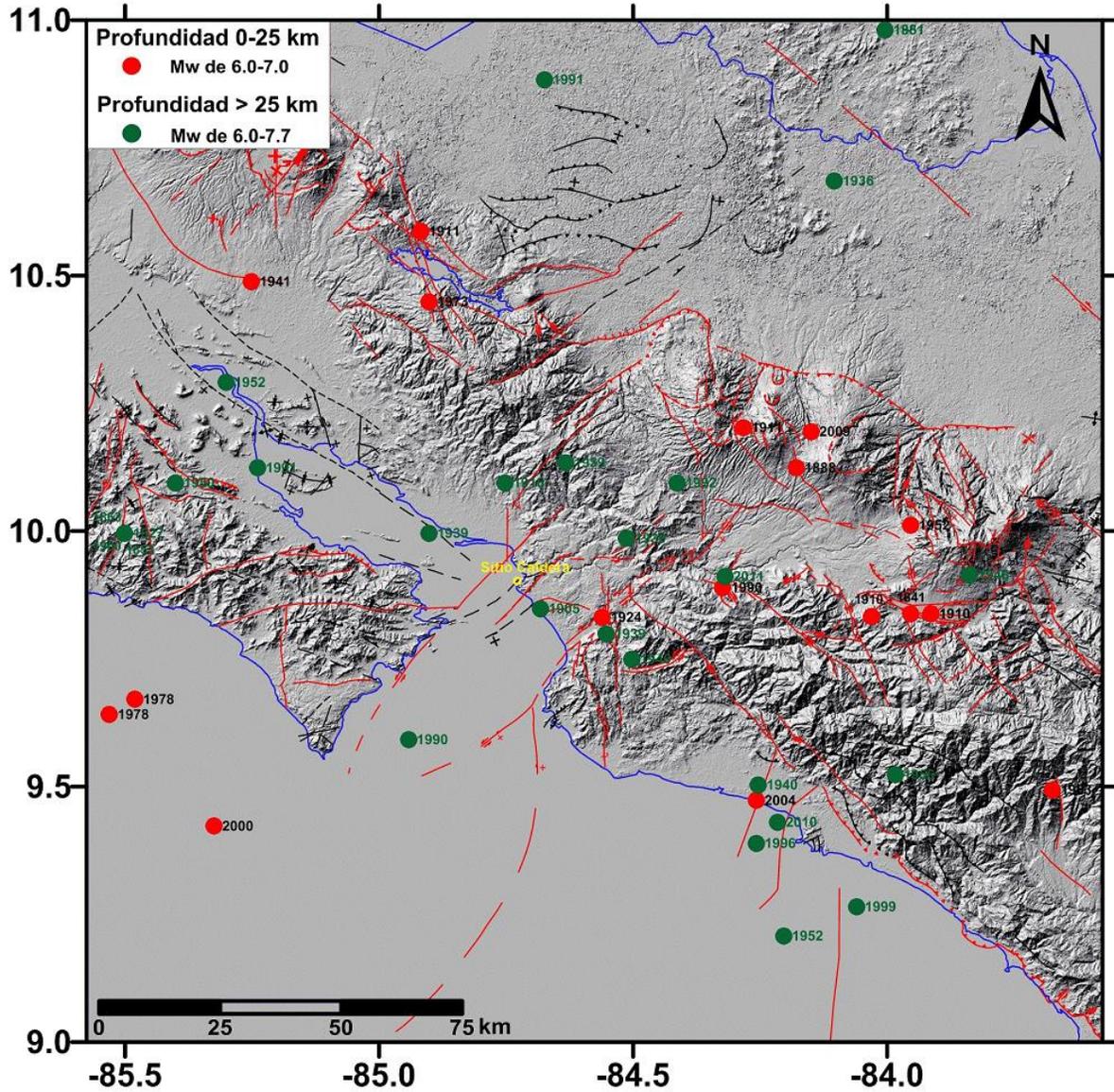


Figura 18: Mapa Mapa tectónico de la parte central occidental de Costa Rica con la ubicación de los sismos de magnitud  $M_w \geq 6.0$  desde 1800, en 100 km a cada lado del proyecto: locales o someros (0-25 km) como círculos rojos; profundos (> 25 km) como círculos verdes.

A continuación se comentan varios de los más importantes eventos que han sido bien documentados a lo largo de la historia por sus efectos destructivos y que se ubicaron en un radio de ~100 km de distancia del sitio de estudio. Muchos de los sismos de subducción de magnitudes de consideración que se registraron en la margen oceánica no se comentan, ya que no generaron daños de consideración en el país, o bien aquellos de magnitud importante con profundidades altas (>50 km), que por eso mismo no causaron daños.

<b>Tabla 1: SISMOS CON <math>M_w \geq 6.0</math> EN 100 KM ALREDEDOR DEL PROYECTO</b>								
<b>Año</b>	<b>Mes</b>	<b>Día</b>	<b>Hora (UTC)</b>	<b>Minuto</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>Profundidad (km)</b>	<b>Magnitud (<math>M_w</math>)</b>
1827	4	3	0	0	10.000	-85.500	50	7.4
1841	9	2	12	30	9.840	-83.950	10	6.3
1853	9	8	0	0	10.000	-85.500	50	7.4
1863	12	9	0	0	10.000	-85.500	40	7.3
1881	6	9	0	0	11.000	-84.000	130	6.4
1888	12	30	10	20	10.130	-84.175	10	6.0
1900	6	21	20	52	10.000	-85.500	50	7.2
1905	1	20	18	23	9.850	-84.680	45	7.0
1910	4	13	7	5	9.835	-84.027	12	6.1
1910	5	5	0	47	9.840	-83.910	9	6.2
1911	8	29	4	6	10.210	-84.280	8	6.1
1911	10	10	13	37	10.600	-84.916	10	6.3
1916	4	24	8	2	10.100	-84.750	50	7.0
1924	3	4	10	7	9.833	-84.558	15	7.0
1936	11	26	2	12	10.700	-84.100	130	6.0
1939	6	18	16	46	10.000	-84.900	70	6.5
1939	12	21	20	54	10.140	-84.630	75	7.3
1939	12	22	4	43	9.800	-84.550	70	6.8
1939	12	26	21	49	9.990	-84.510	85	6.0
1940	10	5	14	38	9.500	-84.250	33	6.2
1940	10	27	5	35	9.750	-84.500	33	6.8
1941	12	6	1	25	10.500	-85.250	5	6.0
1948	11	19	1	4	9.917	-83.833	80	6.8
1950	10	5	16	9	10.100	-85.400	50	7.7
1951	6	18	17	44	11.000	-84.000	96	6.0
1952	5	13	19	31	10.300	-85.300	32	7.0
1952	9	9	12	54	9.200	-84.200	33	7.2
1952	12	30	12	7	10.016	-83.950	5	6.0
1956	7	19	23	38	9.520	-83.980	81	6.2
1973	4	14	8	34	10.460	-84.900	10	6.5
1978	8	23	0	38	9.640	-85.530	10	7.0
1978	8	23	0	50	9.670	-85.480	10	7.0
1983	7	3	17	13	9.490	-83.670	14	6.3
1990	3	25	13	22	9.590	-84.940	29	7.3
1990	12	22	17	27	9.892	-84.320	4	6.0
1991	3	1	17	30	10.901	-84.672	209	6.0
1991	3	16	6	2	10.130	-85.238	59	6.3

1992	3	7	1	53	10.100	-84.410	85	6.3
1996	9	4	19	6	9.384	-84.254	35	6.0
1999	8	20	10	2	9.258	-84.056	45	6.9
2000	7	21	1	53	9.418	-85.324	10	6.2
2004	11	20	8	7	9.469	-84.254	11	6.2
2009	1	8	19	21	10.202	-84.146	6	6.2
2010	6	1	3	26	9.426	-84.212	53	6.0
2011	5	13	22	47	9.914	-84.316	71	6.0
2012	9	5	14	42	9.690	-85.626	15.4	7.6
2012	10	24	0	45	9.729	-85.621	15	6.5
2017	11	13	2	28	9.428	-84.563	18	6.2

Nótese que la fecha y hora mostrada en la Tabla 1 es la UTC (*Coordinated Universal Time*), que es la hora local + 6 h de diferencia. Los terremotos de Sámara del 2012 están hacia el oeste, fuera de la figura.

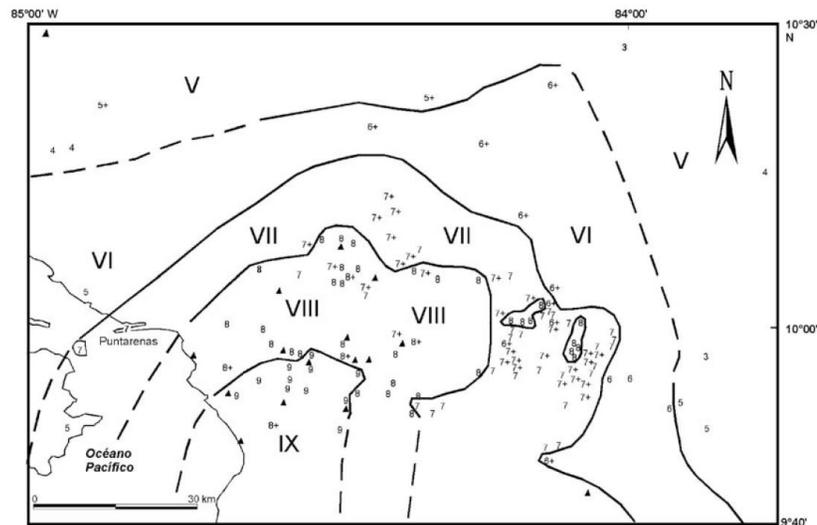
El **20 de enero de 1905**, Tristán (en González Víquez, 1910), reportó un sismo muy fuerte ocurrido en la cercanía del puerto de Puntarenas ( $M_w$  7.0). Describe que en la costa pacífica el movimiento fue violento y que en Caldera el agua de las salinas saltó las canoas.

A la Falla Cote - Arenal se le ha asociado el evento sísmico de la Laguna de Cote del **10 de octubre de 1911** ( $M_w$  6.3). Esta es una falla normal con el bloque sur descendido, que se extiende por más de 20 km desde la Laguna de Cote al norte, hasta el Volcán Arenal en su extremo sureste.

Un terremoto de  $M_w$  7.3 sucedió en el golfo de Papagayo el **27 de febrero de 1916**, y se sintió con intensidad VI en Puntarenas.

El sismo del **4 de marzo de 1924** ( $M_w$  7.0), cuyo epicentro se ubicó a unos 10 km de Orotina, afectó la parte occidental del Valle Central y fue especialmente destructivo en la zona de Orotina, San Mateo y San Ramón. Montero (1999) lo asocia con la falla Tárcoles y opina que el mecanismo focal de este sismo indica un fallamiento transcurrente sinistral con una componente inversa. Para Montero (1999), este evento es de especial importancia porque es evidencia del fallamiento cortical por encima de la zona de convergencia de placas y que es parte de un límite difuso que existe entre la placa Caribe y la microplaca de Panamá. Considera asimismo, que el sistema de fallas Bijagual participó en el proceso de rupturas que caracterizó el evento principal y sus réplicas más importantes. Como simicidad inducida, en las faldas del volcán Irazú se reportaron sismos que pueden haber sido sismovolcánicos u ocasionados por las fallas que existen en este volcán, posiblemente las que se encuentran cerca de Llano Grande

y San Juan. También se reportaron temblores con retumbos (indicativos de foco superficial) en Turrubares, Puriscal, Santa Ana, Escazú, Esparza, Guayabo, Villa Colón y Piedras Negras. Fernández & Doser (2009), por su parte, proponen que este sismo de Orotina de 1924 pudo haber ocurrido más al sur, cerca de Quepos, pero la propuesta no tiene sentido de acuerdo con los datos macrosísmicos. La IMM máxima fue de IX, y se sintió con intensidad VII en Puntarenas, como se puede apreciar en la Figura 19.



**Figura 19: Distribución de intensidades del terremoto del 4 de marzo de 1924, en el área pacífica central de Costa Rica (Tomado de Montero, 1999).**

En el período 1939-1940 se dio en la zona centro – oeste de Costa Rica una crisis sísmica que incluyeron los sismos del **18 de junio de 1939** ( $M_w$  6.5), **21 de diciembre de 1939** ( $M_w$  7.3), **22 de diciembre de 1939** ( $M_w$  6.8), **26 de diciembre de 1939** ( $M_w$  6.0), **5 de octubre de 1940** ( $M_w$  6.2) y **27 de octubre de 1940** ( $M_w$  6.8). Todos los mencionados sismos ocurrieron en la margen terrestre (salvo por el del 16 de junio de 1939, que ocurrió en la Isla Caballo del Golfo de Nicoya). Se han asociado la mayoría de ellos al proceso de subducción.

El sismo del **5 de octubre de 1950** ( $M_w$  7.7) se ubicó a unos 10 km al noreste de la desembocadura del Río Tempisque y originó daños en los poblados de la Península de Nicoya, la costa del Pacífico Central y la parte oeste del Valle Central. Se registraron también deslizamientos y caídas de roca. Con base en estudios recientes se le han asignado diferentes localizaciones al sismo de 1950, sin embargo, Ghosh et al. (2008) realizaron un estudio sobre la distribución del parámetro “b” en la Península de Nicoya y determinaron que los valores bajos de “b” se localizan en el centro de la Península y que

por lo tanto es una región con un incremento diferencial en los esfuerzos. Norabuena et al. (2004) corroboran esta conclusión por estudios independientes de geodesia, pero en forma inversa, es decir, donde están los valores más altos de deformación se presentan los valores más bajos de “b”. Se preserva, sin embargo, la localización original hasta ulteriores trabajos. Causó una intensidad de VII en Puntarenas.

La Falla Chiripa ha sido estudiada con gran detalle ya que se le asocia el Terremoto de Tilarán **del 14 de abril de 1973** ( $M_w$  6.5) (Montero, 1986), así como un evento menor en 1853 de  $M_s$  5.5. Se describe como una falla de desgarre lateral derecho orientada NNW-SSE de unos 20 km de longitud. Tanto en el campo como en fotografías aéreas se observan una serie de alineamientos discontinuos y trincheras de falla que se extienden hasta la Laguna de Cote en el noroeste, donde se une e interactúa en forma compleja con la Falla Cote-Arenal (Montero, 1986). Se sintió en un amplio sector del territorio costarricense y tuvo una intensidad de VI en Puntarenas.

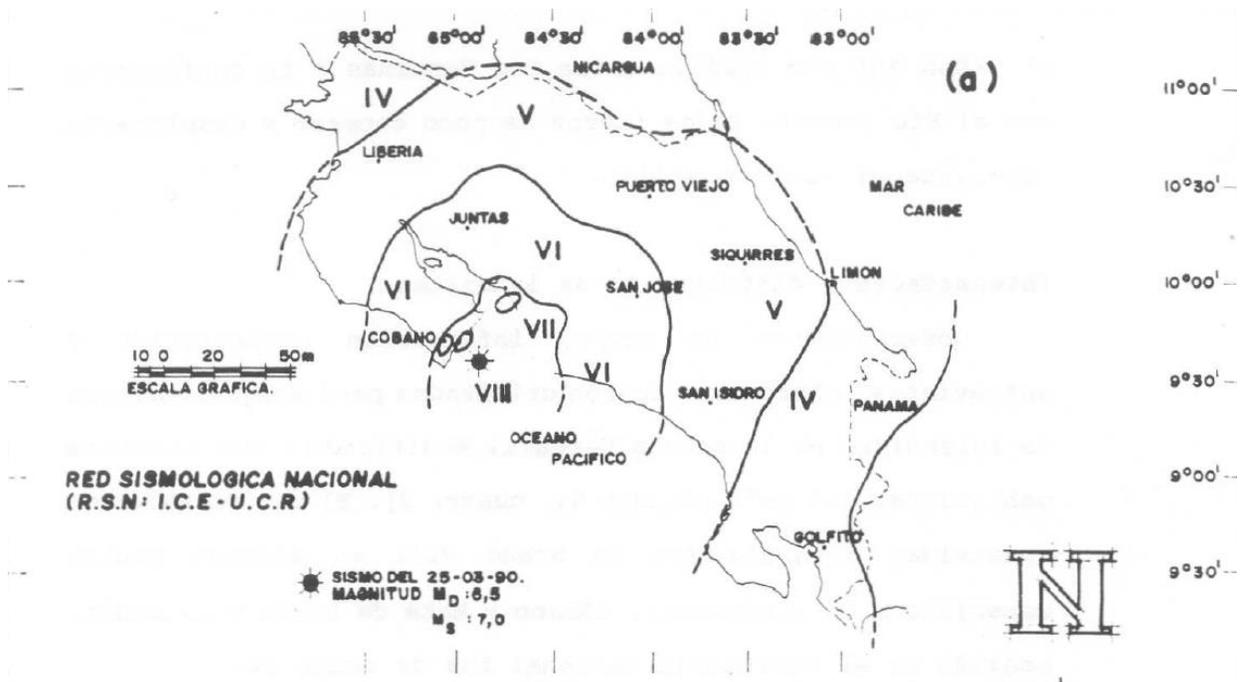


Figura 20: Mapa de intensidades de la RSN para el sismo de Cóbano del 25 de marzo de 1990. Intensidad VIII en Puntarenas. Tomado de Climent (1991).

El sismo de Cóbano del **25 de marzo de 1990** ha sido uno de los sismos más estudiados y el que más información sismo-tectónica ha aportado en la zona del Pacífico. El evento principal, de  $M_s$  7.1 y  $M_w$  7.3, tuvo un precursor y dos réplicas, definiendo una ruptura múltiple. El sismo principal provocó intensidades (MM) de hasta VIII, y fue sentido

desde el sur de Nicaragua hasta el oeste de Panamá, causando daño considerable en la zona central de Costa Rica. Tuvo intensidades máximas de VIII en varias localidades como Puntarenas, Cóbano y Mata de Limón (ver Figura 20), en parte por efectos de sitio.

Protti et al. (1994) presentan evidencia que sugiere que este sismo ocurrió producto de la ruptura de una aspereza, posiblemente una estriación de las montañas marinas adyacentes a la Serranía del Coco, en la zona de subducción. Los investigadores obtuvieron un mecanismo focal, dirección y buzamiento de la ruptura que coincide con el plano de subducción de la placa Cocos bajo la placa Caribe. Coinciden con tal análisis Bilek et al. (2009). Por su parte, Montero et al. (1991), con base en su análisis de los diferentes mecanismos focales de varias de las réplicas y precursores del evento, proponen que el sismo fue originado en el sistema de fallas marinas que denominaron en aquel momento 'Tortugas'. Montero (2001) infiere de la delimitación del área de ruptura hecha por Protti et al. (1994) con el alineamiento de las réplicas y eventos asociados al sismo principal, que este se puede asociar a la Falla Barranca o al levantamiento de Fisher. Montero et al. (1991) comentan que una vez que ocurrió el sismo principal, los sistemas de fallas aledañas fueron activados. El fallamiento normal encontrado en los diversos mecanismos focales lo explican estos investigadores como resultado de zonas distensivas asociadas a cambios de rumbo de las fallas principales, y citan como evidencia la presencia de las cuencas marinas. Agregan además que el sismo del 21 de diciembre de 1939, propuesto como generado por una falla transversal a la Fosa Mesoamericana por Carr & Stoiber (1977), está relacionado con este mismo sistema de fallas.

El **20 de noviembre del 2004** ocurrió un sismo de  $M_w$  6.3 con epicentro cerca del poblado de Damas, Quepos. Su intensidad en el área mesosísmica fue de VII y de V en el Valle Central y IV en Puntarenas. Hubo daños importantes en varias estructuras (varios colapsos de edificaciones en pilotes) y en carreteras y caminos. Se observó el fenómeno de licuación en algunas localidades. Se reportaron 7 muertes principalmente por infartos y una por accidente de tráfico. Rojas et al. (2004) interpretaron la distribución de las réplicas y los mecanismos focales y concluyen que el evento fue generado por la Falla Damas, de orientación NNE y ubicada un par de kilómetros al oeste de la Falla Paquita, al Oeste del promontorio de Quepos. Sin embargo, Pacheco et al. (2006) consideran que el sismo fue causado por la ruptura en una aspereza en la zona de subducción.

El terremoto más reciente de subducción ha sido el del **5 de setiembre del 2012**, con  $M_w$  7.6, con epicentro localizado mar adentro al sur de Sámara, frente a la Península de Nicoya. Se reportaron daños estructurales y colapso de edificaciones en Nicoya,

Liberia, Cañas, Tilarán, Puntarenas, Grecia, Sarchí y Naranjo. En el Valle Central la sacudida fue bastante fuerte y prolongada lo que provocó la caída de objetos de muebles y estantes, láminas de cielorraso, algunos daños en mampostería de edificios y alarma general en la población, que procedió a evacuar la mayoría de los edificios como medida preventiva. De acuerdo con los reportes de las poblaciones cercanas a la zona epicentral las intensidades máximas fueron de VII (MM), incluida el área de Puntarenas (véase Linkimer & Soto, 2012). No se reportaron muertes directas ni indirectas, y los heridos fueron pocos y leves. Su origen fue por subducción en la zona sismogénica interplacas Coco-Caribe.

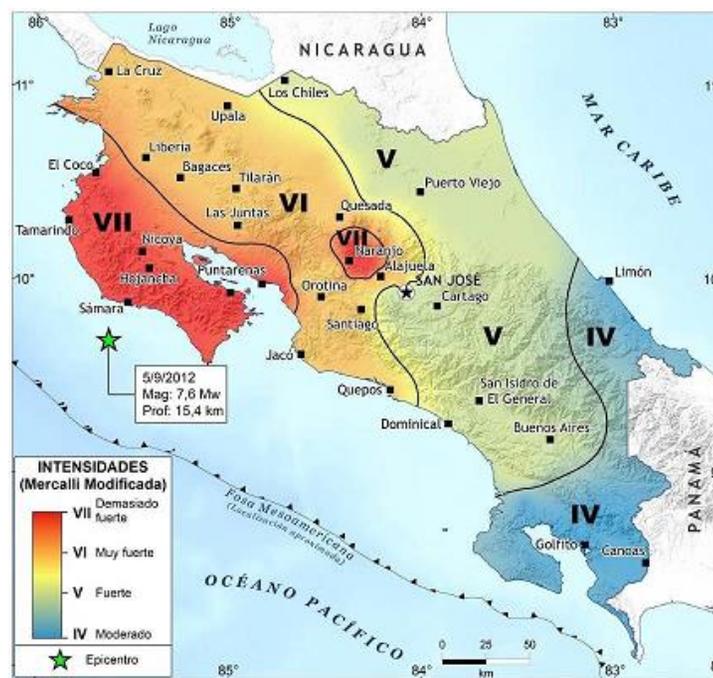


Figura 21: Mapa de intensidades de la RSN para el Terremoto de Sámara del 5 de septiembre del 2012. Intensidad VII en el área del proyecto. Tomado de Vargas et al. (2012).

## **5. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA**

Al igual que en la evaluación de otras amenazas naturales, la cuantificación de la amenaza sísmica se divide en dos etapas: la caracterización del fenómeno que genera la amenaza, en este caso mediante los tamaños y la ubicación de los sismos, y luego la determinación de los efectos que estos eventos pueden tener en el sitio de estudio, particularmente los movimientos fuertes del terreno con capacidad destructiva.

### **5.1. DEFINICIONES, ALCANCES Y LIMITANTES**

Existen dos enfoques principales para la evaluación de la amenaza sísmica: el determinístico y el probabilístico. Este estudio fue realizado con el enfoque probabilístico. La metodología probabilística de amenaza sísmica representa el estado del arte para la evaluación de la amenaza sísmica. Para etapas preliminares de pre y factibilidad de proyectos ingenieriles, el enfoque determinístico proporciona un enfoque muy sencillo y transparente para estimar las sollicitaciones dinámicas a esperarse en un sitio.

La metodología probabilística de amenaza sísmica ha sido adoptada por la comunidad ingenieril y es requerida por agencias reguladoras como la Comisión Reguladora Nuclear de los EEUU para el diseño, y es recomendada por entes de investigación como el 'Electric Power Research Institute'. El ATC-34 (1995) en su análisis crítico de los enfoques actuales de diseño sismo-resistente concluye que la metodología probabilística es por preferencia la metodología para la evaluación de la amenaza sísmica. Actualmente, los códigos sismorresistentes más influyentes (ASCE SEI 7-10, ASCE SEI 7-16, IBC 2012, ASSHTO 2011 y 2012, NEHRP 2014) utilizan la metodología probabilística para definir la demandada sísmica.

En un estudio probabilístico se toman en cuenta todas las fuentes actuando en conjunto sobre el sitio, cada una con su respectiva actividad sísmica. Para integrar simultáneamente la sismicidad de todas las fuentes en el sitio, hay que definir no solamente la ubicación de las fuentes sismo-genéricas y sus asociados sismos máximos, sino que también hay que definir modelos estocásticos para la ocurrencia en el tiempo de los sismos, y estadísticos para la distribución de magnitudes. La integración requiere también de relaciones de atenuación, que traducen las características del sismo en la fuente a los efectos en el sitio. Expresando los resultados como probabilidades de excedencia de los diferentes niveles de movimientos del terreno, como se hace en un análisis probabilístico, se da al diseñador la oportunidad de escoger una sollicitación dinámica que represente a su juicio, el mejor balance entre costos y riesgo. Con esta

metodología se pueden escoger probabilidades de excedencia para las cargas dinámicas que son congruentes con las otras solicitaciones de diseño de la estructura, haciendo este enfoque óptimo para etapas de diseño de proyectos ingenieriles.

A diferencia de un análisis de amenaza sísmica determinístico donde solo se toma en cuenta un evento de entre todas las fuentes sísmicas, supuestamente 'el peor'; en un estudio probabilístico se toman en cuenta todas las fuentes actuando en conjunto sobre el sitio. También a diferencia de la metodología determinística, en la metodología probabilística se puede evaluar la probabilidad de que el movimiento del terreno exceda un cierto valor durante un lapso determinado. Adicionalmente, en un estudio de amenaza sísmica probabilística se puede utilizar un enfoque de árbol de lógica, en el cual varios modelos o casos sísmicos contribuyen a los resultados con una ponderación que representa su verosimilitud. La incertidumbre en los resultados consecuentemente también se puede evaluar.

El fenómeno de generación de terremotos y los efectos que estos pueden causar en un sitio es muy complejo y en el presente no se cuenta con un modelo analítico que lo describa apropiadamente con la precisión requerida. En la descripción y predicción del comportamiento del fenómeno hay incertidumbre inherente por su complejidad, e inducida al aplicar algoritmos matemáticos inadecuados o bases de datos incompletas o no relevantes. El procedimiento probabilístico trata de evaluar la incertidumbre, que no es posible en uno determinístico. El sentido de seguridad que se podría tener aplicando criterios conservadores en un enfoque determinístico es muy arbitrario.

Se define amenaza sísmica como la probabilidad de que ocurra un evento adverso debido a la ocurrencia de un sismo. Riesgo sísmico por su parte, se define como la probabilidad de pérdida (cuantificable en pérdidas de vidas humanas y/o unidades monetarias) debido a la amenaza sísmica. Para este segundo concepto, hay que evaluar la amenaza sísmica y el comportamiento que sus efectos (vulnerabilidad sísmica) inducen en el bien en cuestión. Este bien puede ser una estructura, ciudad, región, complejo energético u otra obra civil importante. Una vez que se conoce el comportamiento sísmico de la estructura o sistema, se pueden evaluar las posibles pérdidas económicas. Se hace la salvedad que este es un estudio de amenaza sísmica en este contexto.

Para tomar en cuenta la modificación que puede generar las diferentes características geotécnicas del sitio en el movimiento fuerte del terreno que se determine como 'solicitud dinámica', se recomienda la utilización de espectros de diseño que sean función del tipo de sitio geotécnico, como los del Código Sísmico de Costa Rica (2010) y los Lineamientos para el Diseño Sismo Resistente de Puentes

(2013). En estos documentos se proponen cuatro tipos geotécnicos de sitio son muy similares a los tipos de sitio que la mayoría de los códigos sismo-resistentes consideran para la generación de espectros de diseño. Al utilizar las formas espectrales para estos cuatro tipos de sitio, el movimiento fuerte del terreno que se determina como sollicitación de diseño, se modifica en magnitud y contenido de frecuencia. En caso de no requerirse los espectros, deberá considerarse el tipo de sitio en la sacudida sísmica. Los coeficientes de tipo de sitio, particularmente los de aceleración pico ( $F_{pga}$ ), se deberán considerar para la modificación de la sacudida sísmica según el sitio geotécnico de cimentación.

Para sitios con características geotécnicas muy pobres, como por ejemplo los suelos colapsables, arcillas muy blandas, turbas orgánicas, arenas muy sueltas, o suelos susceptibles a la licuefacción, se pueden requerir un estudio de respuesta dinámica para determinar la modificación del movimiento fuerte del terreno (en la amplificación y contenido de frecuencias del movimiento) debido a la presencia de estos depósitos. Estos depósitos tienen que tener características geotécnicas peores para los 30 m superficiales, que los cuatro tipos de sitio que describe el CSCR 2010 y los LDSRP.

## **5.2. PASOS DE LA METODOLOGÍA PROBABILÍSTICA DE AMENAZA SÍSMICA**

Cornell (1968) delineó los cuatro pasos de la metodología probabilística en su publicación germinal. Estos se muestran gráficamente en la Figura 22 y se describen brevemente a continuación.

### **5.2.1 Identificación y delimitación de las fuentes sísmicas**

Las fuentes sísmicas pueden ser desde fallas claramente estudiadas y delineadas hasta estructuras geológicas difusas y poco entendidas, pero asociadas de alguna manera a modelos tectónicos o sismicidad. Las configuraciones de las fuentes pueden ser puntos, líneas, áreas o volúmenes. Esta tarea requiere estudiar los modelos sismo-tectónicos propuestos por los sismólogos, y analizar los catálogos de registros de eventos sísmicos, y la información geológica y geofísica disponible para el sitio. Entre más información se tenga, mejor la determinación de las fuentes que se puede hacer.

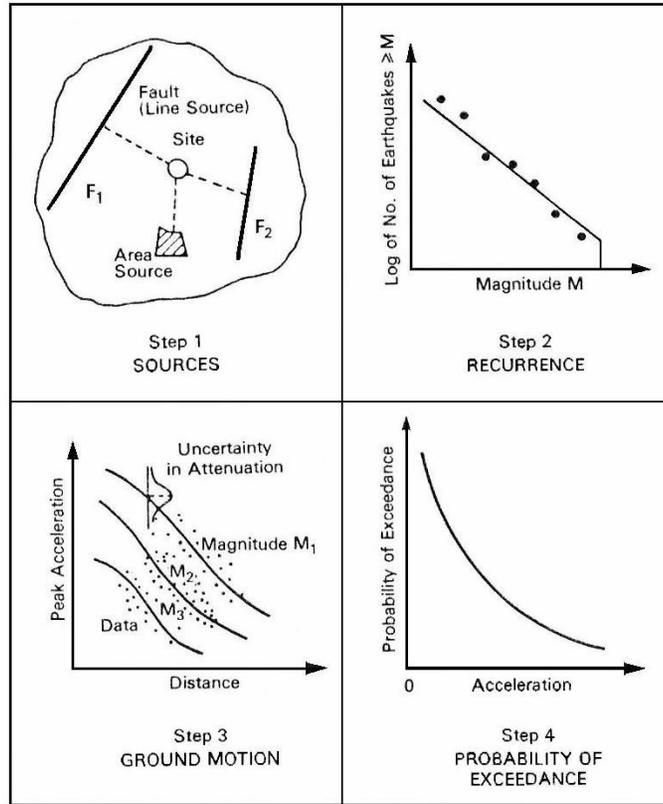


Figura 22: Pasos para determinar la amenaza sísmica para un proyecto con la metodología probabilística (tomado de Reiter, 1990).

### 5.2.2 Determinación de la actividad en cada una de las fuentes

La actividad sísmica se evalúa en términos de la ocurrencia del número de eventos sísmicos (de todas las magnitudes) y la frecuencia de ocurrencia de los niveles de magnitudes que se generan en una fuente en un lapso. Se requiere adoptar un modelo estocástico de ocurrencia de eventos y un modelo probabilístico de distribución de magnitudes (modelo de recurrencia). Para evaluar estadísticamente los parámetros de estos modelos se cuenta con los catálogos de eventos sísmicos. Es importante que estos sean homogéneos, precisos, completos, y preferiblemente de un largo período de observación.

### 5.2.3 Establecimiento de una relación de atenuación

En este paso se determina el efecto que el sismo generará en el sitio, utilizando relaciones de atenuación. Una relación de atenuación es una expresión matemática que predice el movimiento del terreno (usualmente expresado como aceleración pico o intensidad sísmica, pero también puede ser velocidad pico, velocidad, o aceleración espectral, u otros), en un sitio debido a la ocurrencia de un sismo en una fuente. Los parámetros que generalmente interfieren son: la magnitud para cuantificar el sismo, y la distancia (por lo general epicentral o hipocentral) para caracterizar el efecto del recorrido fuente-sitio. Se han propuesto varias fórmulas de atenuación en la literatura mundial para diversas condiciones y regiones (Campbell, 1985; Abrahamson & Shedlock, 1997; Douglas 2004, 2006 y 2008, Power et al, 2008). La relación de atenuación utilizada deberá predecir las observaciones de movimientos fuertes del terreno para la región en estudio, por lo tanto debe ser generada por los registros de movimientos fuertes del sitio o en zonas tectónicamente afines. La práctica común es utilizar varias fórmulas de atenuación en un estudio de amenaza sísmica.

#### **5.2.4. Integración de los efectos experimentados en el sitio, producto de los eventos sísmicos en las fuentes**

Esta integración tiene que tomar en cuenta la ubicación y geometría de las fuentes con respecto al sitio, su actividad, y relaciones de atenuación para traducir la ocurrencia de sismos en las fuentes como movimientos del terreno en el sitio. Formulada matemáticamente, se busca la probabilidad de que la aceleración pico (en caso de que este parámetro sea el que identifique al movimiento del terreno) exceda un cierto valor 'A' en un lapso 't'. Se calcula como el producto de la probabilidad de que un evento de magnitud 'M' a una distancia 'R' ocurra en un tiempo 't', y la probabilidad condicional de que dado este evento, la aceleración exceda 'A'. Cornell (1968) propuso un método manual para ejecutar este cálculo, pero obviamente se han desarrollado varios programas de computadora para ejecutar esta tarea (McGuire, 1976, 1995, Risk Engineering, 2011). Este paso requiere de un algoritmo capaz de integrar simultáneamente tres funciones probabilísticas – 1) La probabilidad de que un sismo de una magnitud específica ocurra en cierta fuente en un lapso definido, 2) la probabilidad de que la ruptura asociada con este sismo ocurra a una distancia específica del sitio 3) la probabilidad de que la sacudida sísmica en el sitio exceda una cierta intensidad. La ecuación (2) es la expresión matemática de esta integración.

## **6. EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA AMENAZA SÍSMICA**

### **6.1. IDENTIFICACIÓN Y DELIMITACIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS**

La delimitación de las fuentes sísmicas se llevó a cabo analizando la sismicidad registrada y respetando las estructuras del marco tectónico descrito en el Capítulo 3. Las fuentes se dividen en las regionales de subducción (fuentes someras cerca de la Fosa Mesoamericana y fuentes profundas bajo la margen terrestre), y las corticales someras. Estas últimas, a su vez se subdividen en las regionales someras y las locales someras.

Las fuentes sísmicas de subducción se modelaron como áreas o como grandes planos buzantes, las someras, regionales o locales, se modelaron como áreas. Las fuentes areales representan “provincias tectónicas”, ubicadas a una misma profundidad promedio, donde las estructuras identificadas tienen afinidad tectónica y sísmológica. Las fuentes areales incluyen fuentes someras que cubren prácticamente toda Costa Rica y parte de la margen oceánica hacia el norte y el sur del sitio estudiado. Dos fuentes locales fueron modeladas como fallas.

#### **6.1.1. Fuentes sísmicas asociados con el proceso de subducción**

Las fuentes sísmicas asociadas al proceso de subducción contribuyen de sustancialmente en la cuantificación de la amenaza sísmica del área de estudio. El proceso de subducción se subdividió en 6 fuentes sísmicas modeladas como losas o planos buzantes bajo el arco terrestre, de acuerdo a la geometría comentada en el Apartado 3.1.1.

Las fuentes se muestran en la Figura 23 y sus características se detallan en la Tabla 2. Estas son, a partir del noroeste: 1) Losa Profunda Norte, 2) Losa Intermedia Guanacaste, 3) Losa Somera Nicoya, 4) Losa Profunda Valle Central CR, 5) Losa Somera Quepos, y 6) Losa Somera Sur CR. Las fuentes se delimitaron para modelar la sismicidad de subducción. La subducción en Costa Rica está bien definida, por lo que se ha podido modelar por grandes losas buzantes cuyo límite SW es la dirección a partir de donde buzan – las losas someras Nicoya, Quepos y Sur CR inician en la superficie del fondo oceánico y buzan con ángulos bajos de 20°, 16° y 17°, respectivamente. La losa Intermedia Guanacaste inicia a los 35 km de profundidad y buza con un ángulo de 37°. La losa Profunda Valle Central CR inicia a los 25 km de profundidad y buza con un ángulo de 50°. La losa Profunda Norte inicia a los 71 km de profundidad y buza con un ángulo de 63°.

TABLA 2: PROPIEDADES DE LAS FUENTES DE SUBDUCCIÓN							
FUENTE	a	b	N	Buza- miento (°)	M <sub>max</sub> (M <sub>w</sub> )	Activ. %	N/km <sup>2</sup> ×10 <sup>-5</sup>
Nicoya Somera	5.14	1.05	2.600	20	7.9	27.53	15.03
Guanacaste Intermedia	4.30	0.99	0.700	37	7.7	7.41	6.84
Norte Profunda	4.58	1.05	0.716	63	7.7	7.58	1.68
Quepos Somera	5.50	1.20	1.259	16	7.7	13.33	8.75
Central Profund	5.49	1.26	0.661	50	7.7	7.00	3.52
Sur Somera	4.46	0.87	3.508	17	7.9	37.14	17.48
Total de la actividad de fuentes de subducción						100.00	

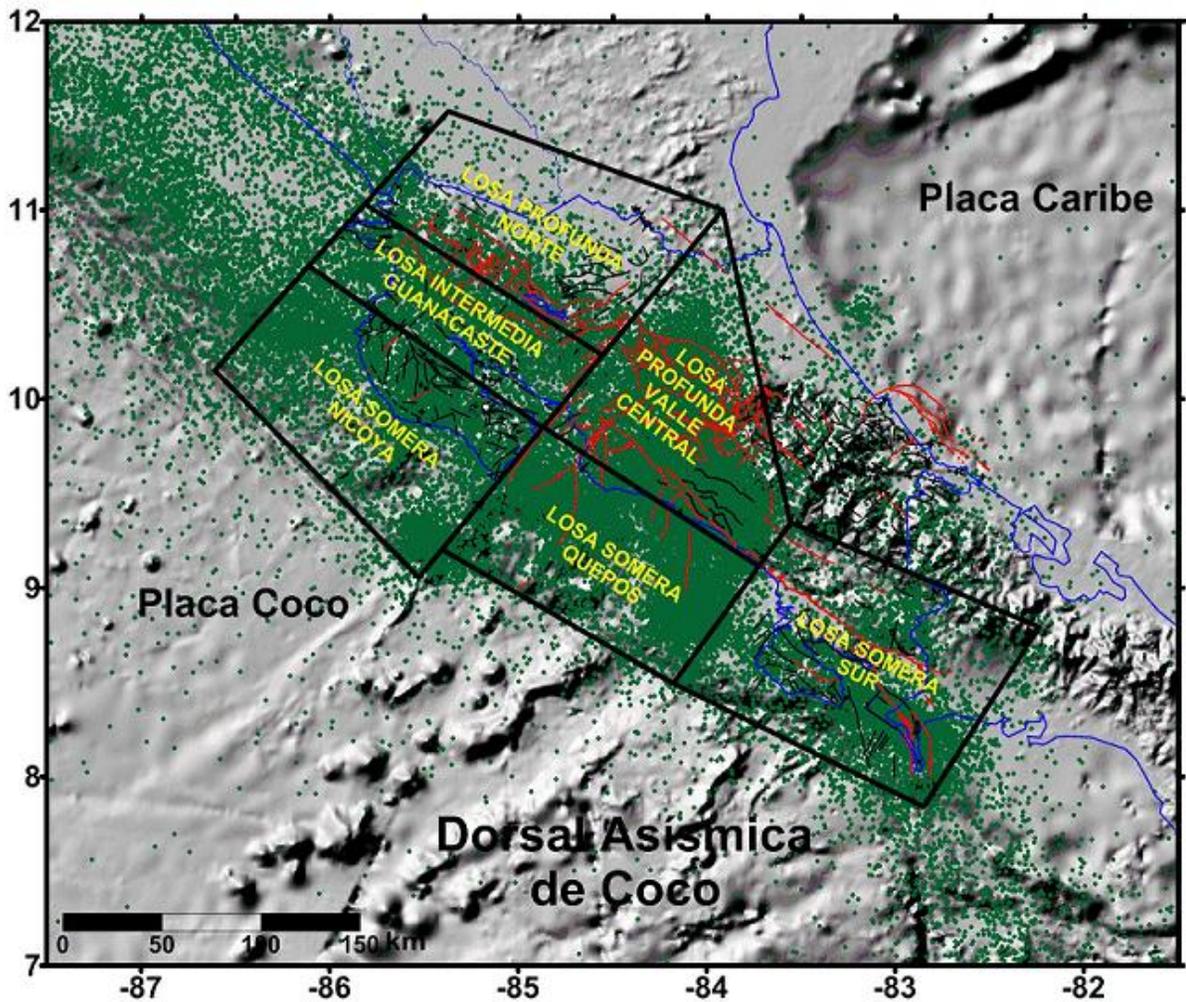


Figura 23: Fuentes sísmicas de subducción.

La **actividad** de las fuentes se calculó como el porcentaje (con respecto al total de las fuentes de subducción) del número de sismos de magnitud ( $M_w$ ) mayor o igual a 4.5 que se espera ocurran durante un año en cada una de las fuentes de subducción; este valor se calculó utilizando la fórmula (1) del Apartado 6.3 y representa la contribución a la amenaza sísmica de cada fuente en el sitio. El valor de  $N/KM^2$  normaliza la actividad con respecto al área de la fuente y es el valor con que se comparan las actividades relativas de las fuentes.

Las tres fuentes sísmicas someras: Nicoya Somera, Quepos Somera y Sur Somera se ubican cerca o a través de la Fosa Mesoamericana, a las profundidades someras de 0 hasta y 35 km, dependiendo del buzamiento de cada losa. Las fuentes más activas de subducción son las Sur Somera y Nicoya Somera esta última es donde ocurrió el reciente (5 de setiembre del 2012) Terremoto de Sámara. Las próximas más activas son Quepos Somera y Guanacaste intermedia.

El límite NE – SW, transversal a la Fosa Mesoamericana, entre Nicoya Somera, Guanacaste Intermedia y Norte Profunda por un lado y Quepos Somera y Central Profunda al otro lado, fue determinado con base en la evidencia existente de una disrupción en el proceso de subducción en esta zona, la llamada Contorsión de Quesada (Protti, 1991; Laporte et al., 1994). Las tres fuentes hacia el noroeste definen en profundidad y actividad, la interacción generada al subducirse la litosfera de la placa del Coco. Las tres fuentes hacia el sureste evidencian que el buzamiento de la placa del Coco es menor, al menos en su parte superior.

Se puede apreciar que la actividad de las fuentes profundas es menor de las que están ubicadas cerca del margen de subducción, siendo la Norte Profunda la menos activa. Como se dijo anteriormente, la más activa es la Sur Somera (actividad normalizada con respecto a área).

En la zona norte de Costa Rica se delineó la fuente sísmica Los Profunda Norte, en donde se ubicó la actividad más profunda del proceso de subducción de Costa Rica. En esta región se encuentran sismos de profundidades mayores a 100 km (Laporte et al., 1994), apoyando la tesis antes descritas, que el buzamiento es mayor cuanto más al norte de Costa Rica, y que a partir del centro del país el proceso de subducción se indefine sísmicamente a mayor profundidad.

### **6.1.2. Fuentes sísmicas someras**

El esfuerzo tectónico que se produce como efecto del movimiento y la deformación de las placas, genera asimismo una deformación adicional a profundidades bajas (0-25 km), que origina la aparición de fallamientos inversos y transcurrentes en la corteza, que pueden ocasionar sismos de considerables proporciones, como por ejemplo los terremotos de Orotina (4 de marzo de 1924) y Limón - Telire (22 de abril de 1991). Estos son los procesos asociados cuyas estructuras se han ubicado en fuentes sísmicas someras corticales.

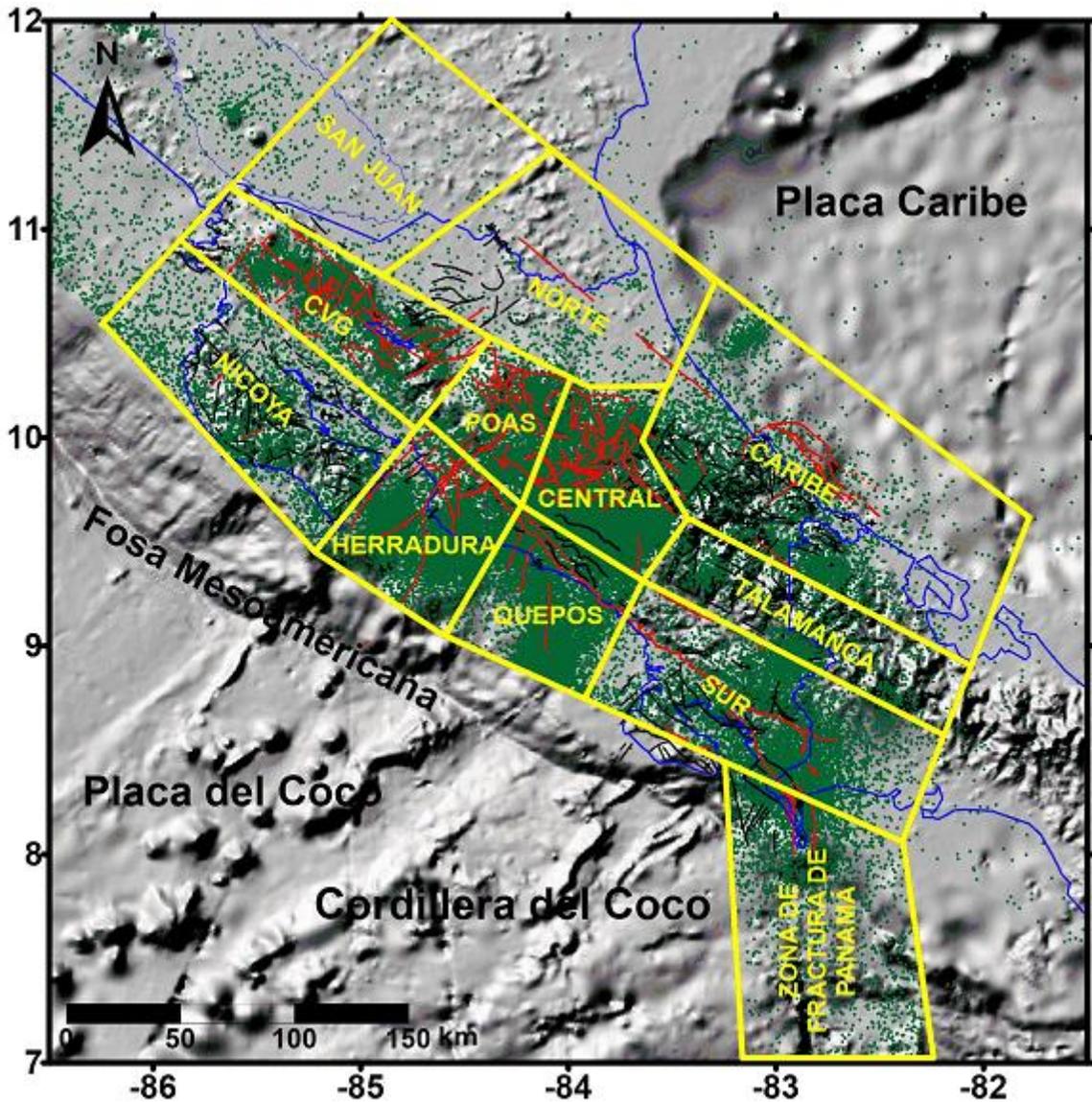


Figura 24: Fuentes sísmicas regionales someras.

El territorio costarricense y zonas aledañas se cubrieron con 12 fuentes sísmicas someras (Figura 24), donde existe la posibilidad de la existencia de alguna estructura sísmicamente activa, producto del marco tectónico anteriormente comentado. Estas once fuentes son: San Juan, Norte, Cordillera Volcánica de Guanacaste, Nicoya, Herradura, Poás, Quepos, Central, Sur, Talamanca, Caribe, y Zona de Fractura de Panamá. Estas fuentes se denominan fuentes regionales someras.

Basándose en los datos sismológicos, geológicos, geofísicos e históricos se se incluyeron dentro de las fuentes sísmicas Nicoya, Herradura, Cordillera Volcánica de Guanacaste y Poás, 14 fuentes sísmicas menores que representan el mayor impacto a la amenaza sísmica por su cercanía al sitio. Estas se denominan fuentes sísmicas locales someras que incluyen fuentes representadas como áreas, se muestran en las Figura 25 y son Jabillos – Peñas Blancas, Jabonal, Aguacate, Garita, Puriscal, Gigante, Cóbano – Cedro, Barranca, Barranca SW, Tárcoles, Candelaria, Delicias y las fallas Tárcoles NW y Jesús María. Las características de las 14 fuentes sísmicas locales someras se detallan en las Tablas 3, 4 y 5.

Al igual que para las fuentes de subducción, se calculó la **actividad** de las fuentes someras como el porcentaje (con respecto al total de las fuentes corticales someras) del número de sismos de magnitud ( $M_w$ ) mayor o igual a 4.5 que se espera ocurran durante un año en cada una de las fuentes someras, utilizando la fórmula del Apartado 6.3. También se calculó su actividad normalizada por área. Para las fuentes Nicoya, Herradura, Cordillera Volcánica de Guanacaste y Poás, solo un porcentaje de actividad se mantuvo en estas áreas ya que el resto se incluyó en las fuentes locales someras que se ubican dentro de estas áreas regionales.

<b>TABLA 3: PROPIEDADES DE LAS FUENTES REGIONALES SOMERAS</b>							
<b>FUENTE</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>N</b>	<b>Profun. (km)</b>	<b><math>M_{max}</math> (<math>M_w</math>)</b>	<b>Activ. %</b>	<b><math>N/km^2</math> <math>\times 10^{-5}</math></b>
Nicoya	3.73	0.81	1.216	12	7.0	7.48	10.25
CVGuanacaste	3.41	0.78	0.794	10	7.0	4.43	9.86
Norte	5.04	1.33	0.114	11	6.5	0.82	0.92
Herradura	4.92	1.13	0.556	15	7.5	1.21	8.60
Quepos	5.12	1.09	1.6406	15	7.7	11.88	28.09
Central	4.57	1.02	0.955	9	7.2	6.91	16.82
Poás	3.52	0.79	0.923	9	7.0	3.61	25.20
Sur	6.41	1.37	1.758	10	7.7	12.72	14.98
Talamanca	5.90	1.37	0.543	14	6.5	3.93	7.63
Caribe	5.25	1.19	0.785	14	7.7	5.68	3.83
San Juan	5.75	1.41	0.254	10	6.5	1.84	2.14
Z.Frac. Panamá	5.05	0.99	3.936	10	7.7	28.49	29.77

Total de la actividad de las fuentes someras regionales	89.00	
---	-------	--

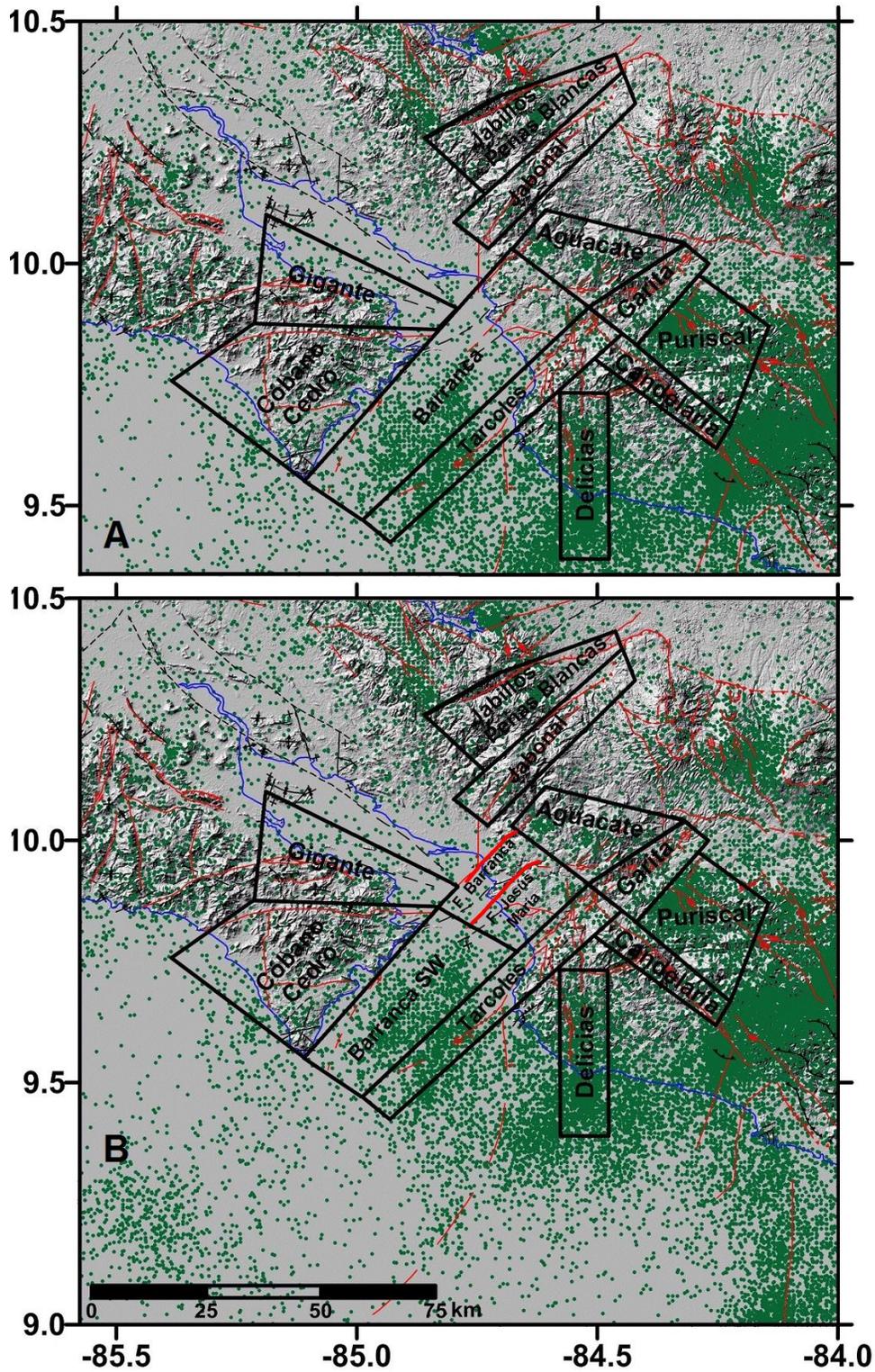
Las fuentes sísmicas regionales someras más activas son ZFP, Sur y Quepos, y entre ellas aportan aproximadamente el 54 % de la actividad de las fuentes regionales someras. Si se examinan los valores de la actividad normalizada por área, se puede observar que ZFP, Quepos y Poás son las más activas de todas las fuentes, incluyendo las de subducción. Después seguirían la fuente de subducción Sur Somera, y luego las fuentes regionales Sur y Central y la al comparar la actividad normalizada por km<sup>2</sup>.

<b>TABLA 4: PROPIEDADES DE LAS FUENTES LOCALES SOMERAS</b>							
<b>FUENTE</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>N</b>	<b>Profun. (km)</b>	<b>M<sub>max</sub> (M<sub>w</sub>)</b>	<b>Activ. %</b>	<b>N/km<sup>2</sup> ×10<sup>-5</sup></b>
Barranca	4.32	1.16	0.126	11	7.5	0.91	9.37
Barranca SW	5.44	1.44	0.091	11	7	0.66	10.59
Tárcoles	4.33	1.19	0.094	12	7	0.68	14.40
Delicias	6.32	1.64	0.087	12	7.2	0.63	20.41
Candelaria	3.80	1.23	0.018	8	7	0.13	7.65
Garita	3.34	1.05	0.041	10	6.5	0.30	15.56
Aguacate	3.27	1.01	0.053	9	6.5	0.38	11.96
Puriscal	3.65	0.83	0.822	8	6.5	5.95	152.58
Gigante	3.51	1.09	0.040	10	7	0.55	5.83
Cóbano	3.71	1.05	0.097	12	7	0.70	8.28
Jabonal	2.23	0.78	0.052	11	6.5	0.38	12.47
Javillos Peñas Blan	2.32	0.75	0.088	9	6.5	0.64	15.96
Falla Barranca NE	4.76	1.45	0.0173	1-14	6.7	0.13	----
Falla Jesús María	4.76	1.45	0.0173	1-14	6.7	0.13	----
Total de la actividad de las fuentes someras locales (actividad 1)						11.00	

La fuente cortical local somera Barranca ha sido analizada de dos maneras. Una como una fuente areal, tal cual se presenta en la Figura 25 A y otra subdividida en el sector marino de la falla Barranca (Barranca SW) y en las dos fallas discernibles en su sector noreste, como fallas neotectónicas verticales, con trazas definidas y mapeadas: fallas Barranca y Jesús María (Figura 25 B), cuyos parámetros sísmicos también se incluyen en la Tabla 4.

Al comparar las actividades de las fuentes locales con respecto a las regionales someras, se puede observar que estas aportan una porción más baja de la actividad. La actividad que aportan las fuentes locales someras es aproximadamente

el 11 % de la actividad de las fuentes someras en la “Actividad 1”, pero, por su relativa cercanía al sitio de estudio, impactan mucho la estimación de la amenaza sísmica.



**Figura 25: Fuentes sísmicas locales someras, con dos opciones de modelar la fuente Barranca: A como una fuente areal y B con una fuente areal al SW y dos fallas en el sector NW (Barranca NW y Jesús María).**

Para la evaluación de amenaza sísmica del sitio se contemplaron dos maneras de evaluar los parámetros de recurrencia para calcular la actividad para las fuentes locales someras: en el primer caso se calcularon los parámetros “a” y “b” directamente para cada fuente, con la sismicidad que se ubica dentro de ellas. En el segundo caso, todas las fuentes locales adoptaron los valores “b” de las fuentes regionales someras donde estas se encuentran ubicadas. El valor “N” se repartió entre las fuentes regionales y locales someras mediante el coeficiente de reducción/aporte. El coeficiente de aporte refleja el porcentaje de valor “N” de la fuente regional que se le asigna a cada una de las fuentes locales. El coeficiente de reducción es el sobrante de valor “N” de la fuente regional que no fue adjudicada a las fuentes locales donde se ubican. Para el caso en que los parámetros de las fuentes locales se hayan evaluado directamente, también hay que realizar una reducción del coeficiente “N”, ya que en caso contrario, la actividad de las fuentes locales se consideraría dos veces (en la Tabla 3, el valor de la “Actividad” muestra una reducción al 85% para la fuente Nicoya, un 77 % para la fuente Cordillera Volcánica de Guanacaste, un 30 % para la fuente Herradura y un 54% de la actividad total para la fuente Poás). Para los dos casos de actividad de las fuentes someras, la actividad de las de subducción es la misma y se muestra en la Tabla 2.

Las magnitudes máximas para cada una de las fuentes se determinaron basadas en los registros sísmicos y la inspección de las estructuras tectónicas dentro de la fuente, que puede dar valores mayores por su potencial magnitud correlacionada con longitud de ruptura. El usado como máximo, es el mayor de ambos. Las profundidades para cada fuente se evaluaron a partir de las profundidades de los eventos registrados dentro de ellas, en los apropiados rangos de profundidad. La media y la desviación estándar fueron obtenidas para todas las fuentes. A la hora de integrar la amenaza sísmica, para cada fuente cortical somera se consideró que la ruptura podría darse desde una profundidad somera (la media menos la mitad de la desviación estándar) hasta una profunda (la media más la mitad de la desviación estándar), valores que se muestran en la Tabla 5 para todas las fuentes.

<b>TABLA 5: PROFUNDIDADES DE LAS FUENTES SÍSMICAS</b>			
<b>NOMBRE</b>	<b>Prof. 1 (km) (somera)</b>		<b>Prof. 2 (km) (profunda)</b>
	<b>(media - ½ σ)</b>	<b>(media)</b>	<b>(media + ½ σ)</b>
<b>FUENTES SÍSMICAS REGIONALES CORTICALES SOMERAS</b>			
Nicoya	9	12	15
CVGuanacaste	7	10	13
Norte	8	11	14
Herradura	11	15	20
Quepos	11	15	20
Central	6	9	12
Poás	7	9	12
Sur	7	10	13
Talamanca	9	14	19
Caribe	8	14	20
San Juan	7	10	13
<b>FUENTES SÍSMICAS LOCALES CORTICALES SOMERAS</b>			
Barranca	9	12	16
Barranca SW	8	11	15
Tárcoles	9	12	16
Delicias	9	12	16
Candelaria	5	8	12
Garita	7	10	13
Aguacate	7	9	12
Puriscal	6	8	11
Gigante	7	10	13
Cóbano	9	12	16
Jabonal	8	11	14
Javillos PB	6	9	12

## 6.2 DESCRIPCIÓN DE LAS FUENTES SOMERAS

A continuación se describen cada una de las fuentes sísmicas someras y las evidencias tectónicas y sismológicas de sus respectivas actividades.

### Fuente Sísmica Regional Somera NICOYA

La actividad de las fallas corticales en la península de Nicoya se incluyó en la fuente sísmica del mismo nombre. Los movimientos fuertes del terreno experimentados en la Península de Nicoya han sido en su mayoría producto de sismos de subducción. Generalmente estos sismos tienen sus epicentros en el mar, y algunas veces en la península, y son someros por su cercanía a la Fosa Mesoamericana. Mucha sismicidad somera de interplaca no muy bien localizada está incluida dentro de los sismos someros en este sector de la península, empero, se ha observado muy claramente que en la zona

de los alrededores de Nicoya tembló notoriamente con sismos de M 2-3, muchos de ellos sentidos, posteriormente al Terremoto de Sámara del 5 de setiembre del 2012, cuyos epicentros mesosísmicos son localizados en fallas someras y en ese sector de la península.

El Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003, 2009) sobresalta como dos posibles fallas activas, Montaña y Limones-Cañas, pero la actualización tectónica y neotectónica de Montero & Denyer (2011) y de Denyer et al. (2014), muestra un complejísimo sistema de fallas con dirección NE, con *pull-aparts* y un juego de fallas con dirección N-S. Se mencionan en este sistema las fallas Mora, Gigante, Cedro, Dominica, Lepanto, Sonzapote, Arío, Bongo y Cóbano, cuyo potencial sísmico no ha sido analizado en toda su dimensión (Montero & Denyer, 2011). Pese a que se observan estos rasgos tectónicos y sismológicos, solo las fallas cercanas a la desembocadura del Río Tempisque han experimentado sismos de consideración, y resulta casi imposible poder asignar los sistemas de fallas a la sismicidad de manera inequívoca diciendo que tal sismo corresponde a tal falla, y de la misma manera, seguir la geometría de las fuentes locales con las de las fallas, que son muchas y posibles.

### **Fuente Sísmica Regional Somera CORDILLERA VOLCÁNICA DE GUANACASTE**

En esta fuente sísmica se incluye la sismicidad asociada principalmente a las cordilleras de Guanacaste y Tilarán. En esta fuente sísmica se incluyen varias fallas que han generado sismos destructivos como las Fallas Cote-Arenal, Chiripa, y Bagaces. El Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003) muestra en el extremo noroeste de esta área sísmica, las fallas cuaternarias Caño Negro, Rincón de la Vieja, Guayabo, Tenorio, Bijagua y Liberia. De estas últimas, la Falla Caño Negro es la que ha estado más activa recientemente, ya que se le han asociado los enjambres sísmicos de 1984 y 1987 y en enero de 2002 se registró un sismo de 5.4 ( $M_d$ ), (Taylor et al, 2002).

La Falla Bagaces es responsable de los terremotos de Bagaces de 1935 ( $M_s = 5.8$ ) y 1941 ( $M_w = 6.0$ ), que causaron intensidades máximas MMI de VII y VIII, respectivamente, y de profundidades someras (Montero & Alvarado, 1988). La Falla Cote-Arenal es una falla semi-curvilínea de rumbo NW-SE hasta WNW-SSE, que se extiende por más de 20 km con el bloque sur descendido (falla normal). Se le ha asociado el evento sísmico de la Laguna de Cote de octubre de 1911 ( $M_w = 6.5$ ). A unos 7.3 km de la presa Arenal, por el camino hacia Nuevo Arenal, se observó un extenso afloramiento de esta falla que afecta a toda la secuencia de tefras del volcán Arenal de

los últimos 3000 años (Alvarado, 1988), la cual ha sido mejor definida con estudios por Bonilla et al. (2008).

La Falla Chiripa ha sido estudiada con mayor detalle, ya que se le asocia el Terremoto de Tilarán del 14 de abril de 1973 ( $M_w = 6.5$ ; Plafker, 1973; Montero, 1986). Se describe como una falla de desgarre lateral derecho orientada NNW-SSE de unos 20 km de longitud. Tanto en el campo como en fotografías aéreas se observan una serie de alineamientos discontinuos y trincheras de falla que se extienden hasta la Laguna de Cote en el noroeste, donde se une e interactúa en forma compleja con la Falla Cote-Arenal (Montero, 1986). Las recientes observaciones sugieren un sistema de falla más complejo, con al menos 3 fallas principales en interacción. Este fallamiento está asociado con la deformación cortical que resulta de los esfuerzos compresivos regionales de rumbo NE originados por el proceso de subducción (Climent & Barquero, 2001).

### **Fuente Sísmica Regional Somera HERRADURA**

Esta fuente representa la parte oeste del CDCCR, que termina al sur de la Península de Nicoya. Está compuesta por varias fuentes sísmicas de tipo transcurrente con componente inversa que puede generar sismos de gran magnitud. Los terremotos del 20 de enero de 1905 ( $M_w 7.0$ ), 4 de marzo de 1924 ( $M_w 7.0$ ), 22 de diciembre de 1939 ( $M_w 6.8$ ) y el terremoto de Cóbano (25 de marzo de 1990,  $M_w 7.3$ ), caracterizan un sistema de este tipo. Montero (2001) observa que en el antearco Pacífico central existe un sistema de fallas con rumbos NE a N que incluyen las Fallas Barranca, Jesús María, Mata de Limón, Tárcoles, Bijagual, Herradura, Delicias, Parrita, Paquita, Quepos y Tulín con desplazamiento entre normal y normal sinistral. Estas inician en el sector oceánico y continúan en la margen terrestre. La Falla Barranca la asocia Montero (1999) con un enjambre sísmico que ocurrió en junio de 1978.

Aunque el terremoto de Cóbano de 1990 podría ser por subducción (cf. Protti et al., 1994; Bilek et al., 2009), se considera de manera conservadora la posibilidad aquí justificada. Asimismo, Fernández & Doser (2009) proponen que el sismo de Orotina de 1924 pudo haber ocurrido más al sur, cerca de Quepos, pero la propuesta no tiene sentido de acuerdo con los datos macrosísmicos.

En la región Esparza – Orotina se ha relacionado la gran profundidad de los valles principales y zonas alternamente de levantamiento y de hundimiento con las fallas Barranca, Jesús María, Tárcoles y el sistema Bijagual (Montero, 2001). Corrigan et al. (1990) y Fernández et al. (1997) proponen la existencia de una falla en la entrada del Golfo de Nicoya, de rumbo NE y casi paralela y muy cerca de la línea de costa sureste

de la Península de Nicoya y que podría ser la extensión de la Falla Barranca. Corrigan et al. (1990) la relacionaron con la indentación de la Serranía del Coco durante el proceso de subducción, y desplazaría la Cuenca Nicoya en sentido sinistral. Montero (1999) considera que estas fallas representan el límite oeste del CDCCR, pero Fisher et al. (1998) y Protti (1994) consideran que estas fallas son controladas por el proceso de subducción, especialmente el mecanismo generado por los montes del fondo marino al incorporarse a la zona de Benioff. Existe incluso la más novedosa hipótesis de considerarla asociada con el Escarpe de Hess (Linkimer et al., 2010).

En el extremo noreste de esta fuente, corre la falla Candelaria con rumbo NW-SE. Montero (2001) afirma que no se ha demostrado que la Falla Candelaria esté sísmicamente activa, aunque algunos temblores se han ubicado cerca de su traza. En 1989 se registró una secuencia sísmica al este de esta falla con un evento principal de  $M_w$  4.8. Más recientemente, Montero & Rojas (2014) han mapeado la Falla Purires como un ramal de la Falla Candelaria, de la cual sostienen claras evidencias de movimiento reciente.

### **Fuente Sísmica Regional Somera QUEPOS**

En esta fuente sísmica se inicia el Sistema de Fallas Longitudinales de Costa Rica, que corren (NW-SE) paralelas a la costa pacífica, desde Quepos pasando por el Valle de Térraba, y terminando en la frontera con Panamá. Las evidencias tectónicas de actividad se encuentran en la fuente sísmica Sur. Esta fuente sísmica, junto con la Sur (Osa-Burica), son las más activas del territorio costarricense. El más reciente sismo de importancia generado de esta fuente fue el 20 de noviembre del año 2004 y tuvo una  $M_w$  6.2. Este sismo se le asocia al a Falla Damas, ubicada un par de kilómetros al oeste de la Falla Paquita (Rojas et al., 2004), o bien a la subducción de un monte submarino (cf. Pacheco et al, 2006). No obstante, la fuente podría ser la manifestación profunda de la Falla Paquita, que es una de las más prominentes en la zona.

Además de las fallas cuaternarias anteriormente mencionadas, en esta fuente sísmica se ubican la falla paleotectónicas paleotectónicas del cinturón de plegamiento y corrimiento inversas y aproximadamente paralelas a la costa, también presentes desde la periferia de Quepos, y que podrían tener actividad neotectónica. Al igual que el Sistema de Falla Longitudinal de Costa Rica, que se originaron por los mismos sistemas compresivos ocasionados por el empuje superficial generado por el proceso de subducción donde las montañas y rugosidades del fondo oceánico incrementan el nivel de esfuerzos. Hay asimismo una serie de fallas con movimiento principalmente de

rumbo, con dirección N-S y NE, que muestran actividad sísmica. Mucha de la actividad registrada en esta fuente se debe a la sismicidad somera de subducción.

### **Fuente Sísmica Regional Somera NORTE**

En la zona norte del país se ubica la fuente sísmica somera con una de las menores actividades sísmicas por unidad de área de todo el país. Pese a que se han identificado algunos rasgos morfotectónicos, la actividad sísmica registrada es baja. Entre estos rasgos se encuentran la falla cuaternaria San Carlos y las fallas paleotectónicas Río Toro y Recreo, de acuerdo con el Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003, 2009).

En términos generales se ha referido a esta región como una depresión estructural (graben), limitada al suroeste por el arco volcánico, aunque algunas estructuras compresivas parecen limitar a la cordillera. Incluye las Cuencas de San Carlos y Limón, la primera extensional y la segunda, considerada por Astorga et al. (1991), como una cuenca marginal, tectónicamente pasiva, salvo rasgos tectónicos poco conocidos, como el de la boca del río Parismina en la costa Caribe, que ha mostrado sismicidad conspicua por muchos años, y en Isla Calero, donde se registró sismicidad posterior al Terremoto de Nicoya del 2012, asociada con un fallamiento orientado NE, posiblemente en una falla local asociada con la entrada en tierra del Escarpe de Hess, (cf. Linkimer & Soto, 2012; Linkimer et al., 2014).

### **Fuente Sísmica Regional Somera CENTRAL**

La fuente sísmica Central se orienta a lo largo del Valle Central. Incluye el área comprendida desde el Valle de El Guarco por el este y sus importantes sistemas de fallas, parte noroeste de la Cordillera de Talamanca, y hacia el oeste, la zona del Valle Central Oriental. Del análisis reciente de la región central de Costa Rica, se puede observar una distribución de eventos dentro de un sistema de fallas principales localizadas tanto en la parte norte como en la parte sur de esta área sísmica. Estos sistemas tienen orientación preferenciales N-S, NW-SE y NE-SW y son de dimensiones pequeñas a moderadas (menos de 20 km), sin embargo, por su gran actividad y superficialidad, son importantes por los daños que pueden ocasionar a las ciudades y poblaciones cercanas. Montero (2001) ubica aquí una gran cantidad de fallas que forman parte del CDCCR que han sido estudiadas en detalle.

El sistema de Fallas Aguacaliente - Orosi es la fuente sísmica más importante de la parte sureste del Valle Central. Históricamente ha generado terremotos importantes, tales como el del 2 de setiembre de 1841 ( $M_w$  6.3), 4 de mayo de 1910 ( $M_w$  6.4), 21 de febrero de 1912 ( $M_w$  5.2) y 21 de agosto de 1951 ( $M_w$  5.2), que han causado serios daños a la infraestructura de las ciudades de Cartago, Tres Ríos, Curridabat, Paraíso y Orosi. Además los sistemas de fallas en el Valle de El Guarco, como Aguacaliente, Orosi, y Navarro, en la área sísmica Central se incluyen las fallas Río Azul - Aserrí, Lara, Frailes, Jaris, Pejibaye – Atirro y Pacuare, al sur y sureste de San José.

En el extremo noreste de esta fuente se incluye el sector del Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (CDCCR) compuesto por las fallas inversas que Montero (2001) denomina Guápiles, Guácimo y parte de la Siquirres-Matina. Montero diferencia entre el límite de placas CDNP, zona bien definida, y el CDCCR que es una ancha banda difusa de fracturamiento producto de un complejo estado de esfuerzos. Parte de las evidencias que presenta Montero para diferenciar este sector de falla inversa con respecto a el CDNP es su cambio de rumbo al adentrarse en el Arco Interno: en general tiene una tendencia NWW SEE, pero se compone de curvas que bordean las estribaciones montañosas y luego el flanco norte de los macizos de los volcanes Turrialba e Irazú.

### **Fuente Sísmica Regional Somera POÁS**

Varios sistemas de fallas se identifican en esta fuente, principalmente con orientaciones N-S y NNW, relacionadas con los macizos volcánicos del Poás y Barva. En la zona del Volcán Poás se han observado varias fallas bien desarrolladas y patrones de fracturas y fallas, con patrones de fallamiento predominantemente orientados NNW. Esta predominancia en el rumbo de los sistemas de fallamiento podría estar relacionada además, dentro de la tectónica regional, con el alineamiento de varios conos volcánicos en el sentido N-S, como Poás, Congo, Hule y la Laguna Río Cuarto (Alvarado & Climent, 1985; Soto & Alvarado, 1989) y en el flanco septentrional del Barva.

Además las fallas Carbonera Ángel, Sabanilla y Viejo-Aguas Zarcas (Alvarado & Climent, 1985; Barquero, 1985; Soto, 1999; Montero et al., 2010). Estas han sido las áreas de los sismos de 1772, 1851, 1888, 1911, 1912, 1955 y el de Cinchona del 8 de enero del 2009 ( $M_w$  6.2), donde previamente se habían detectado enjambres sísmicos, como el de 1982 (cf. Montero et al., 2010).

Las fallas que han tenido más actividad en las últimas dos décadas son las de la zona de Puriscal y la Falla Virilla.

### **Fuente Sísmica Regional Somera SUR**

Esta fuente sísmica incluye parte de punta Burica y la península de Osa. En esta fuente sísmica el catálogo de sismos ha registrado 27 sismos mayores que 6 y 6 mayores que 7, incluyendo el terremoto de 1941 ( $M_w = 7.6$ ). Esta área sísmica incluye las fuentes Canoas, David, ZFM y parte de la FLCR y la Golfito ubicada en la Península de Osa. Las tres primeras fallas son la expresión terrestre de la Zona de Fractura de Panamá, límite triple de convergencia de placas con gran potencial destructivo. Hacia el sur y el centro de esta área sísmica, cerca de la frontera con Panamá, se ubican los extremos norte de varias fallas cuaternarias con rumbos aproximados N-S.

En la península de Osa el Catálogo Sísmico se han registrado tres sismos de magnitudes mayores a 6. Aquí ubica casi toda la falla cuaternaria Osa, unos 25 km de sus 30 km de extensión, con rumbo NW-SE. También al norte de la Península de Osa, pasando cerca de Ciudad Cortés y Palmar Sur se extiende, al pie y paralela a la Fila Costeña, parte del Sistema de Fallas Longitudinal de Costa Rica, de movimiento inverso y rumbo NW-SE.

### **Fuente sísmica regional somera TALAMANCA**

La zona de Talamanca está poco estudiada por su difícil acceso, algunas estructuras sísmicas han sido identificadas en esta área, pero la mayoría son paleotectónicas, como la falla inversa Chánguena (parte del Sistema de Fallas Longitudinal de Costa Rica) y las fallas inferidas Kámuk y Salitre, también con rumbo NW-SE. Sin embargo, hacia el sur y el centro de esta fuente sísmica, cerca de la frontera con Panamá, se han realizado varios estudios sísmicos y neotectónicos relacionados con el proyecto hidroeléctrico Boruca del Instituto Costarricense de Electricidad. Ahí se han ubicado varias fallas cuaternarias con rumbos aproximados N-S. Estas son las fallas Manchuria, Santa Clara, San Vito, Alturas, Lucha y Tigra. Aunque no se muestran en el Atlas Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003) como continuando las fallas relacionadas con la Zona de Fractura de Panamá (Canoas, Media), sí pueden estar relacionadas por su génesis. En esta parte de esta área sísmica se ha registrado la mayor sismicidad del área, incluyendo cuatro sismos mayores a magnitud 6 y uno mayor que 7.

La región de Talamanca ciertamente está sometida a una alta tasa de levantamiento (Driese et al., 2007). La migración de la indentadura del empuje de la

Dorsal del Coco, más la alta tasa de levantamiento, más el clima tropical puede enmascarar muchas de las estructuras cuaternarias en el interior de la cordillera. La región sufrió muchos temblores de  $M > 4$  luego del Terremoto de Golfito del 2 de abril de 1983 ( $M_W$  7.3), incluyendo el de Buenavista del 3 de julio de 1983 ( $M_W$  6.3) (Boschini et al., 1988).

### **Fuente Sísmica Regional Somera CARIBE**

Esta fuente está ubicada en el extremo este del CDCCR y comprende también el extremo oeste del Cinturón Deformado del Norte de Panamá (CDNP). Esta región está compuesta por un conjunto de fallas inversas que generan grandes terremotos como los de 1822 ( $M_W$  7.5), 1904 ( $M_W$  7.2), del 24 de abril de 1916 ( $M_W = 7.1$ ), 7 de enero de 1953 ( $M_W = 6.0$ ) y el del 22 de abril de 1991 ( $M_W = 7.7$ ). El terremoto de 1991 generó aceleraciones entre el 10 y el 30 por ciento del valor de la gravedad en el Valle Central. El levantamiento a lo largo de 70 km de la costa del Caribe hasta Bocas del Toro y el análisis de terremotos previos con levantamientos similares, sugieren recurrencias de tales eventos cada 200-1100 años (Plafker & Ward, 1992). La actividad sísmica con mecanismos inversos se extiende evidentemente hasta el área de Sixaola. En esta área también hay fallas transcurrentes, principalmente dextrales.

Los mecanismos focales son predominantemente de sobrecorrimiento (Camacho et al., 2010), algunos con desplazamiento de rumbo y pocos con componentes normales, lo cual es más común en el sector oriental del cinturón (Mann et al., 1990). La convergencia entre la placa Caribe y la microplaca de Panamá ha sido determinada por Vega & Kellog (1993) como cerca de 15 mm/año en dirección NNE-SSW.

### **Fuente Sísmica Regional Somera SAN JUAN**

Según la propuesta de Walther et al. (2000), la zona de sutura entre el Bloque Chortis y el plateau oceánico que forma el basamento del oeste de Nicaragua, se encuentra en el margen oriental de la Depresión de Nicaragua. En el sector trasarco, se encuentran los basamentos de dos terrenos diferentes, el Chortis al norte, con típica corteza continental hecha de rocas magmáticas y metamórficas del Paleozoico-Mesozoico. El terreno sur es el Siuna, de corteza oceánica acrecionada al final del Cretácico, y ocupa el norte-centro de Nicaragua, donde afloran rocas de tipo ofiolítico, correspondientes al Complejo de Nicoya o sus equivalentes, y que comprende principalmente lavas basálticas, algunas en almohadillas, aglomerados, intruidas por

gabros y diabasas, y con radiolaritas y grauvacas minoritarias (Weyl, 1980; Rogers et al., 2007).

En esta área se encuentran hoy aflorando los terrenos sedimentarios y volcánicos del Terciario. Al noreste de la Depresión de Nicaragua, afloran ampliamente las rocas de los grupos Coyol y Matagalpa, complejos volcánicos formados por bloques tectónicos de edad Mioceno-Plioceno (Hradecký & Sebesta, 2007), cuyos equivalentes de volcanitas terciarias se encuentran desde Honduras hasta Costa Rica (el arco de Sarapiquí y el Grupo Aguacate). Son las tierras altas tras la depresión de Nicaragua (o “Nicaragua central”), con un fallamiento heredado de la deformación más importante entre el Mioceno terminal y el Pleistoceno. Luego las tierras altas bajan paulatinamente hacia la costa caribe (llamada “atlántica”). Este grupo de rocas y estilo tectónico con baja sismicidad, así como el sector sur nicaragüense del Graben o Depresión de Nicaragua, son los comprendidos en esta Fuente.

### **Fuente Sísmica Regional Somera ZONA DE FRACTURA DE PANAMÁ**

Esta fuente es una zona de falla transformada con dirección N-S, de tipo dextral que limita las Placas del Coco, Nazca y la microplaca de Panamá. Según Astorga et al. (1991), la acción de la Cordillera del Coco posiblemente ha provocado que el sistema extensional del graben de Nicaragua se transforme en un sistema compresional de fallamiento inverso en la parte sur de Costa Rica y la parte norte de Panamá. Lo cierto es que desde el Mioceno Medio se desarrollaron paulatinamente las áreas de deformación al sur de América Central, como la Zona de Fractura de Panamá. Existe, sin embargo, controversia sobre su evolución como frontera transcurrente entre las Placas del Coco y Nazca (ver discusión en Mann et al., 2007). Mientras Lonsdale & Klitgord (1978) proponían que el salto de la ZFP sucedió desde el sector de Coiba al actual al incorporarse un fragmento de la Placa Coco a Nazca, McIntosh et al. (1993) proponen que más bien saltó del oeste al este, lo cual es apoyado por las reconstrucciones recientes de Morell (2015).

En esta zona transcurrente se han originado medianos a grandes temblores y terremotos, que han afectado principalmente la zona fronteriza Panamá - Costa Rica. Destacan el Terremoto de Puerto Armuelles del 18 de julio de 1934 ( $M_w$  7.6). El sismo principal causó daños locales principalmente en la región suroeste de Panamá (Puerto Armuelles y David) y el sur de Costa Rica (Viquez & Toral, 1988; Camacho, 1991), se sintió en San José y en la ciudad de Panamá, a 330 y 350 km de distancia, respectivamente, con intensidades MMI de V. También se generó un pequeño tsunami

de 0.6 m de amplitud en Bahía Honda, en la costa este del Golfo de Chiriquí (Lockridge & Smith, 1984). La secuencia de réplicas se extendió hasta agosto.

Otros sismo importante reciente fue el del 25 de diciembre del 2003 ( $M_w$  6.5), el cual causó daños sobre todo en Puerto Armuelles y Corredores, donde el hospital de Ciudad Neilly fue muy dañado, hubo licuefacción en el lado panameño y deslizamientos en el área de la Punta Burica.

### **Fuentes sísmicas someras locales BARRANCA, BARRANCA SW**

Esta fuente sísmica es perpendicular a la costa, y se ubica al sur de la Península de Nicoya para incluir la falla Barranca –tanto su margen oceánica como la terrestre- y la sismicidad asociada con el Terremoto de Cóbano de 1990. Incluye en la costa desde el sur, la Punta Loros (desembocadura del río Jesús María), Punta Caldera y la Boca de Barranca. También incluye las fallas Jesús María y Mata de Limón y parte de la falla Tivives. Junto con la Fuente Sísmica Tárcoles, representa el extremo oeste del CDCCR y está compuesta por varias estructuras sísmicas de tipo normal con componente de rumbo sinistral que puede generar sismos de gran magnitud, se inician en el sector oceánico y continúan en la zona continental. En la periferia de Barranca, la falla ha causado la migración del río Barranca del oeste hacia el este a su posición actual, y esto ha influido en parte en cambios sedimentológicos que han dado origen a la barra arenosa de Puntarenas en los últimos 500 años (Denyer et al., 2004). Las fallas en su margen oceánica han sido ubicadas con bastante precisión con base en perfiles de reflexión sísmica (Barboza et al., 1995).

Montero (2001) cita a Fischer quien reconoció, con base a superficies bioerosionables, una serie de zonas en la región Esparza – Orotina de levantamiento y hundimiento a lo largo de la costa que se pueden relacionar con las fallas Barranca, Jesús María y Tárcoles. También hace mención que Madrigal (1970), al cartografiar estas fallas perpendiculares a la costa, llama la atención a los valles principales profundos (evidencia de una geomorfología joven) con respecto al nivel del mar. Algunos (i.e., Montero, 2001) consideran que la Falla Barranca (esto es, en su sector Marino) fue la responsable del Terremoto de Cóbano del 25 de marzo de 1990 ( $M_w$  7.3). Montero (2001) estudió las réplicas de este sismo y corroboró que algunos se ubicaron en la corteza de la placa cabalgante (someras) pero otros en la zona de subducción, posiblemente en otra serranía marina llamada el Levantamiento de Fischer. Montero (2001) ubicó en el extremo noreste de la Falla Barranca un enjambre de temblores ocurrido en 1978.

El 16 de setiembre de 2010 se registraron una serie de sismos en la zona oeste del Golfo de Nicoya, de los cuales destacan dos de ellos con magnitudes  $M_w$  5.1 y 4.2, que fueron percibidos por los pobladores cercanos con intensidades máximas del orden de V (III en Puntarenas). El registro de réplicas continuó los días siguientes y el día 18 se presentaron dos eventos importantes más de magnitudes  $M_w$  4.3 y 5.0, y otro de  $M_w$  4.1 en diciembre, que fueron también reportados como sentidos por las poblaciones del sur de la península de Nicoya. Afortunadamente, estos sismos no causaron daños importantes, aunque sí alarmaron a los pobladores de esa parte de la península. Estos sismos se produjeron en la misma zona del Terremoto de Cóbano de 1990. Se trató de un grupo de sismos superficiales relacionado con el fallamiento local que afecta el piso oceánico. El análisis de mecanismo focal para los dos principales eventos, indica que se trató de tipo de fallamiento transcurrente hacia el NE, predominantemente de movimiento sinistral, producto del empuje de las montañas submarinas bajo la zona de subducción en la entrada del Golfo de Nicoya, esto es, la Falla Barranca Marina (Barquero & Rojas, 2011).

Entre abril y junio del 2014 hubo una serie de eventos sísmicos con  $M_w > 4.5$  en el área periférica de San Jerónimo de Esparza, en el el término NE de la Falla Barranca continental, que podría estar asociado con ella o con alguna falla transversal, o ambas.

## **Falla BARRANCA**

La traza de Falla Barranca inicia en la desembocadura del golfo de Nicoya con un rumbo  $N40^\circ E$  y al entrar a tierra se descompone en dos ramales, una siguiendo el mismo rumbo rectilíneo y otra curva, cuya traza llega a tener un rumbo  $N70^\circ E$ , pasando ligeramente al norte de la ciudad de Esparza (Figura 16). Aparte de su movimiento sinistral muestra el bloque noroeste descendido, y probablemente con un movimiento compuesto en tijera. La influencia que ha tenido sobre el desarrollo de la cuenca aluvial casi costera del río Barranca y de la sedimentación en Puntarenas en los últimos 500 años (cf. Denyer et al., 2004) serían una buena evidencia del neotectonismo de la falla. Su sector marino presenta evidencias de su morfología en las isobatas al oeste de la falla Miramar al entrar al mar, que muestran un escarpe en el sector oceánico. Con base en las edades de las rocas cortadas en el sector al norte del poblado de Barranca, en las cercanías de San Miguel y San Miguelito, es notorio que la Falla Barranca corta secuencias de rocas jóvenes del orden de 1.59 millones de años de antigüedad (edad dada a las rocas del domo San Miguel por Záček et al., 2010, 2012), o bien corta fallas que asimismo cortan esa secuencia. Se estima que el total del movimiento podría ser tan

antiguo como esa edad o bien tan joven como 0.5 millones de años. De tal manera, con desplazamientos del orden de 1.7 km en tales secuencias, según los mapeos indicados supra, las tasas de movimiento serían del orden de 1-3.5 mm/año, que califica como una tasa alta de movimiento.

### **Falla JESÚS MARÍA**

La Falla Jesús María también se compone de dos trazas, una con un rumbo N45°E, que se ramifica en otra con un rumbo N60°E (Figura 16). Denyer et al 2003 a y 2003 b indican un movimiento vertical, en que el bloque SE baja con respecto al NW. Destaca el hecho de que los afloramientos del Miembro Mata de Limón terminan abruptamente al SE de la falla, en donde se ha desarrollado el estero de Tivives. Se considera que esta falla ha tenido actividad cuaternaria.

### **Fuente sísmica somera local TÁRCOLES**

Esta fuente sísmica contiene las fallas Tárcoles y Tronco Negro, y el extremo norte de las fallas Herradura y Camaronal. La falla Tárcoles se inicia en el área marina y se puede relacionar con el desplazamiento de la Fosa Mesoamericana (Corrigan et al., 1990). Entra al área continental con dirección NE y se alinea con el río Grande de Tárcoles. Tiene varias trazas, donde la oriental muestra un conspicuo escarpe. Corta varias terrazas aluviales cerca de la desembocadura del río y al SSW de Orotina (Montero, 1999). Esta falla y la Barranca desplazan las cuencas marinas donde se ubican (Nicoya), con desplazamiento normal y normal sinistral, y de acuerdo con la interpretación de Barboza et al. (1995) de perfiles de reflexión sísmica, los depósitos desplazados son pliocénicos y pueden alcanzar a desplazar los sedimentos cuaternarios.

Montero (1999, 2001) presenta argumentos geológicos y sismológicos para asociar el terremoto del 4 de marzo de 1924 ( $M_w$  7.0) con la Falla Tárcoles, que es una falla de desplazamiento lateral izquierda con rumbo NE-SW. Este sismo causó gran destrucción en la región de Orotina – San Mateo, y por eso se desestiman los argumentos de Fernández & Dosser (2009) de proponer otra fuente cerca de Quepos.

Se han asociado varios sismos con las Fallas Tárcoles, Camaronal, Herradura y Delicias. Montero (2001) advierte que sus mecanismos focales muestran gran variedad de geometrías, por lo que no se puede concluir acerca del tipo de movimientos sismotectónicos predominantes.

Montero (2001) comenta que la Falla Tárcoles continúa en los Montes del Aguacate mediante una serie de fallas secundarias de rumbo NNE que son

probablemente de movimiento oblicuo sinistral - normal. También especula sobre la conexión entre la fallas Tárcoles y La Garita. Similares conclusiones han especulado Denyer et al. (2003, 2009), Denyer & Alvarado (2007) y Porras et al. (2012), pero el reciente estudio de Montero & Rojas (2014) muestra que el fallamiento en esa zona estaría regido por fallas en dirección NW, principalmente entre la Candelaria y Jaris y la zona de Puriscal, de modo que parece improbable la conexión.

### **Fuente sísmica somera local DELICIAS**

La falla Delicias en su margen terrestre se ubica en el Promontorio Herradura y tiene un rumbo casi N-S desde su inicio, casi colineal con la falla Tronco Negro (con rumbo también NS, que interrumpe la Falla Tárcoles) hasta punta Judas. La traza en la margen oceánica sigue con un rumbo SW, y coincide con una zona de sismicidad concentrada registrada al sur de Herradura. Montero (1999) se refiere al inicio de la falla Delicias como el sistema de fallas Bijagual, que incluye también las Herradura y Camaronal. Este sistema de acuerdo con Montero, forma el límite de la cuenca de tracción asociada al fallamiento sinistral, se localiza entre la margen oceánica del Golfo de Nicoya y el sector continental del antearco. En la margen terrestre, las fallas con rumbo norte constituyen un sistema entrelazado de fallas de desplazamiento oblicuo sinistral normal. Montero (1999) presenta varias instancias de evidencias morfotectónicas para las trazas de esta falla, pero cerca de la intersección con la falla Tárcoles, y menciona que Güendel et al. (1993) reportaron un enjambre de temblores someros en esta zona entre el 21 y 24 de enero de 1989 con mecanismos focales compuestos normal-sinistral. Tiene en total una longitud de 20-25 km (Montero, 2001; Denyer et al., 2003), pero cerca de la costa no se han encontrado por su traza evidencias de neotectonismo.

### **Fuente sísmica somera local CANDELARIA**

Esta falla de casi 40 km de longitud, de acuerdo al Mapa Tectónico de Costa Rica (Denyer et al., 2003, 2009) tiene rumbo N40W con un movimiento de desplazamiento de rumbo dextral.

Inicia al sur de Orotina, se ramifica en parte con la Falla Purires hacia el sector de Grifo Alto (fuente Puriscal; Montero & Rojas, 2014), pasando luego hacia el SE por el cerro Turrubares y por el flanco suroeste de la Fila de Bustamante, por la localidad de Jamaica unos 20 km al NNE del Puerto de Quepos, la Falla Candelaria se ve interrumpida por la Falla Paquita, que en su margen terrestre tiene rumbo NE. Montero afirma (2001) que no se ha demostrado que la Falla Candelaria esté sísmicamente activa aunque algunos temblores se han ubicado cerca de su traza. En

1989 se registró una secuencia sísmica al este de esta falla con un evento principal de  $M_w$  4.8. Después de la irrupción de la Falla Paquita, continúa con el mismo rumbo paralelo a la costa, la Falla Longitudinal de Costa Rica, de modo que en cierto momento se pueden considerar continuantes.

### **Fuente sísmica somera local AGUACATE**

El mapa de sismicidad muestra un conspicuo grupo de sismos someros entre Miramar al oeste y el sur de Naranjo al este, en un área poco estudiada con detalles tectónicos, y parte de las cordilleras volcánicas neógenas. En esta fuente se incluyen una serie de fallas mostradas como paleotectónicas en el mapa tectónico de Denyer et al. (2003, 2009), así como el sector terminal noreste de la Falla Barranca, donde cambia de rumbo a E-W y luego a NW, y que con seguridad, cambia de estilo tectónico.

El mapa geológico de la Hoja Miramar de Zácek et al. (2010a) muestra un complejo sistema de fallas entre Miramar y San Ramón, la mayoría con direcciones NE, y minoritariamente N-S y aún menos NW. Cortan principalmente las volcanitas del Mioceno-Plioceno del Grupo Aguacate, aunque algunas cortan volcanitas contemporáneas con la Formación Monteverde, de edad Pleistoceno Inferior, y estas eventualmente serían neotectónicas.

### **Fuente sísmica somera social PURISCAL**

La fuente sísmica Puriscal está básicamente compuesta por los sistemas de Fallas de Puriscal. Montero et al. (1991) realizaron un estudio neotectónico detallado de la zona de Puriscal después del enjambre sísmico de 1990 que sufrió la zona. Históricamente, las fuentes sísmicas que se definieron habían presentado una baja actividad sísmica. Menciona la falla Víbora, el sistema de fallas San Antonio, la falla Virilla y algunos otros alineamientos como el de Jateo, Desamparaditos y Barbacoas, como responsables de esta actividad.

Una actualización neotectónica y sismológica del área ha sido hecha por Montero & Rojas (2014), en la cual reinterpretan gran parte de las fallas del área, incluso respecto a sus interpretaciones originales de la sismicidad mencionadas en el anterior párrafo.

Las principales fallas del sector de Puriscal siguen un patrón NW a N-S, y serían la Purires (un ramal de la falla Candelaria), la Picagres, y la Jaris. Picagres tiene unos 18 km de longitud, desde el río Jorco al sur hasta el norte del Virilla. La zona de Charcón, que incluye al centro de Santiago de Puriscal, es un sector de esta de carácter transtensivo, con dirección N-S.

La Falla Purires tiene unos 25 km de longitud, comportándose como un ramal NNW de la Candelaria. Se extiende desde el río Grande de Candelaria, cerca de su intersección con el Quivel, hasta los Montes del Aguacate, cruzando el Tárcoles.

Otras fallas asociadas, también NW y posiblemente activas, serían las Zapote (12 km) y Bajos de Jorco (16 km), dextrales, aproximadamente paralelas a la falla Jaris, en interacción con la Picagres. La falla Junquillo (7 km) se encuentra entre las Purires y Picagres.

La reinterpretación sismotectónica sugiere que la actividad de 1990 estaría relacionada con las fallas Picagres y Purires, y menormente con la Zapote, Bajos de Jorco, Junquillo y noroeste de Jaris. Disparada por el terremoto de Cóbano del 25 de marzo de 1990, entre marzo y abril habría estado asociada con la falla Purires, migró a Picagres entre fines de abril y junio, en cuyo ramal este ocurrirían los dos sismos de magnitudes entre 4.5 y 4.8, ocurridos los días 7 y 8 de junio, algunos de los mayores del enjambre de Puriscal de 1990. Los mecanismos focales obtenidos para los eventos principales del enjambre denotan principalmente un fallamiento con desplazamiento de rumbo con planos nodales de rumbo NE y desplazamiento sinistral y rumbo NW de desplazamiento dextral. Desde mediados de junio se repartió la sismicidad entre ambas fallas principales, y desde el 30 de junio a la primera quincena de julio en la Purires. Allí se habría originado el sismo del 30 de junio de 1990 de  $M_w$  5.1 (Sismo de Barbacoas). Este sismo tuvo un movimiento oblicuo dextral inverso, con una longitud de ruptura de 9 km.

La actividad sísmica disminuyó desde julio hasta inicios de diciembre, y luego se incrementó hasta el terremoto de Piedras Negras, ocurrido el 22 de diciembre de 1990 ( $M_w$  6.0), con una longitud de ruptura de 11 km, cuyo mecanismo focal indica que se originó en una falla dextral N-S (Montero et al., 1991), coincidente entonces con el ramal occidental de la falla Picagres. Las rupturas observadas en el terreno en ese entonces, o bien sería asociadas con fallas secundarias, o por deslizamientos, pues es improbable una ruptura cosísmica superficial.

### **Fuente Sísmica Local Somera GARITA**

Montero (2001) en el análisis de la tectónica regional, menciona que la falla Tárcoles continúa en los Montes del Aguacate mediante una serie de fallas secundarias de rumbo cercano al NNE, que son fallas de probable movimiento oblicuo sinistral-normal. Similares conclusiones han especulado Denyer et al. (2003, 2009), Denyer & Alvarado (2007) y Porras et al. (2012), pero el reciente estudio de Montero & Rojas (2014) muestra que el fallamiento en esa zona estaría regido por fallas en dirección NW, principalmente entre la Candelaria y Jaris y la zona de Puriscal, de modo que parece menos improbable la conexión.

Es posible que en esta región también existan fallas inversas de rumbo cercano al E-W, como se observó en la unión de los ríos Grande y Virilla, donde una serie de fallas imbricadas inversas que se alinean al sur, afectan una lava cuaternaria que sobreyace al aluvi6n. Es por ello que Montero (2001) concluye que la conexi6n entre las fallas Tárcoles y La Garita sea mediante relevo transpresivo. En el ca6n6n del río Grande, el anterior sistema de fallas continúa con la falla Garita, de rumbo NE que termina al norte en la falla Alajuela. Geomorfol6gicamente, describe que la falla presenta valles lineales y sillas de falla. Esta falla corta los dep6sitos ignimbríticos cuaternarios de la Formaci6n Tiribí (de 322 ka). Denyer et al. (2003) en el Atlas Tect6nico de Costa Rica, presentan la falla Garita como una falla de rumbo sinistral y la correlacionan con el sistema Tárcoles.

En la periferia de la falla La Garita, la sismicidad durante el periodo 1992-2006 es escasa. Para el enjambre de 1990 no se registr6 actividad en dicha falla, pero sí se observan muchos eventos en otras de las fallas de Puriscal. Los mecanismos focales realizados para los eventos principales de este enjambre muestran soluciones de fallamiento de rumbo.

### **Fuente sísmica Local Somera JAVILLOS – PEÑAS BLANCAS**

Hacia el sureste de la Laguna Arenal se han ubicado varias fallas, entre las que se encuentran Javillos-Peñas Blancas y Jabonal. Se han identificado rasgos geomorfol6gicos y neotect6nicos característicos de su potencial sismo-genético.

La falla Javillos-Peñas Blancas es en realidad un sistema de fallas normales que se extienden a lo largo del río Peñas Blancas, con rumbo ENE-WSW, donde fuentes termales activas y fósiles dan evidencia de su actividad reciente (Laporte et al., 1995). Se extiende por espacio de por lo menos 25 km y posiblemente hasta 40 km (cf. Alvarado, 2009; Denyer et al., 2009) y es responsable del ahondamiento que ha sufrido el río Peñas Blancas. Ha presentado actividad sísmica conspicua disparada por los sismos de Nicoya de 1950 y de Sámara de setiembre del 2012.

En su sector SW, en Peñas Blancas, hay una serie de fuentes termales alineadas de alta temperatura (60-100°C), así como tras manifestaciones termales en el sector de Pocosol. El sector noreste (Javillos), muestra el bloque sureste levantado como un semigraben basculado, principalmente en un área de sedimentos aluviales y epiclastos litificados (cf. Alvarado, 2009).

### **Fuente sísmica Local Somera JABONAL**

La falla Jabonal está mapeada sin nombre por Schulz et al. (1987) y luego por Denyer et al. (2003; 2009). Es un sistema de fallas alineado NE-SW de 15 a 20 km de

longitud que definen uno de los límites occidentales del Sistema de Falla Longitudinal de Costa Rica en su sector noroeste, en Guanacaste. La generación de eventos sísmicos en esta región se ha ido incrementando a en los últimos años y sugieren que la ocurrencia de un sismo de importante magnitud en los últimos años sea alta. Las evidencias morfológicas y lineamiento a lo largo del río del mismo nombre de esta falla son descritas por Villegas (1997). Incluye la falla Jamaical de Denyer et al. (2003; 2009), de unos 15 km de longitud, y se prolonga de manera posible, en el tramo Florencia, como una falla inversa que sobrecorre parte de la secuencia volcánica del Paleo-Platanar-Porvenir, aunque en este término noreste de la fuente, la sismicidad somera es muy difusa.

### **Fuentes Sísmicas Locales Someras CÓBANO – CEDRO y GIGANTE**

Estas fuentes sísmicas están localizadas en el extremo sureste de la Península de Nicoya, y tienen la característica de que parte de la sismicidad catalogada como somera (prof. <25 km) en realidad está asociada con el proceso de subducción, en tanto que la sismicidad interplaca es generada entre los 12 y 26 km de profundidad en el SE de la península (Newman et al., 2002; DeShon et al. 2006).

Es notorio, sin embargo, que existe una real sismicidad cortical somera, como lo atestiguan los epicentros mostrados en la Figura 37, y los datos de sismos sentidos, como uno de M 3.6 ocurrido en la periferia de Cóbano el 4 de febrero del 2011 (Barquero et al., 2012) y otra sismicidad de magnitud discreta. Recientemente se han remapeado una serie de rasgos neotectónicos sobresalientes en el sureste de la península, como las fallas Gigante, Cedro, Dominica, Lepanto, Sonzapote, Arío, Bongo y Cóbano, cuyo potencial sísmico no ha sido analizado en toda su dimensión (Montero & Denyer, 2011; Denyer et al., 2014).

Este sector de la península formaría parte una provincia tectónica con un movimiento de escape tectónico del antearco hacia el noroeste, producto de la colisión de la cordillera del Coco bajo en margen convergente del centro y sur de Costa Rica (Montero & Denyer, 2011). Así, el fallamiento neotectónico en la península de Nicoya y sus alrededores (Figura 22), obedecería principalmente a esta rotación del bloque mencionado. Los patrones estructurales en el sector norte del extremo oriental de la península es de fallas inversas, en la fuente Gigante, mientras que en la fuente Cóbano-Cedro, es de desplazamiento de rumbo sinistral. Esta última fuente puede presentar patrones tectónicos más fácilmente identificables como neotectónicos, en tanto deforma y corta terrazas marinas levantadas y algunos depósitos aluviales del Pleistoceno Superior-Holoceno.

### 6.3. RECURRENCIA Y ACTIVIDAD DE LAS FUENTES SÍSMICAS

El modelo estocástico de Poisson para ocurrencia de eventos está incorporado en el programa EZFRISK (Mc Guire, 1995, Risk Engineering, 2015). El modelo de recurrencia de magnitud es el propuesto por Richter:

$$\log N_m = a - b \times m \quad (1)$$

El catálogo que se usó para evaluar los parámetros sísmicos de las fuentes sísmicas de este estudio se compiló especialmente para este propósito. Como se explicó previamente, se basa en el Catálogo Sísmico para América Central actualizado al 30 de abril del 2017, usando los boletines de la Red Sismológica Nacional de Costa Rica (RSN) y el de International Seismic Center del reino Unido (ISC), que compila las magnitudes y localizaciones para eventos reportados por otras agencias internacionales.

En el catálogo se realizaron ejercicios estadísticos para evaluar la homogeneidad y completitud para las diferentes zonas para diferentes ventanas de tiempo. Se generaron relaciones empíricas para la conversión de las diferentes magnitudes. Todos los eventos han sido recalculados para ser expresados en magnitud momento. La base de datos actual para la zona centroamericana está ajustada a partir del siglo XVI (1541) y hasta el 28 de febrero del 2019. Para este estudio se utilizaron 114 850 sismos localizados entre las coordenadas de latitud 7° - 13° N y longitud 81.5° - 87.0° W. De ellos, 79 532 son de profundidades menores a 25 km y 35 318 son de profundidades mayores a 25 km hasta 250 km.

Este catálogo, que comprende todo Costa Rica, fue mejorado buscando e incorporando todos los tipos de magnitud reportadas para la mayor cantidad de eventos posible. De esta manera un mismo evento se reporta con una, dos o tres magnitudes diferentes que pueden ser: magnitud coda o magnitud duración ( $M_C$ ), magnitud local ( $M_L$ ), magnitud B o de onda de cuerpo ( $M_b$ ), magnitud superficial o onda superficial ( $M_S$ ) y magnitud momento ( $M_W$ ). Por esa razón, uno de los primeros pasos a realizar fue realizar la homogenización del catálogo. Se verificó la completitud del catálogo para las diferentes ventanas de tiempo, determinándose que se encuentra completo a partir del año 1960, para sismos  $M_W \geq 4.0$ .

Para la evaluación de los parámetros sísmicos, el catálogo se ha dividido en eventos someros y profundos, con el límite establecido en 25 km de profundidad para fuentes corticales someras. Para las fuentes corticales adyacentes de las fuentes de

subducción cerca de la Trincherla Mesoamericana, donde la sismicidad de ambos procesos puede traslaparse, se respetó la geometría de la loza buzante para seleccionar los sismos de la subducción somera y el resto se le adjudicó a las fuentes corticales. En el extremo SW de las fuentes regionales corticales esta sismicidad osciló entre 0-10 km y en el extremo NW hasta aproximadamente 25-30 km, dependiendo del buzamiento de la loza. En la fuente Caribe el rango de profundidad se amplió a 40 km.

En la Figura 23 se muestra la sismicidad asociada a las fuentes de subducción (sismicidad somera cerca de la trinchera mesoamericana y la sismicidad profunda en otras partes), junto con las fuentes de subducción, en la Figura 24 se muestra la sismicidad somera, junto con las fuentes regionales someras, y en la Figura 25 lo mismo con las fuentes locales someras.

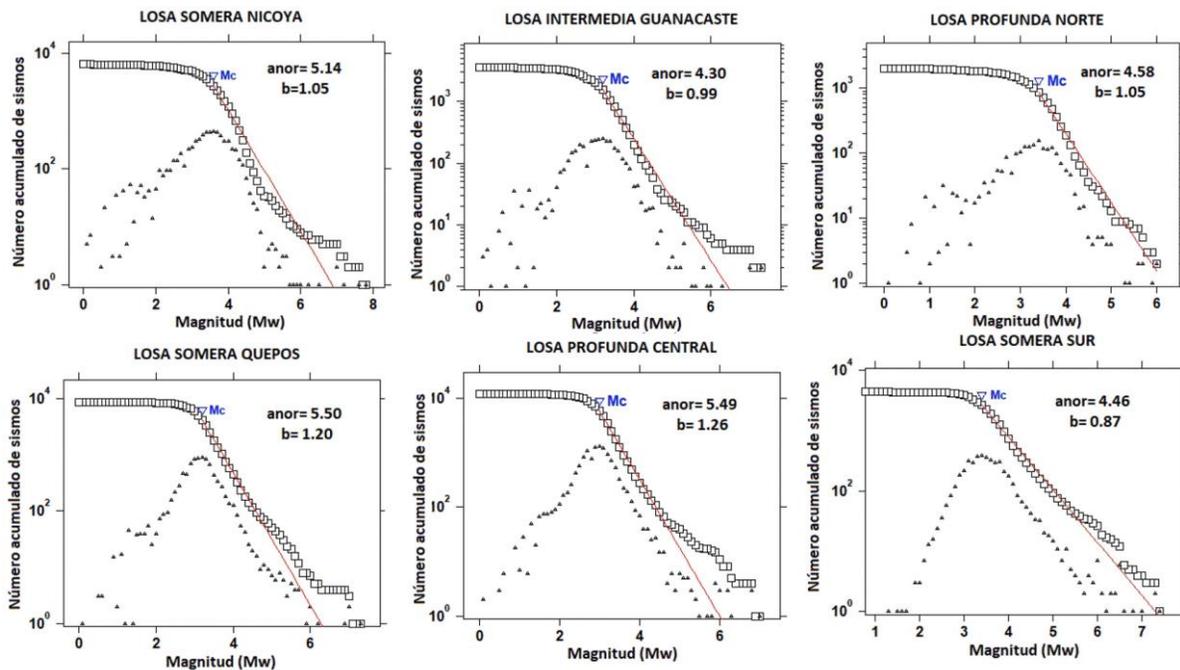


Figura 26: Parámetros  $a_{nor}$  y  $b$  de las fuentes sísmicas profundas de subducción.

La determinación de los parámetros 'a' y 'b' es el resultado de la regresión estadística usando la máxima verosimilitud para la relación de recurrencia arriba citada para los eventos registrados en la correspondiente fuente en la correspondiente ventana de profundidad. El intervalo de magnitud para el cálculo es de 0.2 M. Los valores de 'a' y 'b' determinados para cada fuente están en las Tablas

2, 3 y 4. Los parámetros 'a' fueron normalizados por año, como lo requiere el EZFRISK. Las Figuras 26, 27, y 28 muestran las relaciones de magnitud frecuencia para las fuentes de subducción, regionales someras y locales someras.

Para la integración de la amenaza sísmica, se calcularon para las fuentes locales someras dos conjuntos de parámetros 'N' y 'b' (2 casos de "actividad"). El primer conjunto de valores se calculó con la sismicidad que se ubica dentro de las respectivas fuentes, dentro de una profundidad de 0-25 km, al igual que las fuentes regionales someras. Para el segundo caso de 'actividad' de las fuentes locales someras, se adoptaron directamente los valores 'b' de las fuentes regionales donde se ubican. Luego, el valor de 'N' se calculó como una proporción del valor del 'N' de la fuente regional somera donde se ubican. Estos valores fueron aplicados al los casos de 'Actividad 2' de las fuentes locales.

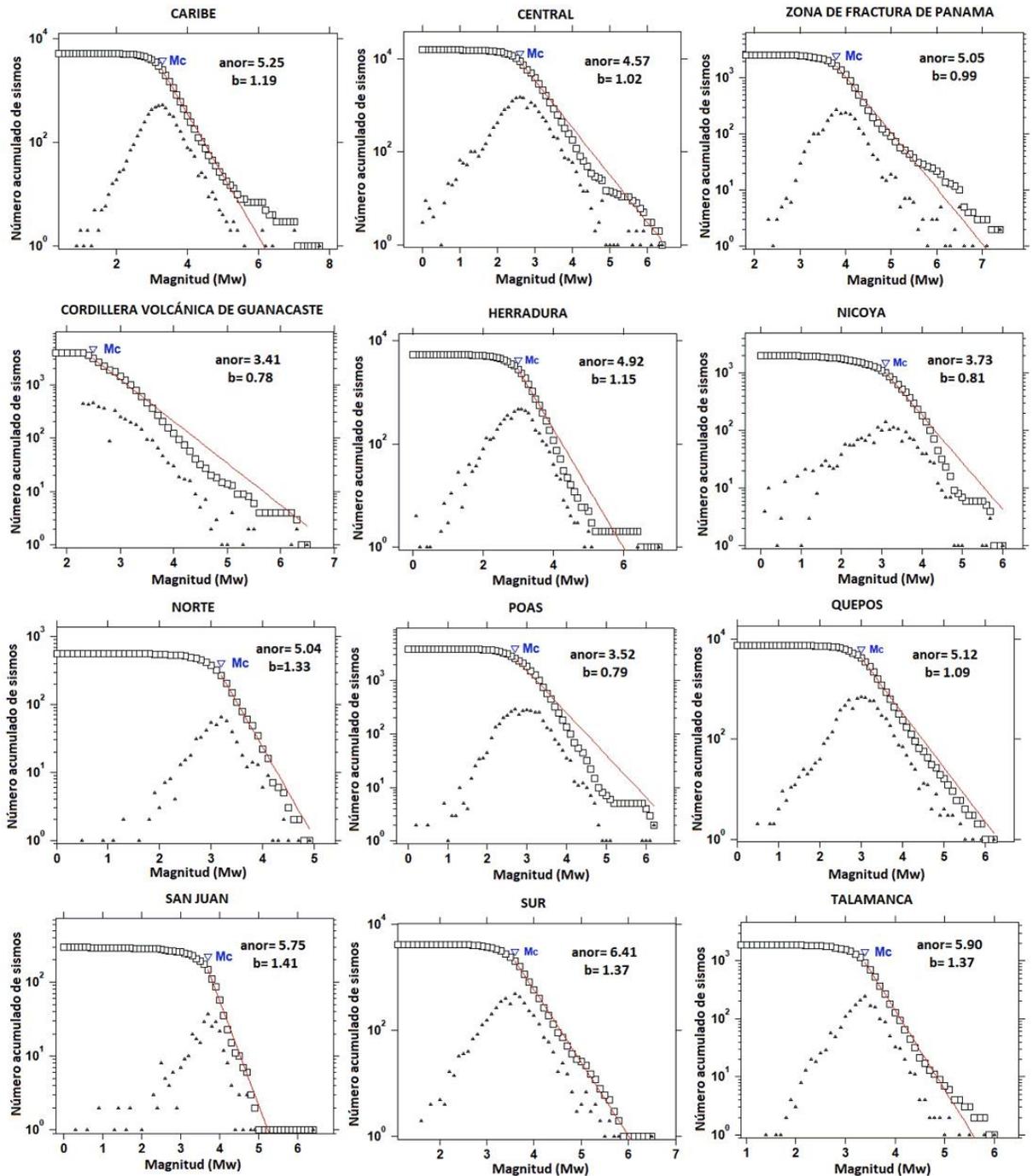


Figura 27: Parámetros  $a_{nor}$  y  $b$  de las fuentes sísmicas regionales someras.

Para las fuentes regionales someras que contienen fuentes locales someras dentro de su extensión, hay que reducir el valor “N” para no tomar en cuenta dos veces la sismicidad de las fuentes locales. En este estudio, las fuentes regionales someras Nicoya, Cordillera Volcánica de Guanacaste, Herradura y Poás fueron

reducidas respectivamente al 85 %, 77 %, 30 % y 54 %, en la integración de la amenaza sísmica.

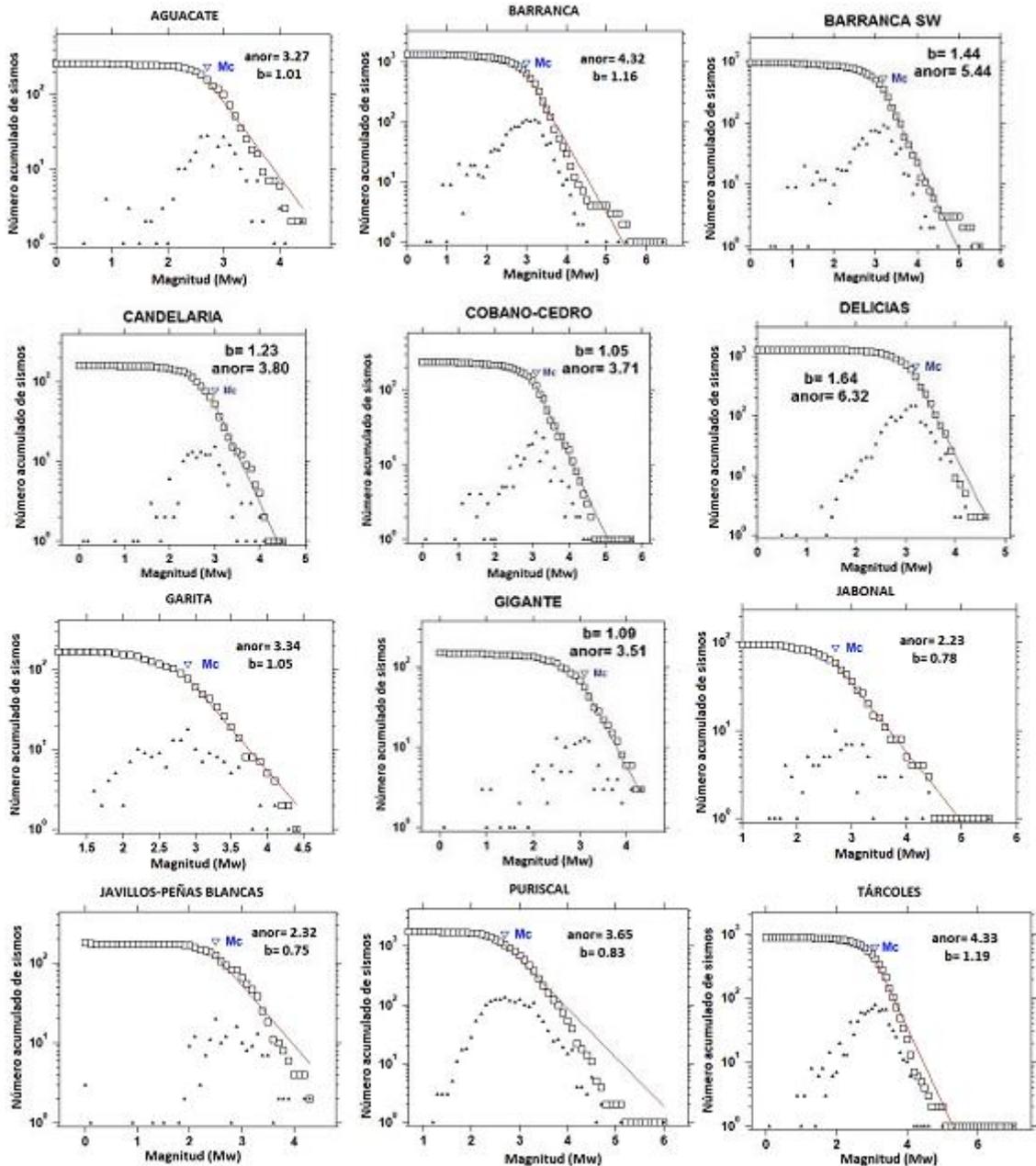


Figura 28: Parámetros  $a_{nor}$  y  $b$  de las fuentes sísmicas locales.

En el caso de la “Actividad 2”, del 15 % de la actividad que le fue sustraída a Nicoya, se le asignó un 10% a Cobano y un 5% a Gigante; del 23 % de la actividad que le fue sustraída a Cordillera Volcánica de Guanacaste, el 15 % se le asignó a Javillos-Peñas Blancas, y el 8 % a Jabonal; del 49 % de la actividad que le fue

sustraída a Poás, se le asignó un 5 % a Garita, el 6 % a Aguacate, y el 35% a Puriscal; y finalmente, del 70 % de la actividad que le fue sustraída a Herradura, se le asignó un 25 % a Barranca, un 20% a ambas Delicias y Tarcoles, y un 5 % a Candelaria. Las actividades de las fuentes de subducción son iguales y siempre se incluyen en los casos de “Actividad 1” y “Actividad 2”.

#### **6.4 RELACIONES DE ATENUACIÓN**

Se estudiaron varias fórmulas atenuación (Bozorgnia et al. 2014, Douglas 2004, 2006 y 2008, Power et al, y Abrahamson & Shedlock, 1997) para su aplicación en este estudio. Por la riqueza de las bases de datos y la alta vulnerabilidad de las estructuras del oeste de los EEUU, se han derivado muchas relaciones de atenuación para los sismos corticales, como las de Boore, Joyner y Fumal de 1993 y 1997, las de Sadigh de 1993 y 1997, las de Idriss de 1993, las de Campbell de 1993, 1997, 2003 y 2007. También se estudiaron fórmulas de atenuación para bases de de datos a nivel mundial como las de Ambraseys & Douglas 2003 y las de Abrahamson & Silva, 1997. Los Japoneses también poseen una de las bases de datos mas extensas del mundo y han generado varias formulas de atenuación (Zhao et al. 2006, Fukushima et al, 1988). En este estudio se seleccionaron y aplicaron diferentes fórmulas de atenuación para las fuentes corticales y de subducción.

El Proyecto NGA (Next Generation Attenuation Models, Power et al., 2008) presentó en 2008 cinco conjuntos de fórmulas de atenuación elaboradas por los cinco grupos de investigadores principales que presentaron sus modelos en 1997 (Abrahamson & Shedlock, 1997). Estos modelos se designan actualmente como NGA-West1 para diferenciarlos de las actualizaciones de los mismos modelos de 2014, NGA-West2 (Bozorgnia et al. 2014).

El NGA es un proyecto multidisciplinario coordinado por el PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) en asociación con el U. S. Geological Survey y el Southern California Earthquake Center. El proyecto generó cinco relaciones de atenuación por cinco equipos que durante el desarrollo del proyecto trabajaron independientemente pero interactuando entre sí. El proyecto incluyó además una componente de investigación en la que se desarrolló, actualizó y expandió la base de datos de movimientos fuertes del terreno de PEER, incluyendo la recopilación de información complementaria sobre el tipo geotécnico de sitio de las

estaciones, modelos tectónicos de los sismos y geología del camino fuente - sitio de registro.

La base de datos disponible para los 5 equipos en la primera versión incluyó 3551 registros de 173 sismos corticales en todo el mundo, aunque gran cantidad de estos son del oeste de los EEUU. Solo los registros del sismo de Managua y su réplica (diciembre 1972), de entre la gran cantidad de acelerogramas de Centro América, se incluyeron en la base de datos PEER.

La segunda versión del 2014 aumentó el rango de magnitudes desde 3.0 a 7.9. Contó con un total de 21,332 registros (de 4149 instrumentos), de los cuales 10,706 son registros de sismos de magnitudes pequeñas ( $3.0 \leq M \leq 4.5$ ). Muchos de estos registros se obtuvieron con instrumentos de movimientos fuertes del terreno cada vez más numerosos y accesibles. Adicionalmente, varios sismos corticales de mucho impacto a nivel mundial fueron agregados a esta base de datos: el de Wenchuan, China M7.9 de 2008, el de Cucapah, México de M7.2 de 2010, dos de Nueva Zelanda de 2010 y 2011 de M7.0 y M6.2, respectivamente, el de Bam, Irán de 2003 M6.6, el del Aquila, Italia 2009 (M6.3), Denali, Alaska de 2002 de M7.9 y el de Parkfield, California de 2004 (6.0). Estos registros y gran cantidad de otros del Japón han dado un carácter mucho más internacional a las fórmulas del NGA-West2 con respecto al NGA-West1. Otro aspecto importante en los nuevos registros incluidos en la base de datos NGA fue el aumento de los diferentes tipos de sitio geotécnico. Esto ha dado pie para generar nuevos coeficientes de amplificación para diferentes condiciones de suelos, que en la versión del 2016 del código sismo resistente ASCE-SEI 7, se han incorporado. Durante el procesamiento de datos para segunda versión del NGA se realizó un esfuerzo de reprocesar los registros de NGA West1 para ampliar el ancho de banda utilizable para los registros, en especial para utilizarlos a periodos más largos.

Los cinco equipos que generaron fórmulas de atenuación fueron 1) Abrahamson y Silva (2008) – Abrahamson, Silva y Kamai (2014), 2) Boore y Atkinson (2008) – Boore, Stewart, Seyhan y Atkinson (2014), 3) Campbell y Bozorgnia (2008) - Campbell y Bozorgnia (2014), 4) Chiou y Youngs (2008) – Chiou y Youngs (2014) y 5) Idriss (2008) - Idriss (2014). Los modelos y sus resultados son para el funcional principal, muy similares en las dos versiones.

Se consideraron las fórmulas de zonas de subducción como las de Youngs et al. (1997) y la de Atkinson y Boore (2003) para todo el mundo, la de Zhao et al. (2006) para Japón y la de Dahle et al. (1995) que incluyen registros de sismos de subducción y corticales someros para la región Centroamericana y México. De

acuerdo a Arango et al (2012), el 75 % de la liberación del momento sísmico en una escala global se produce en las zonas de subducción, pero solo pocos modelos de atenuación se han desarrollado para estas zonas sísmicas. Estos investigadores estudiaron las formulas de atenuación para las zonas de subducción existentes a nivel mundial y evaluaron su idoneidad para modelar las bases de datos de sismos de subducción obtenidos en América del Sur y América Central. Utilizaron un criterio de máxima verosimilitud para tazar a las formulas de atenuación al compararlas con las respectivas bases de datos. Concluyeron que para la base de datos de Centroamérica que analizaron, la fórmula de atenuación de Zhao es la que mejor se aplica. Entre las fórmulas que también recomendaron para Centroamérica, está la de Youngs et al. (1997).

Las fórmulas de atenuación utilizadas para las fuentes corticales fueron las de Dahle et al. 1995 (DAHLE95), Boore, y Atkinson 2008 - (BO+AT08), Abrahamson y Silva 2008 - (AB+SI08), Campbell y Bozorgnia 2008 - (CA+BO08) y Zhao et al. 2006 (ZHAO06). Para las fuentes de subducción se utilizaron las fórmulas de Atkinson y Boore 2003 (ATK+BO03), Dahle et al. 1995 (DAHLE95), Zhao et al. 2006 (ZHAO06) y Youngs et al 1997 (YOUN97). Se consideró que el conjunto de estas siete fórmulas proporcionaba un buen balance entre condiciones tectónicas de fallamiento somero y de subducción que a su vez también incluyen sismos someros de empuje y sismos profundos intraplaca. A la hora de integrar la amenaza sísmica, se consideraron 20 diferentes casos de atenuación al aplicar 5 fórmulas para las fuentes corticales someras y 4 para las de subducción. Todas las fórmulas se utilizaron para el caso en que las condiciones geotécnicas de sitio sean compatibles con roca ( $S_1$  según CSCR 2010).

La relación de atenuación espectral de Dahle et al. (1995) es la tercera actualización de las relaciones de atenuación propuestas para una base de datos de movimientos fuertes del terreno a nivel centroamericano. Un proyecto de investigación auspiciado por el gobierno noruego, hizo posible la recolección y procesamiento de 280 registros, con los cuales se desarrollaron fórmulas de atenuación espectrales. Las dos primeras versiones, de Taylor (1992) y Climent et al. (1994), también se generaron en este proyecto de investigación. De los 280 registros, 157 registros provienen de Costa Rica, 34 de Nicaragua y 27 de El Salvador, y se complementaron con 62 registros de la red de Guerreño, México, para sismos de magnitudes de 7 y 8 que son muy escasos en el banco de datos centroamericano. Los datos incluyen sismos de subducción y sismos corticales someros generados por

fallas de desplazamiento de rumbo, normales e inversas. La relación de atenuación DAHLE95 para aceleración pico se muestra en la Figura 29A.

Abrahamson y Silva (2008) propusieron una fórmula de atenuación para condiciones corticales someras donde utilizaron 2754 registros de 135 sismos dentro del proyecto NGA. Como la mayoría de las formulas NGA, el modelo básico es la suma de varios funcionales que dan oportunidad de incluir funcionales de atenuación geométrica según magnitud y distancia (de ruptura), de tipo de fracturamiento en la fuente (inverso, oblicuo, desplazamiento de rumbo), para el efecto de pared colgante (Hanging wall effect) y de respuesta de sitio no lineal. También hay un término en el modelo de estos investigadores que permite definir la fuente con la profundidad hasta el nivel superior de ruptura y otro para el sitio, definido por la profundidad donde se encuentra la roca caracterizada por una  $V_s = 1000$  m/s Ellos mantuvieron el mismo funcional de atenuación geométrica que el de su modelo de 1997 (Abrahamson y Silva, 1997). En la Figura 29B se muestra la relación de atenuación AB+SI08 para fallamiento de desplazamiento de rumbo.

La segunda relación de atenuación del proyecto NGA utilizada es la de Boore y Atkinson (2008) que es la actualización de la relación de Joyner, Boore y Fumal (1997). Este nuevo modelo fue generado con base en 1574 registros de movimientos fuertes del terreno de 58 sismos someros de la base proporcionada por PEER. El trabajo de estos investigadores, reconocido mundialmente, necesita poca introducción. Además de magnitud y distancia, la relación toma en cuenta condiciones de sitio y tipo de fallamiento y es una de las más sencillas del conjunto NGA. En la Figura 29C se muestra la relación BO+AT05 para condiciones de desplazamiento de rumbo.

El modelo de Campbell y Bozorgnia es el tercero del NGA que se utilizó en este estudio. Esta relación fue desarrollada primordialmente con 1561 registros de 64 sismos corticales someros de la base de datos PEER. El nuevo modelo considera los efectos en la sacudida por tipo de fallamiento, profundidad de ruptura, atenuación dependiente en magnitud, profundidad de ruptura, saturación por magnitud, “efecto de hanging wall” y no linealidad del suelo. En la Figura 29D se muestra la relación CA+BO08 para condiciones de desplazamiento de rumbo.

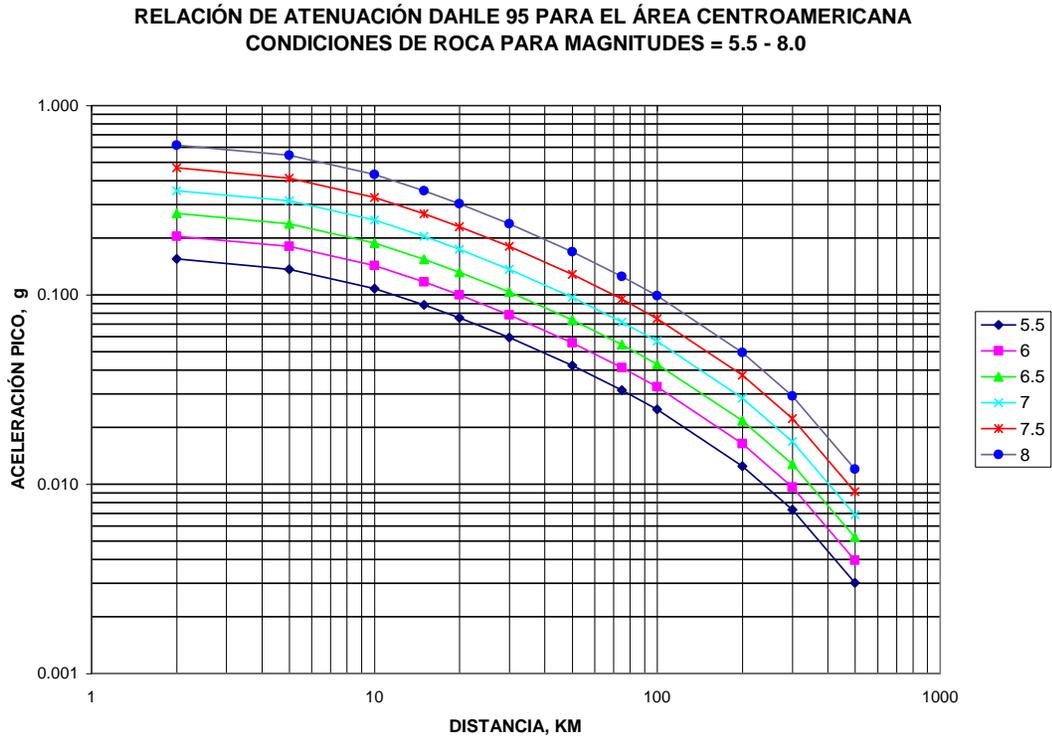
La fórmula de Youngs et al. (1997) se basó en sismos de subducción de varios lugares como Chile, Perú, Alaska, Cascadia (Frente a la costa de Pacífica del estado de Washington, EE.UU.), Japón, México y las Islas de Salomón en el Pacífico Sur. Los aproximadamente 475 registros de sismos de subducción utilizados en esta relación fueron tipificados en dos, los de interfase y los de intraplaca. Se utilizaron

registros con magnitudes momento mayores a 5 y distancias entre 10 y 500 km. Los sismos someros de interfase son de empuje de ángulo somero, generados en la interfase entre la placa subducida y la placa cabalgante. Los de intraplaca ocurren dentro de la placa subducida a un ángulo alto y son de fallamiento normal, que responden a la tensión del buzamiento hacia debajo de la placa subducida. Esta fórmula proporciona coeficientes para diferenciar entre estos dos mecanismos de subducción. En la Figura 29E se muestra la relación YOUN97.

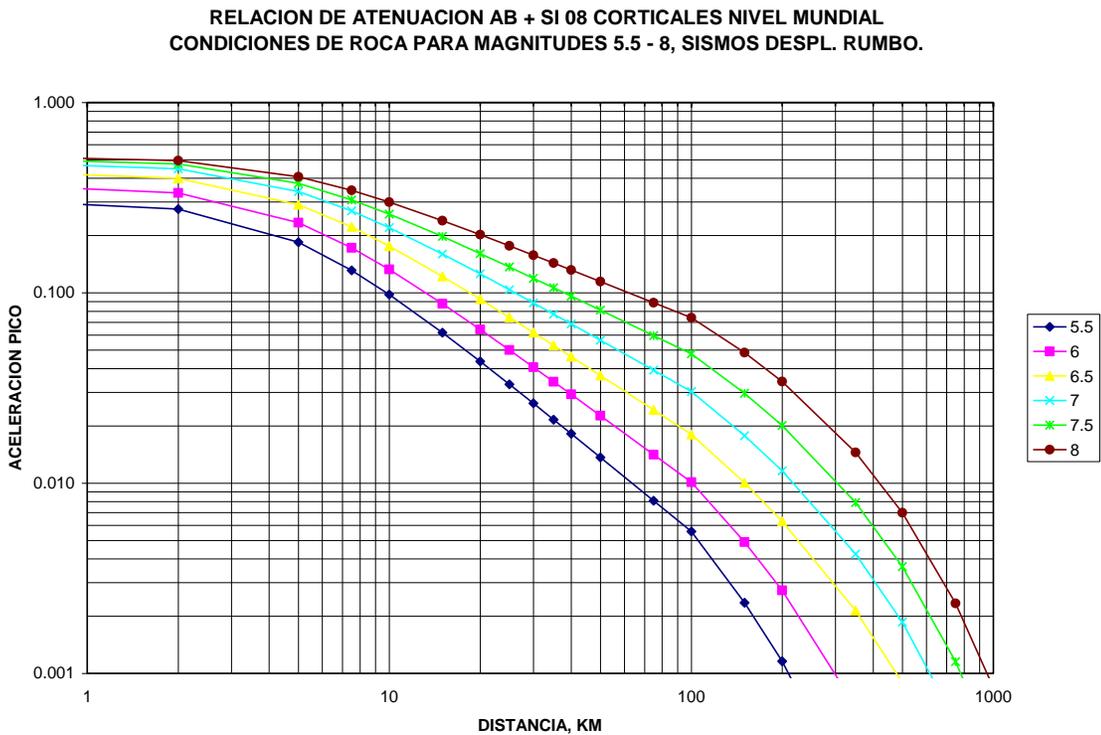
El conjunto de relaciones de atenuación espectrales que presentan Zhao et al (2005) fue generado con una muy extensa base de datos de movimientos fuertes del terreno de 4726 registros, de los cuales 4518 son de Japón y el resto son del oeste de los EEUU y de Iran. La base de datos se subdividió en los diferentes mecanismos de la fuente (sismos corticales, sismos de subducción de interfase- someros y sismos profundos de losa subducida). Esta fórmula por tanto, brinda diferentes opciones para modelar los distintos mecanismos tectónicos mencionados. En el modelo se utilizó un algoritmo presentado por Abrahamson Youngs en 1992, que modela la atenuación geométrica, incluye términos para el tipo de fallamiento y para el tipo de sitio de registro. Este es el modelo de atenuación utilizado con más posibilidades de modelar el tipo de fuente y ruptura, y se muestra en la Figura 29F.

La relación de atenuación de Atkinson y Boore (2003) incluyó más de mil registros de sismos de subducción a nivel mundial incluyendo registros de Japón, México, Centro América, y la región de Cascadia. Al igual que las fórmulas de atenuación para subducción más actualizadas, distingue entre los mecanismos de sismos someros de interfase y los profundos de intraplaca. Para los sismos de empuje mayores que se pueden generar en la interfase, la sacudida sísmica experimenta menos atenuación con respecto a distancia que para sismos menores, con potencial de dañar una amplia zona. Los sismos de intraplaca generan a distancias similares, sacudidas mayores que las generadas por sismos de interfase de igual magnitud, sin embargo, los de intraplaca se atenúan más con distancia. Esta relación se muestra en la Figura 29G.

Se consideraron veinte diferentes escenarios a partir de las siete fórmulas de atenuación escogidas para la integración de la amenaza sísmica, utilizando 4 diferentes fórmulas de atenuación para las fuentes de subducción y 5 diferentes fórmulas de atenuación para las fuentes corticales someras: 1) subducción utilizando ATK+BO03, DAHLE95, YOUN97y ZHAO06, 2) corticales utilizando DAHLE95, BO+AT08, AB+SI08, CA+BO08 y ZHAO06.



**Figura 29 A: Relación de Atenuación de Dahle et al., 1995.**



**Figura 29 B: Relación de Atenuación de Abrahamson y Silva, 2008**

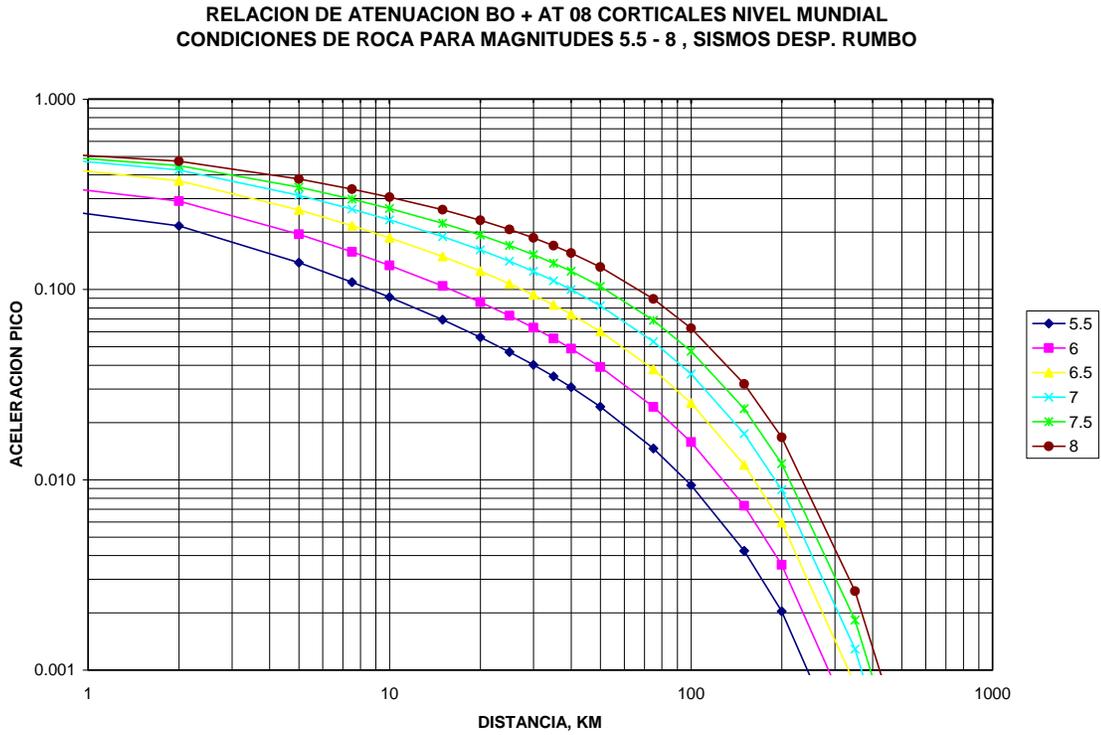


Figura 29 C: Relación de Atenuación de Boore y Atkinson, 2008.

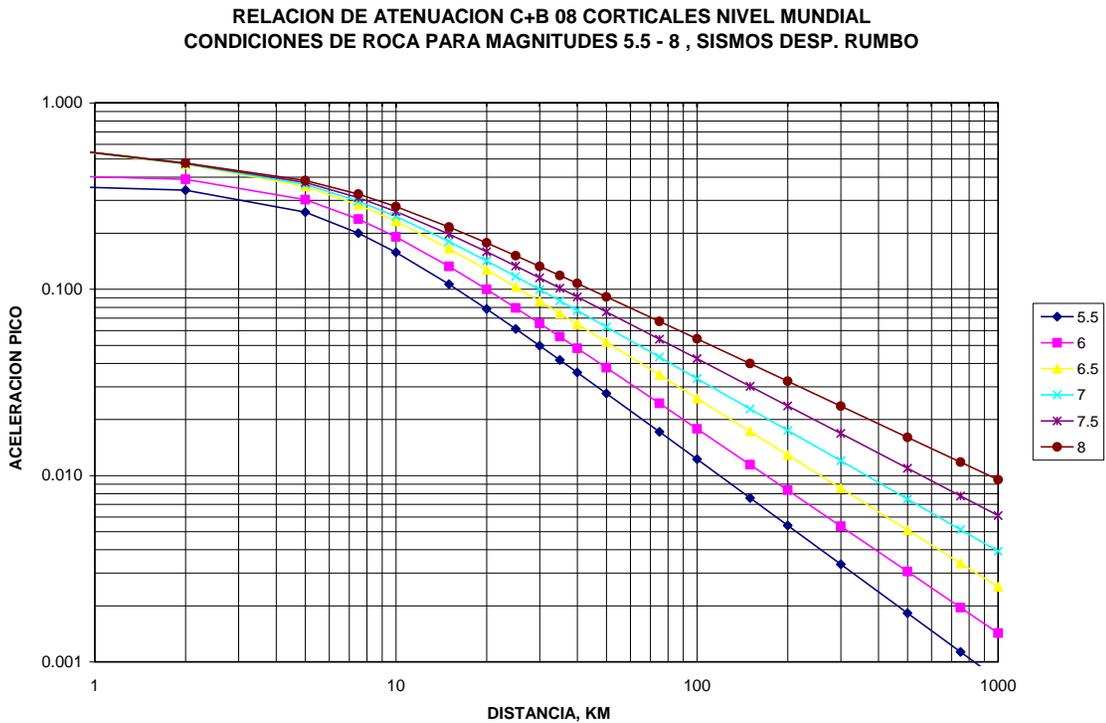


Figura 29 D: Relación de Atenuación de Campbell y Bozorgnia, 2008.

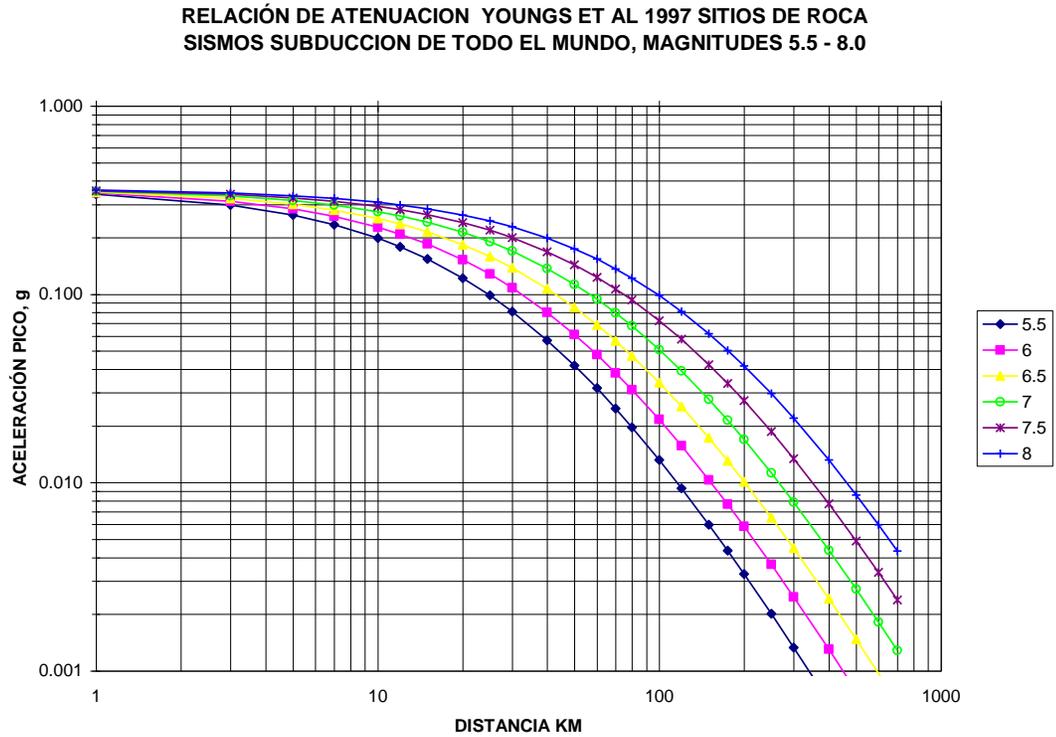


Figura 29 E: Relación de Atenuación de Youngs et al. 1997.

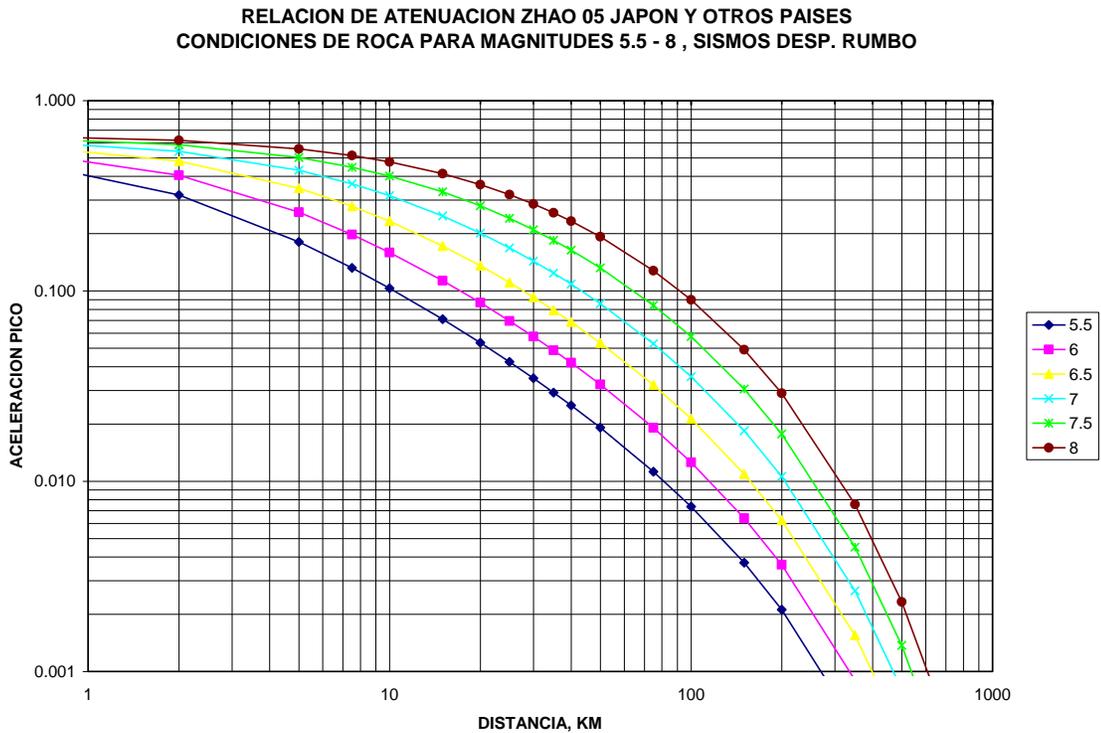


Figura 29 F: Relación de Atenuación de Zhao et al. 2005

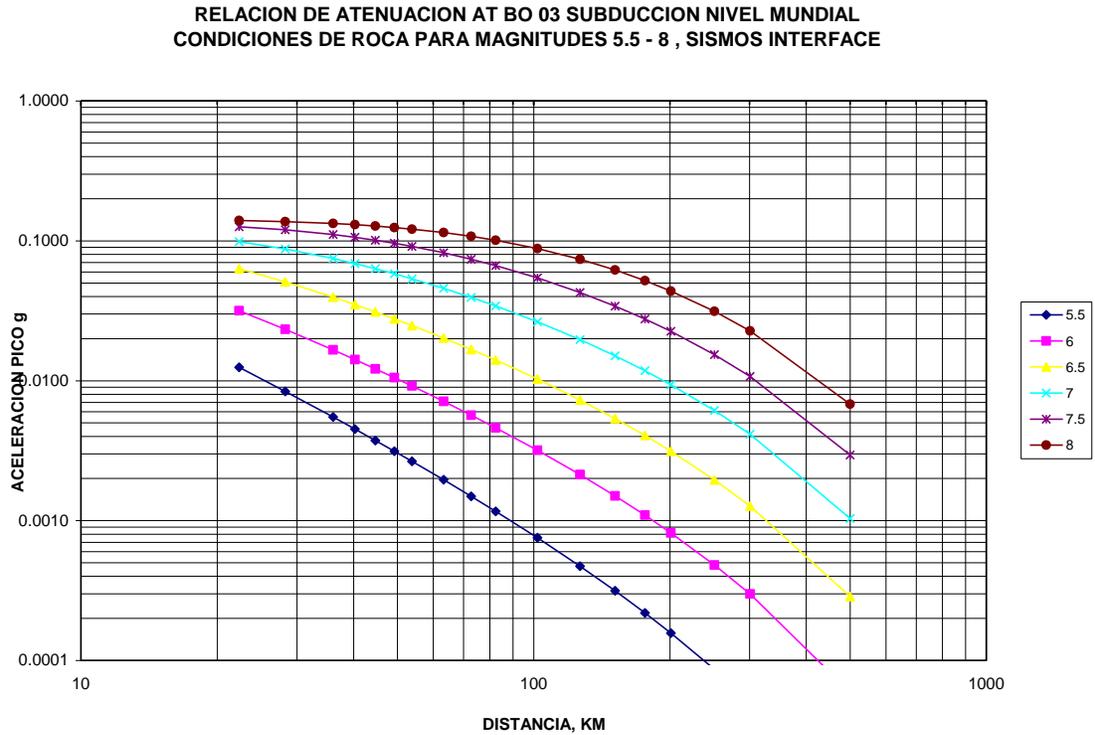


Figura 29 G: Fórmula de atenuación de Atkinson y Boore, 2003

## 6.5. INTEGRACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

La amenaza sísmica se evaluó para el sitio del rompeolas Caldera, cuyas coordenadas geográficas son 9° 54' 49" latitud N, y 84° 43' 38" longitud W (ver Figuras 15, y 16).

La evaluación de la amenaza sísmica se llevó a cabo utilizando el programa EZFRISK V 7.62 (Risk Engineering, 2015), que permite integrar fuentes sísmicas con diversas geometrías y relaciones de recurrencia, así como asignar simultáneamente varias formulas de atenuación para cada fuente. El programa fue originalmente escrito por Robin Mc Guire en 1976 cuando laboraba con el USGS y se le han incorporado multiples mejoras desde entonces. Este algoritmo resuelve la ecuación para el “planteamiento de la probabilidad total”. La aplicación del teorema de ‘probabilidad total’ es la base para la integración de la amenaza sísmica que puede ser expresada mediante la siguiente relación:

$$H(a) = \sum_i v_i \iint P[A > a | m, r] f_{M_i}(m) f_{R_i | M_i}(r | m) dr dm \quad (2)$$

Donde:  $H(a)$  es la amenaza, expresada como la tasa anual de sismos que producen una intensidad de movimiento del terreno en el sitio mayor que un valor 'a'. El parámetro 'A' puede representar aceleración pico, velocidad o desplazamiento, o puede ser pseudo aceleración (o velocidad) espectral para una frecuencia dada. La sumatoria de la Ecuación (1) cubre todas las fuentes sísmicas y  $\nu_i$  es la tasa anual de sismos de magnitudes (mayores que la magnitud mínima de interés,  $M_{0(i)}$ ) para la fuente sísmica 'i' y  $fM(i)(m)$  y  $fR(i)|M(i)(r|m)$  son las funciones de distribución de probabilidad de magnitud y distancia para cada fuente.  $P[A>a|m,r]$  es la probabilidad de que un sismo de magnitud 'm' a una distancia 'r' produzca una intensidad de movimiento fuerte del terreno mayor que 'a' (McGuire, 1995, Risk Engineering 2015).

Para determinar el impacto de la incertidumbre en los parámetros de entrada, en especial la evaluación de los parámetros sísmicos de las fuentes, la profundidad de las fuentes y las fórmulas de atenuación, se adoptó el enfoque de árbol de lógica para la incorporación de varios escenarios analizados e integrados en un solo resultado para el sitio. Se generaron 80 escenarios variando los valores de los principales datos de entrada y a cada parámetro utilizado, se le asignó un peso. La ponderación total de cada escenario es el producto de los pesos asignados a los datos de entrada utilizados en cada caso. Un promedio ponderado de todos los resultados de los escenarios analizados brinda el resultado final. El árbol de lógica utilizado se muestra en la Figura 30, con 80 ramas que provienen de los cuatro parámetros de entrada a los que se les asigna 2, 4 ó 5 valores ó 2, 4 ó 5 opciones a cada uno. El peso se muestra para cada caso en la columna de la derecha de la Figura 30; por ejemplo para el caso 6, el peso =  $0.40 \times 0.50 \times 0.20 \times 0.30 = 0.01200$ . Los 80 escenarios aquí contemplados se generaron tomando en cuenta diferentes opciones para: dos profundidades para cada una de las fuentes (la profundidad media menos la mitad de una desviación estándar y la media más la mitad de una desviación estándar, Tabla 5), veinte escenarios para las fórmulas de atenuación (Apartado 6.4 - cinco para las corticales y cuatro para las de subducción) y dos maneras de evaluar la actividad de las fuentes locales someras (Apartado 6.3):  $80 = 2 \times 5 \times 4 \times 2$ .

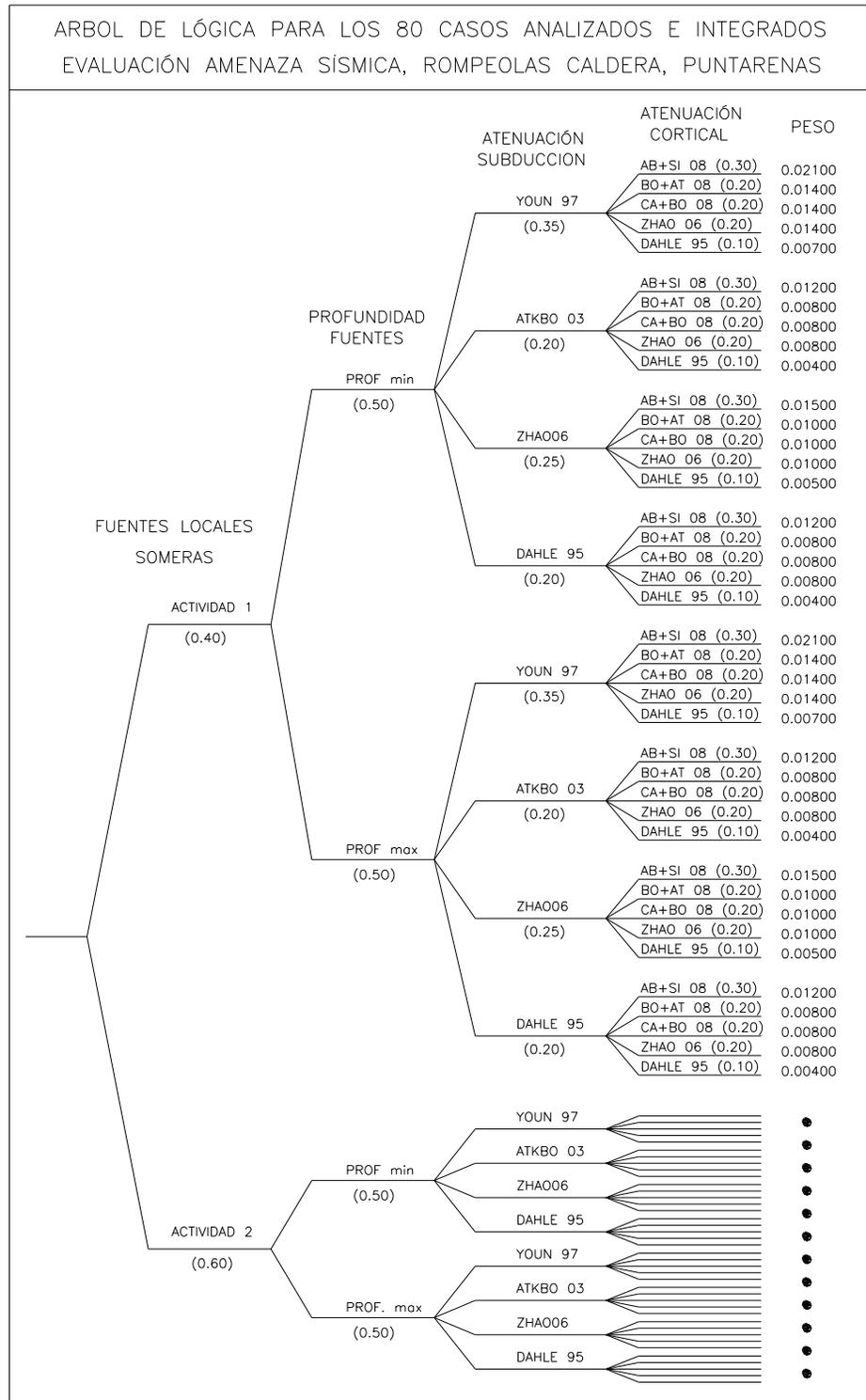


Figura 30: Árbol de lógica para la integración de los resultados de la amenaza sísmica.

## 7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El programa EZFRISK Versión 7.65 (Risk Engineering, 2015) presenta los resultados de la amenaza sísmica como la probabilidad de excedencia anual de que un nivel de aceleración pico o pseudo aceleración sea excedida. En este estudio se calcularon para el sitio las probabilidades de excedencia para los siguientes parámetros de la sacudida sísmica: aceleración pico, pseudo aceleración (PSA) para los siguientes periodos espectrales - 0.05 seg, 0.1 seg, 0.2 seg, 0.3 seg, 0.4 seg, 0.5 seg, 0.75 seg, 1.0 seg, 2.0 seg, 3.0 seg y 4.0 seg. Con estos resultados se pueden generar los espectros de iso amenaza para cualquier periodo de retorno que se desee. Sin embargo en este estudio la sacudida sísmica se caracteriza principalmente por la aceleración pico y la aceleración pico efectiva.

El programa EZFRISK Versión 7.65 (Risk Engineering, 2015) permite entre otras cosas estimar la contribución de la amenaza sísmica de cada una de las fuentes sísmicas para cada uno de los parámetros de la sacudida sísmica que se mencionaron en el párrafo anterior. Este estudio, como se centra en la aceleración pico, se comentará la contribución de las fuentes a este parámetro, aunque también se se comentarán los resultados en función de pseudo aceleración para el periodo de 0.2 segundos.

### 7.1. ACELERACIÓN PICO VS. PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA

En la Figura 31 se muestran los resultados de amenaza sísmica integrados según el procedimiento de árbol de lógica de los 80 casos para el sitio del rompeolas Caldera. En esta figura se muestra la probabilidad anual de excedencia para los siguientes parámetros de la sacudida sísmica: aceleración pico (PGA, raya negra), pseudo aceleración (PSA) para para los siguientes periodos espectrales: 0.05 seg, 0.1 seg, 0.2 seg, 0.3 seg, 0.4 seg, 0.5 seg, 0.75 seg, 1.0 seg, 2.0 seg, 3.0 seg, y PSA para 4.0 seg. Estos resultados se calcularon para condición de roca ( $S_1$ , CSCR y LDSRP, B según NEHRP 2015, AASHTO 2014, ASCE/SEI 7-10 y ASCE/SEI 7-16).

En la Tabla 6 se muestran los resultados de la Figura 31. Adicionalmente a la probabilidad anual de excedencia, se muestra la probabilidad de excedencia para diversos lapsos, de 50, 75, 100 y 150 años. Estos lapsos son típicos valores para las vidas útiles de estructuras.



**Figura 31 Resultados del estudio de amenaza sísmica sitio rompeolas Caldera.**

El parámetro de aceleración pico efectiva (APE), en vez aceleración pico, es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por varios de los códigos sismo – resistentes para describir la sollicitación dinámica, entre ellos el CSCR 2010 y los “Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes” (LDSRPCR 2013). El concepto de APE originalmente propuesto por Newmark define una magnitud de aceleración que podía ser utilizada para generar el nivel apropiado de movimientos del terreno en el rango de períodos de interés ingenieril al escalar formas espectrales normalizadas (Reiter, 1990). Varias definiciones fueron propuestas para describir este parámetro apropiadamente. La definición de la aceleración efectiva que se adoptó en el CSCR 2010 proviene del ATC 3-06 y representa el movimiento del terreno para períodos en el rango de 0.1 a 0.5 segundos, donde se dan los valores espectrales mayores de aceleración. Se calcula dividiendo el promedio de las ordenadas espectrales de aceleración para el 5% de amortiguamiento en este rango por la constante 2.5. Laporte (2006) verificó que la APE es aproximadamente a  $0.8 \times$  aceleración pico del terreno para el banco de datos de movimientos fuertes del terreno de Centroamérica.

<b>TABLA 6: RESULTADOS DE AMENAZA SÍSMICA EN ROCA PARA EL SITIO DEL ROMPEOLAS BARRANCA, PUNTARENAS</b>							
Probabilidad anual de excedencia	Período retorno (años)	Probabilidad de excedencia en “L” L = (años)				Aceleración pico g	APE, g
		L = 50	L = 75	L = 100	L = 150		
$2.00 \times 10^{-2}$	50	0.632	0.777	0.865	0.950	0.208	0.166
$1.00 \times 10^{-2}$	100	0.393	0.528	0.632	0.777	0.260	0.208
$5.00 \times 10^{-3}$	200	0.221	0.313	0.393	0.528	0.324	0.259
$4.00 \times 10^{-3}$	250	0.181	0.259	0.330	0.451	0.346	0.277
$3.33 \times 10^{-3}$	300	0.154	0.221	0.283	0.393	0.364	0.291
$2.11 \times 10^{-3}$	475	0.100	0.146	0.190	0.271	0.414	0.331
$2.00 \times 10^{-3}$	500	0.095	0.139	0.181	0.259	0.420	0.336
$1.00 \times 10^{-3}$	1000	0.049	0.072	0.095	0.139	0.502	0.401
$9.68 \times 10^{-4}$	1033.5	0.047	0.070	0.092	0.135	0.506	0.405
$6.67 \times 10^{-4}$	1500	0.033	0.049	0.064	0.095	0.553	0.443
$5.00 \times 10^{-4}$	2000	0.025	0.037	0.049	0.072	0.592	0.473
$4.04 \times 10^{-4}$	2475	0.020	0.030	0.040	0.059	0.621	0.497
$3.33 \times 10^{-4}$	3000	0.017	0.025	0.033	0.049	0.648	0.519
$2.50 \times 10^{-4}$	4000	0.012	0.019	0.025	0.037	0.690	0.552
$2.00 \times 10^{-4}$	5000	0.010	0.015	0.020	0.030	0.723	0.578
$1.43 \times 10^{-4}$	7000	0.007	0.011	0.014	0.021	0.775	0.620
$1.00 \times 10^{-4}$	10000	0.005	0.007	0.010	0.015	0.832	0.665

Con base en la vida útil de la estructura, y la probabilidad de excedencia para este lapso, el diseñador podrá escoger la aceleración pico que él juzgue es el mejor balance entre seguridad y costos. El ingeniero de diseño tiene que escoger la probabilidad de excedencia que considere aceptable como su solicitud de diseño. Para la vida útil de la estructura, su análisis de diseño cubrirá las solicitudes que sean iguales o menores al valor escogido. Hay que tener en cuenta que las solicitudes mayores del correspondiente valor escogido no estarán cubiertas, y son las que representan riesgo. Las consideraciones del diseñador de costos mayores para riesgos menores tienen que llegar a un balance aceptable.

El Código Sísmico de Costa Rica (versión vigente CSCR 2010) y desde hace varias versiones atrás, ha sido congruente con conclusiones del ATC 34 (1995) donde se reportó que mayoría de los códigos de construcción requerían para el diseño de estructuras “normales” una solicitud sísmica con una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de 50 años. Este reglamento clasifica a las estructuras de acuerdo a su importancia en la Tabla 4.1. En esta tabla se presenta el factor “I” para cinco categorías de estructuras, que es el factor multiplicativo por el cual se debe incrementar la demanda

sísmica de referencia (para la zonificación sísmica de la Figura 2.1 en este documento, que representa un periodo de retorno de 500 años, aproximadamente 9.5 % de probabilidad de excedencia en 50 años, ver Tabla 6 de la página anterior). Para las edificaciones “esenciales” y “riesgosas” el factor I es 1.25, para las edificaciones de “ocupacion especial” o “ocupacion normal” el factor I es 1.00 y para edificaciones “misceláneas”, que incluyen los edificios de baja ocupacion como galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos, el factor I es de 0.75.

Para un periodo de retorno de 500 años, la Tabla 6 muestra una aceleración pico de 0.420 g y una aceleración pico efectiva de 0.336 g.

En el Apartado 1.3 del mencionado reglamento, “Alcance y Limitaciones”, este dice textualmente: “a) Los requisitos contenidos en este código se refieren específicamente a edificaciones tales como edificios para vivienda, comercio u oficinas de uno o varios pisos, espacios de uso público como iglesias, escuelas, teatros, museos o salas de conciertos, naves industriales, bodegas, hangares o edificios para estacionamiento de automóviles, entre otros. Estos requisitos pueden también aplicarse a otro tipo de estructuras de naturaleza y comportamiento afín...” En el Apartado 1.3 c) menciona a las obras, para las cuales las especificaciones de este código no son aplicables, ya “que por su carácter singular, su gran importancia o elevado costo que deben ser objeto de metodologías específicas mas refinadas, tanto para definir su demanda sísmica como en los métodos de análisis o en el cálculo y detalle de sus elementos y componentes.” En este mismo apartado menciona que para estas obras “se debe definir un conjunto de *objetivos de desempeño* de acuerdo a su importancia, vida económica útil, y consecuencias de posibles daños para la sociedad y su entorno.”

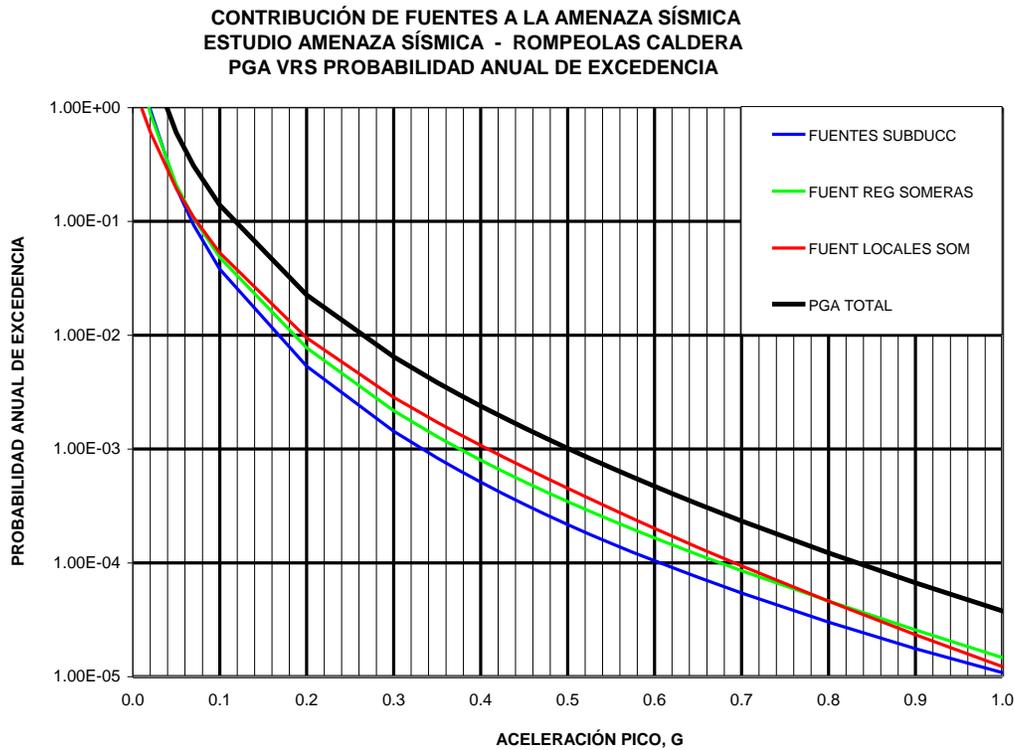
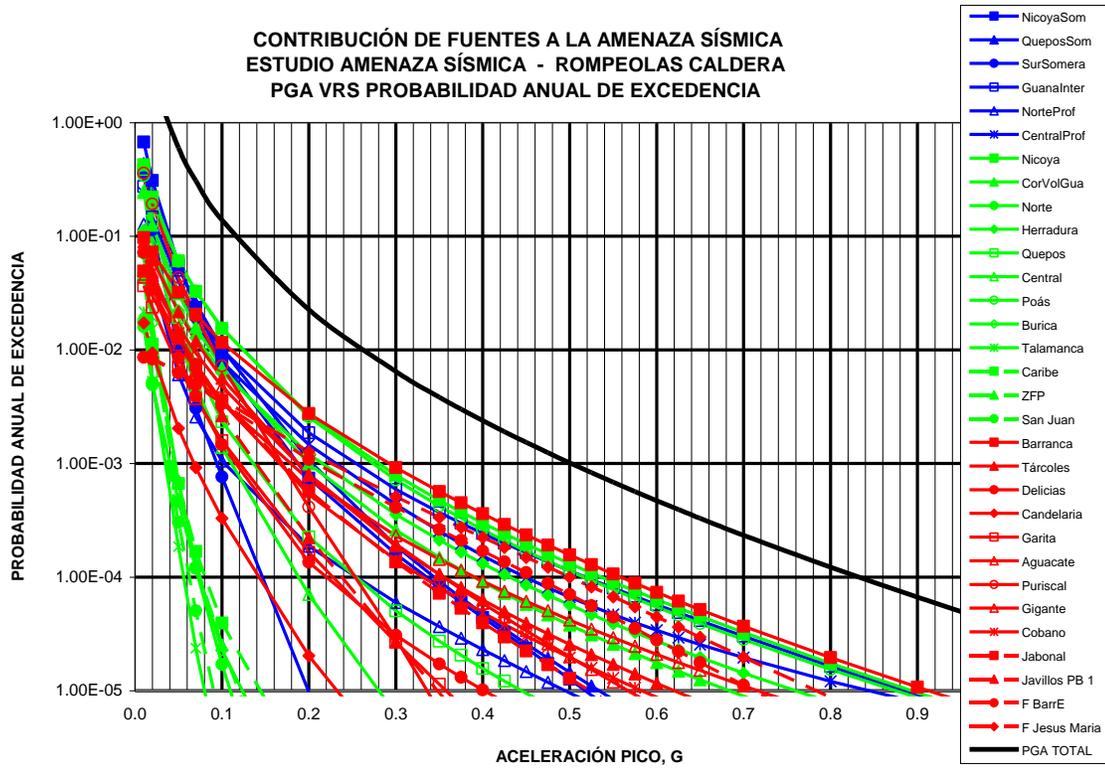
En el caso de una estructura como el rompeolas de Caldera, para definir el nivel de sacudida para analizar el potencial de licuación en su fundación, se pueden aplicar los criterios expuestos en el CSCR 2010 y arriba citados. Si la falla del rompeolas no pone en peligro ninguna vida y además las consecuencias economicas de su falla, en cuanto a la operación de las instalaciones del puerto no son significativas, se podría clasificar como una estructura miscelánea y su nivel de APE sería reducido a 0.252 g. En caso de falla y que los costos de operación del puerto sean significativos, el nivel de APE debe ser de 0.336 g. Finalmente, si las instalaciones del Puerto Caldera se consideran que deben quedar operacionales después de un sismo de magnitud importante, como parte del esfuerzo para atender la emergencia, la APE debe ser 0.420 g.

## **7.2. CONTRIBUCIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS A LA AMENAZA SÍSMICA CARACTERIZADA POR LA PGA Y A LA PSA DE T = 1 SEG Y 0.2 SEG**

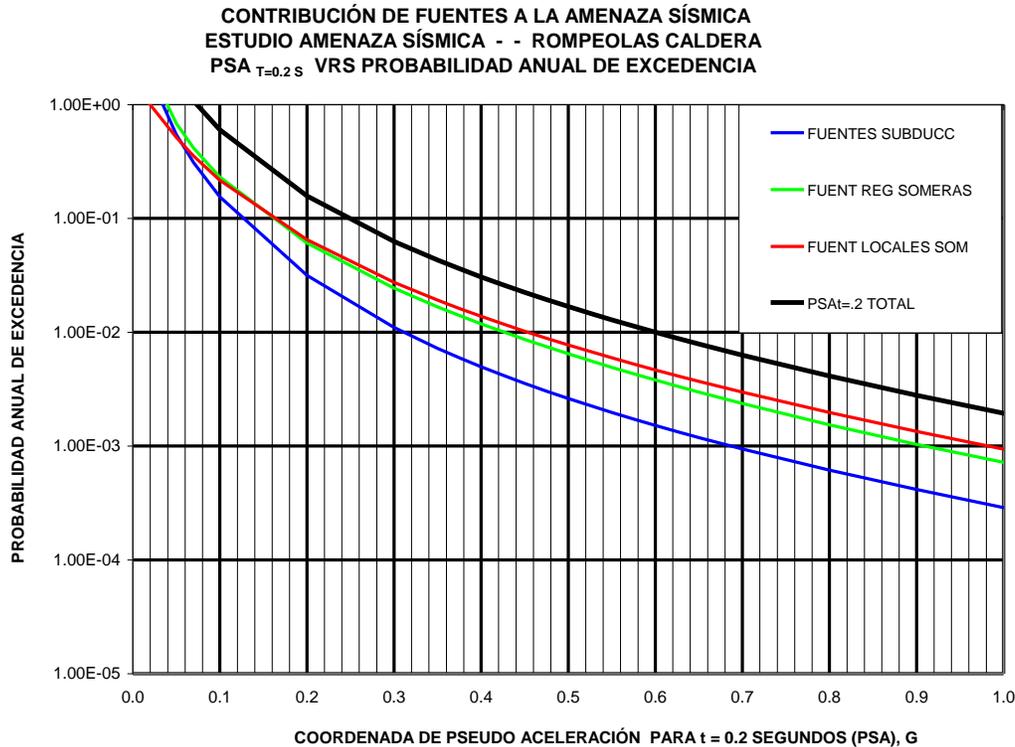
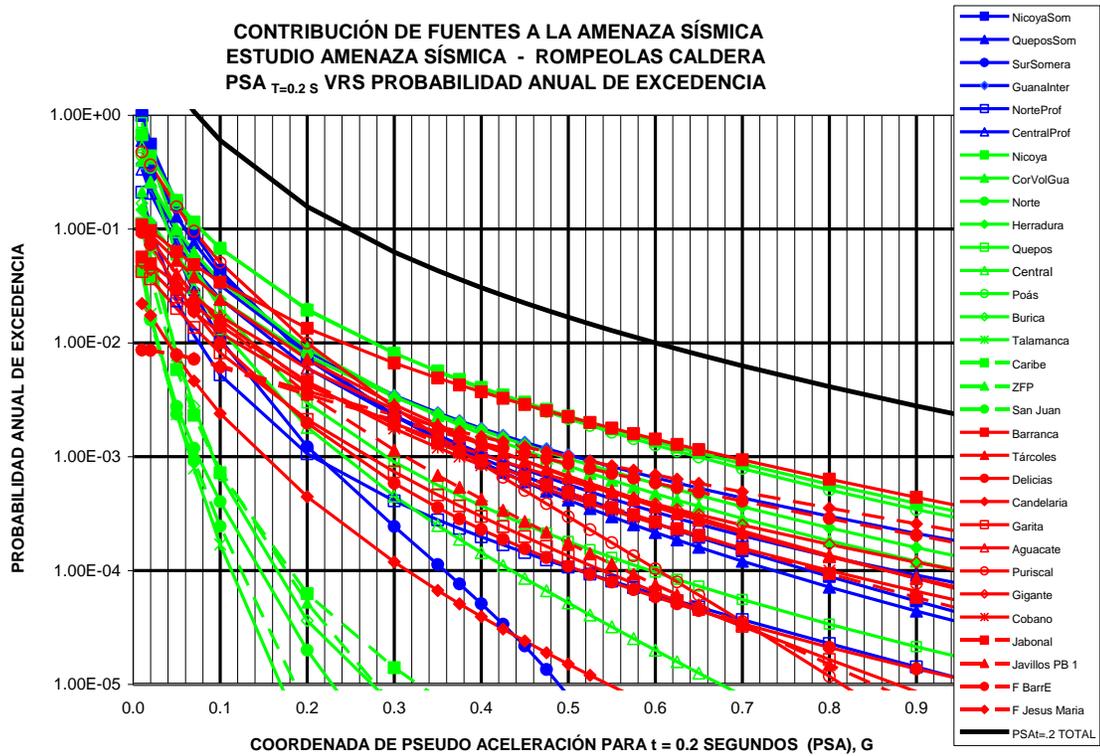
El programa EZFRISK Versión 7.62 (Risk Engineering, 2015) presenta los resultados desagregando la contribución de la amenaza sísmica de cada una de las fuentes. Esta contribución se presenta para cada uno de los parámetros de la sacudida sísmica que se requiere. En este estudio, como se mencionó (y se observa en la Figura 30), la amenaza sísmica se definió para los siguientes parámetros de la sacudida: aceleración pico, pseudo aceleración (PSA) para 0.05 seg, PSA para 0.1 seg, PSA para 0.2 seg, PSA para 0.3 seg, PSA para 0.4 seg, PSA para 0.5 seg, PSA para 0.75 seg, PSA para 1.0 seg, PSA para 2.0 seg, PSA para 3.0 seg, PSA para 4.0 seg. La discusión a continuación se centrará en la amenaza sísmica definida por la aceleración pico, pero también se comentarán los resultados en función de pseudo aceleración para 0.2 segundos.

En la Figura 32 A se muestra la amenaza sísmica expresada como aceleración pico con las líneas negras para el sitio y la contribución a la amenaza sísmica de cada una de las 31 fuentes sísmicas. Las fuentes de subducción se muestran en azul, las regionales someras en verde y las locales en rojo. En la Figura 32 B se muestra la amenaza sísmica expresada como aceleración pico con las líneas negras para el sitio y la contribución de las fuentes agrupadas en las tres categorías de: subducción (raya azul), regionales someras (raya verde) y locales someras (raya roja).

Se puede observar de la Figura 32 A como las fuentes individuales contribuyen a la amenaza sísmica expresada como aceleración pico del sitio, habiendo muchas fuentes con contribución similar, Sin embargo la fuente local Barranca, representada como área (línea roja), dos someras regionales (verdes, la Nicoya y la Poás) y la de subducción Guanacaste intermedia (azul) son las más importantes en la contribución de la amenaza sísmica. En la Figura 32 B, al agrupar la contribución a la amenaza sísmica según fuentes de subducción (azul), regionales someras (verde) y locales someras (rojo), se puede observar que las fuentes locales someras son las mayores contribuyentes, seguidas en un rango similar por las fuentes regionales someras y las fuentes de subducción.



**Figuras 32 A y B: Contribución a la amenaza sísmica expresada como aceleración pico, para el sitio rompeolas Caldera de las fuentes A) cada una individualmente y B) agrupadas como: fuentes de subducción, fuentes regionales someras y locales somera.**



**Figuras 33 A y B: Contribución a la amenaza sísmica expresada como PSA  $T= 1.0$  seg, para el sitio rompeolas Caldera de las fuentes A) cada una individualmente y B) agrupadas como: fuentes de subducción, fuentes regionales someras y locales somera.**

En la Figuras 33 A y 33 B se muestra la amenaza sísmica expresada como pseudo aceleración para  $t = 0.2$  seg y la contribución a esta de las 31 fuentes; al igual que en la Figura 32, las líneas de los diferentes colores muestran los tres tipos de fuentes sísmicas, y la Figura A muestra a las fuentes individualmente y la Figura B agrupadas. Para el caso de la amenaza sísmica expresada como pseudo aceleración  $t = 0.2$  seg, se puede observar de la Figura 33 A que la fuente local Barranca y las dos regionales antes mencionadas, Nicoya y Poás, son las mayores contribuyentes y se distancian del grupo de fuentes subsiguientes. En el grupo que sigue, la contribución importante a la amenaza sísmica está proporcionada por las fuentes Subduccion Guanacaste Intermedia, regional Nicoya, y las dos fallas, la falla Barranca y la falla Jesús María.

En la Figura 33 B, al agrupar las fuentes, las rojas, las locales, siguen siendo las más importantes y las regionales le siguen con una diferencia muy pequeña. Las fuentes de subducción para la amenaza sísmica expresada como PSA en  $t = 0.2$  s tienen una contribución de segundo orden.

### **7.3. VALORES DE ACELERACIÓN HORIZONTAL Y VERTICAL Y COEFICIENTES SISMICOS**

La evaluación de la amenaza sísmica en este estudio se estimó para una condición del tipo geotécnico S1 (CSCR 2010 Y B de acuerdo a ASCE SEI 7-10, NEHRP 2015, AASHTO 2014), ya que todas las fórmulas de atenuación se aplicaron para este tipo de sitio. Las condiciones geotécnicas del sitio por su parte afectan la sollicitación sísmica y pueden amplificarla, deamplicarla o cambiarle su contenido espectral. Se han llevado varios proyectos de investigación para estimar la magnitud de esta amplificación de la sacudida sísmica y se han generado, para este efecto, los coeficientes de tipos de sitio, llamados  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$ . El primer coeficiente muestra la amplificación de la aceleración pico, el segundo la amplificación del espectro de la sacudida sísmica en sus valores máximos (periodos entre 0.1-4 s) y el tercer coeficiente la amplificación del espectro de la sacudida sísmica en sus periodos largos (en el rango de 1.0 s). Para definir la aceleración pico en otros sitios diferentes a roca, habría que multiplicar el valor de la PGA en roca por  $F_{pga}$ .

Martin y Dobry (1994) presentaron los coeficientes de tipos de sitio para ser incorporados en los códigos sismo resistentes mundiales en la elaboración de espectros. Estos resultados fueron el esfuerzo de varios investigadores que se reunieron en varios talleres para analizar los acelerogramas de los grandes sismos

destruictivos de las décadas 70, 80 y principios de los 90. En la base de datos se incluyeron terremotos de subducción y corticales, donde las sacudidas sísmicas mostraron grandes diferencias en función con el tipo de sitio geotécnico. Estos fueron los coeficientes de tipo de sitio que se utilizaron en los códigos sísmicos más importantes del mundo (SEAOC, NEHRP, IBC, ASCE/SEI 7-04, ASCE/SEI 7-10, AASHTO 2014) por dos décadas. Los coeficientes Martin y Dobry, tal como son mostrados en el ASCE / SEI 7-10 se presentan en la Figura 34. En el CSCR el coeficiente  $F_{pga}$  se llama  $C_a$ , pero tiene los mismos valores. Para valores intermedios a los mostrados en la Figura 34, el ASCE / SEI 7-10 recomienda la interpolación lineal.

Table 11.4-1 Site Coefficient,  $F_a$ 

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) (PGA = 0.1g = 0.2g)		Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Parameter at Short Period = 0.3g	Spectral Response Acceleration (= 0.4g = 0.5g)	
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

Table 11.4-2 Site Coefficient,  $F_v$ 

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Parameter at 1-s Period				
	$S_l \leq 0.1$	$S_l = 0.2$	$S_l = 0.3$	$S_l = 0.4$	$S_l \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_l$ .

**Figura 34: Coeficientes de tipos de sitio según ASCE SEI 7-10, vienen de Martin y Dobry, (1994)**

Seyhan y Stewart (2014) se incorporaron al proyecto de investigación NGA-West 2 y ahí propusieron otros coeficientes de tipos de sitio que fueron incorporados por ASCE/SEI 7-16. Estos son algo diferentes a los de Martin y Dobry. A pesar de que tienen una base de datos muy amplia tienen la desventaja de que no incluyen acelerogramas de subducción (solo registros de sismos corticales) estos coeficientes, tal como se incorporaron en el ASCE / SEI 7-16 se presentan en la Figura 35.

**Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient,  $F_s$**

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	Section 11.4.8	Section 11.4.8	Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

**Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient,  $F_v$**

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE <sub>R</sub> ) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 <sup>a</sup>	2.0 <sup>a</sup>	1.9 <sup>a</sup>	1.8 <sup>a</sup>	1.7 <sup>a</sup>
E	4.2	See Section 11.4.8				
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_1$ .  
<sup>a</sup>Also, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

**TABLE 11.8-1 Site Coefficient  $F_{PGA}$**

Site Class	Mapped Maximum Considered Geometric Mean (MCE <sub>G</sub> ) Peak Ground Acceleration, PGA					
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA = 0.5	PGA ≥ 0.6
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.3	1.2	1.1	1.1
E	2.4	1.9	1.6	1.4	1.2	1.1
F	See Section 11.4.8					

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of PGA.

Figura 35: Coeficientes de tipos de sitio según ASCE SEI 7-16, vienen de Seyhan y Stewart, (2014).

**TABLE 11.9-1 Values of Vertical Coefficient  $C_v$**

Mapped MCE <sub>R</sub> Spectral Response Parameter at Short Periods <sup>a</sup>	Site Class A, B	Site Class C	Site Class D, E, F
	$S_s \geq 2.0$	0.9	1.3
$S_s = 1.0$	0.9	1.1	1.3
$S_s = 0.6$	0.9	1.0	1.1
$S_s = 0.3$	0.8	0.8	0.9
$S_s \leq 0.2$	0.7	0.7	0.7

<sup>a</sup>Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_s$ .

Figura 36: Valores de los coeficientes verticales  $C_v$ , tomado del ASCE SEI 7-16.

Bozornia y Campbell en 2004, presentaron un procedimiento para generar espectros verticales. Este fue adaptado por el NEHRP en 2009 y luego por el ASCE / SEI 7-16. En este procedimiento se presentaron coeficientes de amplificación de sitio para movimiento vertical con base en el valor máximo de pseudo aceleración del espectro horizontal de la correspondiente sacudida. Estos se presentan en la Figura 36.

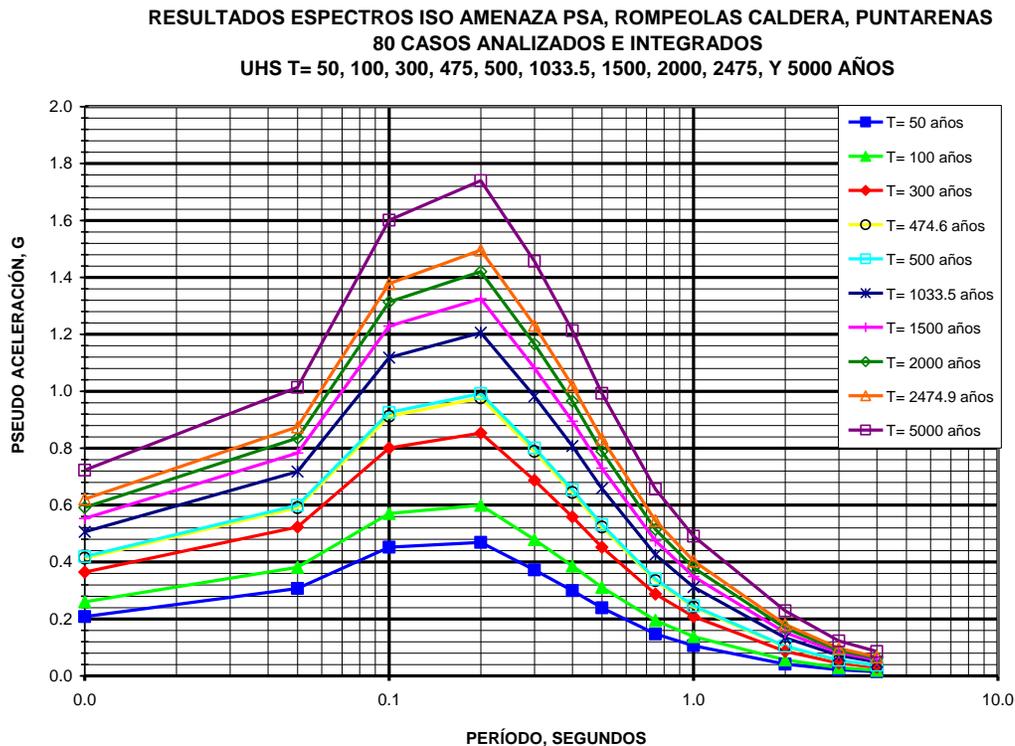
<b>TABLA 7: ACELERACIÓN PICO Y COEFICIENTES PSEUDO ESTÁTICOS PARA TIPOS DE SITIO S1, S2 y S3 (B, C, Y D), ROMPEOLAS CALDERA, PARA LA SOLICITACION SISMICA DE REFERENCIA DEL CSCR, DE UN PERIODO DE RETORNO = 500 AÑOS. (Coeficientes Martin y Dobry, ASCE / SEI 7-10 y Bozorgnia y Campbell, 2004)</b>					
	<b>Tipo de Sitio (CSCR)</b>	<b>EPA<sub>h</sub> g</b>	<b>EPA<sub>v</sub> g</b>	<b>K<sub>h</sub></b>	<b>K<sub>v</sub></b>
<b>Estructuras Normales T= 500 años PGA<sub>roca</sub> = 0.420 g</b>	B (S1)	0.336	0.214	0.15	0.07
	C (S2)	0.357	0.249	0.16	0.09
	D (S3)	0.391	0.285	0.18	0.10
		<b>Coeficiente horizontal</b>	<b>Coeficiente vertical</b>		
<b>Valores de Coeficientes de sitio normalizados</b>		<b>F<sub>pga-h</sub></b>	<b>F<sub>pga-v</sub></b>		
	B (S1)	1.000	0.900		
	C (S2)	1.064	1.048		
	D (S3)	1.164	1.197		

De acuerdo a la APE del sitio de un valor de 0.336 g, para un periodo de retorno de 500 años, se calcularon los valores de APE para otros dos tipos de sitio geotécnico (S2 y S3), como  $PGA_{roca} \times F_{pga}$ . Para la componente horizontal se aplicaron los coeficientes de sitio Martin Dobry (que son los utilizados por el CSCR 2010) y para la componente vertical se aplicaron los coeficientes verticales según Bozorgnia y Campbell 2004. También se estimaron los valores de coeficientes sísmicos para su uso en el método pseudo estático. Estos valores se muestran en la Tabla 7, junto con los coeficientes de tipo de sitio para los componentes horizontal y vertical que los generaron.

#### 7.4. ESPECTROS DE ISO AMENAZA

Un espectro de iso amenaza o de amenaza uniforme (UHS, por sus siglas en inglés- uniform hazard spectrum) es una descripción multiparámetro de la sacudida sísmica generada por una evaluación probabilística de la amenaza sísmica cuando se

han aplicado fórmulas de atenuación espectrales (aquellas son capaces de estimar la pseudo aceleración para varios períodos espectrales). El espectro se construye al unir las ordenadas espectrales que corresponden a una misma probabilidad de excedencia (o períodos de retorno). Este espectro no es representativo de un único evento sísmico, sino de todo el entorno tectónico (contemplando diversos eventos de las múltiples fuentes a varias distancias) actuando en conjunto sobre el sitio.



**Figura 37: Espectros de iso amenaza (UHS) para el sitio del rompeolas Caldera, para períodos de retorno de 50,100, 300, 475, 500, 1033.5, 1500, 2000, 2475, 5000, años.**

En este estudio, se generaron los espectros de iso amenaza para períodos de retorno de 50, 100, 300, 475, 500, 1033.5, 1500, 2000, 2475 y 5000 años. En la Figura 37 se muestran los espectros graficados y en la Tabla 8 las ordenadas espectrales de los espectros de iso amenaza para cuatro períodos de retorno. Con base en los valores de los espectros de iso amenaza, se pueden calcular los espectros elásticos por el método de los tres puntos, tal como lo hace el ASCE / SEI 7-10 y ASCE / SEI 7-16. También la construcción de los espectros verticales necesita del valor máximo espectral de la componente horizontal, definidos por los valores del UHS.

El valor espectral máximo para un periodo de retorno de 500 años se utilizó para estimar el valor de aceleración vertical máxima y los coeficientes de amplificación para diferentes tipos de sitio para la sacudida vertical.

<b>TABLA 8: ESPECTROS DE ISO AMENAZA (PSA, G) PARA CUATRO PERIODOS DE RETORNO ESTUDIO AMENAZA SISMICA SITIO ROMPEOLAS BARRANCA</b>				
<b>T, seg</b>	<b>PERIODO DE RETORNO EN AÑOS</b>			
	<b>475</b>	<b>500</b>	<b>1033.5</b>	<b>2475</b>
<b>0.01</b>	0.414	0.420	0.506	0.621
<b>0.05</b>	0.591	0.599	0.718	0.875
<b>0.1</b>	0.912	0.925	1.118	1.378
<b>0.2</b>	0.977	0.992	1.206	1.496
<b>0.3</b>	0.789	0.801	0.982	1.232
<b>0.4</b>	0.644	0.654	0.808	1.019
<b>0.5</b>	0.523	0.531	0.658	0.833
<b>0.75</b>	0.335	0.340	0.426	0.546
<b>1</b>	0.242	0.246	0.312	0.404
<b>2</b>	0.103	0.104	0.134	0.181
<b>3</b>	0.054	0.055	0.071	0.097
<b>4</b>	0.036	0.037	0.049	0.067

## 8. CONCLUSIONES

- Se llevó un estudio de amenaza sísmica de sitio específico para el sitio del rompeolas Caldera. Este se ubica en las coordenadas geográficas 9° 54' 49" latitud N, 84° 43' 38" longitud W, provincia de Puntarenas a 5.3 km al sur de la desembocadura del río Barranca, en la Hoja Barranca escala 1 : 50 000 del IGN, Puntarenas. Desde el punto de vista geotectónico, este sitio se localiza en las cuencas del antearco aledañas al Golfo de Nicoya, según la clasificación morfotectónica de Denyer et al. (2003, 2009). La ubicación del sitio se muestra en las Figuras 15, 16 y 18. De acuerdo al Código Sísmico de Costa Rica vigente (CSCR 2010) el sitio se ubica en la zona sísmica ZIII
- El sitio de estudio está ubicado en el extremo oeste del cinturón de fallas activas que ha sido denominado el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica (CDCCR). En esta zona, el Cinturón Deformado del Centro de Costa Rica, tendría su "salida" del territorio continental a través del sector de la Falla Barranca, y de esta al occidente, se puede modelar toda una provincia con un movimiento de escape tectónico del antearco hacia el noroeste, producto de la colisión de la Cordillera del Coco bajo el margen convergente del centro y sur de Costa Rica. Dos fallas cuaternarias se han ubicado a menos de 5 km del sitio: la falla Barranca que pasa a 4.8 km al norte del sitio y la falla Jesús María que pasa a 3.9 al sur del sitio.
- La amenaza sísmica se calculó con el programa EZFRISK V7.65 para el sitio cuyas coordenadas se citaron supra. Los resultados se presentan en la Figura 31, como una correlación entre la aceleración pico en roca (S1 de acuerdo al CSCR 2010) y su correspondiente probabilidad de excedencia. También se muestra la correlación entre los PSA para diversos periodos (0.05 seg, 0.1 seg, 0.2 seg, 0.3 seg, 0.4 seg, 0.5 seg, 0.75 seg, 1.0 seg, 2.0 seg, 3.0 seg y 4.0 seg) y su correspondiente probabilidad de excedencia. En las Figura 32 A y 32 B se muestran estos resultados expresados como aceleración pico y las contribuciones a la amenaza sísmica de las fuentes sísmicas, individuales y agrupadas. En las Figuras 33 A y B, los mismos resultados expresados como PSA para  $t=0.2$  s.
- En la Tabla 6 los resultados para aceleración pico y aceleración pico efectiva en tipo geotécnico del sitio S1 (roca) se presentan mostrando adicionalmente la probabilidad de excedencia para diversos lapsos típicos de vidas útiles de estructuras. El parámetro de aceleración pico efectiva (APE), en vez aceleración pico, es el parámetro del movimiento del terreno utilizado por varios de los códigos

sismo – resistentes para describir la sollicitación dinámica, entre ellos el CSCR 2010 y los “Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes” (LDSRPCR 2013). El concepto de APE originalmente propuesto por Newmark define una magnitud de aceleración que podía ser utilizada para generar el nivel apropiado de movimientos del terreno en el rango de períodos de interés ingenieril al escalar formas espectrales normalizadas (Reiter, 1990).

- Para definir el nivel de sollicitación sísmica en el sitio con el cual se debe analizar la susceptibilidad de licuefacción, se pueden considerar las recomendaciones del actual CSCR 2010. El nivel de sollicitación base o para estructuras “normales” es de un periodo de retorno de 500 años. De la Tabla 6 el valor de aceleración pico es de 0.420 g y el de aceleración pico efectiva es de 0.336 g. Con base en el valor de esta sollicitación se aplica un factor de importancia “I” que refleja la el valor, el uso y el riesgo de las estructuras. Estructuras de alto valor, alto riesgo o que tienen que quedar funcionando después de un sismo mayor (“esenciales” o “riesgosas”) tienen un valor de I de 1.25, las estructuras de baja ocupación, bajo costo y bajo riesgo (“misceláneas”) tienen un valor de I de 0.75. Todas las demás tienen un I de 1.0.
- En el caso del rompeolas de Caldera, se deben analizar los objetivos de desempeño de la obra, de acuerdo a su importancia, vida económica útil, y consecuencias de posibles daños para la sociedad y su entorno. Si la falla del rompeolas no pone en peligro ninguna vida y además las consecuencias económicas de su falla, en cuanto a la operación de las instalaciones del puerto no son significativas, se podría clasificar como una estructura miscelánea y su nivel de APE sería reducido a 0.252 g. En caso de falla y que los costos de operación del puerto sean significativos, el nivel de APE debe ser de 0.336 g. Finalmente, si las instalaciones del Puerto Caldera se consideran que deben quedar operacionales después de un sismo de magnitud importante como parte del esfuerzo para atender la emergencia, la APE debe ser 0.420 g.
- De acuerdo a la APE del sitio de un valor de 0.336 g, para un periodo de retorno de 500 años, se calcularon los valores de APE para otros dos tipos de sitio geotécnico (S2 y S3), como  $PGA_{roca} \times F_{pga}$ . Para la componente horizontal se aplicaron los coeficientes de sitio Martin Dobry (que son los utilizados por el CSCR 2010) y para la componente vertical se aplicaron los coeficientes verticales según Bozorgnia y Campbell 2004. También se estimaron los valores de coeficientes sísmicos para su uso en el método pseudo estático. Estos valores se muestran en la Tabla 7, junto con los coeficientes de tipo de sitio para los componentes horizontal y vertical que los generaron.

- En este estudio, se generaron los espectros de iso amenaza para períodos de retorno 100, 144.3, 300, 475, 1000, 1500, 2000, 2475, 3000, 5000, 5750, 6300 y 10000 años. 50, 100, 300, 475, 500, 1033.5, 1500, 2000, 2475 y 5000 años. En la Figura 36 se muestran los espectros graficados y en la Tabla 8 las ordenadas espectrales de los espectros de iso amenaza para cuatro perios de retorno. Con base en los valores de los espectros de iso amenaza, se pueden calcular los espectros elásticos por el método de los tres puntos, tal como lo hace el ASCE / SEI 7-10 y ASCE / SEI 7-16. También la construcción de los espectros verticales necesita del valor máximo espectral de la componente horizontal, definidos por los valores del UHS

## REFERENCIAS

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2012.
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2011.
- Abe, K & Noguchi, S., 1983: Determination of magnitude for large shallow earthquakes 1897-1917. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, 32: 45 -59.
- Abrahamson, N.A. & Shedlock, K.M., 1997: Overview (of modern attenuation relationships) - *Seismological Research Letters*, 68(1): 9-23.
- Abrahamson N.A. & Silva, W. J., 1997: Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes. *Seismological Research Letters*, Seismological Society of America, Vol. 68 N.1, (Volume dedicated to recent ground motion relations).
- Abrahamson N. A. and Silva, W. (2008): Summary of the Abrahamson & Silva NGA Ground – Motion Relations. *Earthquake Spectra* V 24 N 1, pp 67- 98.
- Adamek, S, Tjima, F. & Wiens, D. G., 1987: Seismic rupture associated with subduction of the Cocos Ridge. *Tectonics*, 6 (6): 757-774.
- Alonso-Henar, J. H.. 2011: Analisis Morfotectonico y Paleosismico de la falla de Aguacaliente (Valle Central de Costa Rica). Tesis de Maestria en Ciencias Geologicas, Universidad Complutense de Madrid.
- Alonso-Henar J. H., Montero W., Martinez J.J., Alvarez J. A, Insua Arévalo, J.M y Rojas, W., 2013: The Aguacaliente Fault, source of the Cartago 1910 destructive earthquake, Costa Rica. *Terra Nova*, V25 pp 368-373.
- Alt, J. N., Harpster, R. E. Schwartz, D. P., 1980: Late Quaternary deformation and differential uplift along the Pacific coast of Costa Rica. *Geological Soc. of America Abstracts with Programs*, 12: 378-379.
- Alvarado, G.E. et al, 2009: El terremoto de Cinchona del 8 de enero de 2009. Informe RSN: ICE - UCR, Editado por el Geól R. Barquero, Abril 2009. 138 págs.
- Alvarado, G.E., 1988: Consideraciones neotectónicas recientes en los alrededores de la Laguna de Arenal, Costa Rica. Informe interno, Departamento de Geología, ICE, 16 págs.
- Alvarado, G., Morales. L. D.; Montero, W., Climent, A., y Rojas, W. (1988): ' Aspectos Morfológicos y Sismotectónicos en el extremo occidental de la Cordillera Volcánica Central de Costa Rica'. *Rev. Geol. Amér. Central*, 9:75-98, 1988.
- Alvarado, G. E. y Climent, A. (1985): 'Informe Sismológico, P. H. Toro'. Instituto Costarricense de Electricidad, en Informe Geológico-Geotécnico de Prefactibilidad para el P. H. Toro.
- Alvarado, G. E., Barquero, R., Boschini, I., Chiesa, S., Carr, M. 1986: Relación entre la neotectónica y el vulcanismo en Costa Rica. *Proceedings Simposio Internac. sobre Neotectónica y Riesgos Volcánicos*. Colombia, 246-264.
- Ambraseys, N.N. & Douglas, J., 2003: Near –field horizontal and vertical earthquake ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V 23 pp 1-18.
- Arango M. C., Strasser, F. O., Bommer, J. J., Cepeda J. M., Boroschek, R., Hernandez, D. A. y Tavera, H. (2012): An Evaluation of the Applicability of Current Ground Motion Models to the South and Central American Subduction Zones. *BSSA* V102 N1 pp 143-168 doi: 10.1785/0120110078.

- Arredondo, S.G., 1995: Evaluación de la vulnerabilidad a la contaminación de los acuíferos costeros Barranca y El Roble, Puntarenas, Costa Rica. – 76 págs. + 13 apéndices, Tesis de Licenciatura, escuela de Geología, Universidad de Costa Rica.
- Arroyo, I.G., 2001: Sismicidad y Neotectónica en la región de influencia del P. H. Boruca: hacia una mejor definición sismogénica del sureste de Costa Rica. Tesis de Licenciatura, Escuela Centroamericana de Geología, UCR. pp 162.
- ASCE: (2010): ASCE/SEI, 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures”. Publicaciones del American society of Civil Engineers.
- ASCE: (2016): ASCE/SEI, 7-16 “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures”. Publicaciones del American society of Civil Engineers.
- Astorga, A., Fernández, J.A., Barboza, G., Campos, L., Obando, J., Aguilar, A. & Obando, L.G., 1991: Cuencas sedimentarias de Costa Rica: Evolución geodinámica y potencial de hidrocarburos. - Revista Geológica de América Central, 13: 25-59.
- ATC (1995): A critical review of current approaches to earthquake-resistant design. Applied Technology Council Report ATC 349
- Atkinson, G. M. y Boore, D. M. (2003): Empirical Ground Motion Relations for Subduction Zone Earthquakes and Their Application to Cascadia and Other Regions. Bulletin of the Seismological Society of America. V93, N 4 pp 1703-1729.
- Barahona, M., Bonilla, E., Cortés, R., Coto, L. C., Guzmán, G., Herrera, P., Hidalgo, P., Martens, U., Méndez, J., Pérez, K., Reyes, K., Sjöbohm, L., Vargas, C. & Zamora N., 2001: Geología-vulcanología del campo geotérmico Borinquen-Las Pailas. 222 págs.- Universidad de Costa Rica- Instituto Costarricense de Electricidad [Inf. Campaña Geológica].
- Barboza, G., Barrientos, J. & Astorga, A., 1995: Tectonic Evolution and Sequence Stratigraphy of the Central Pacific Margin of Costa Rica. Rev. Geol. Amér. Central, 18:43-63, 1995. Edit Univ Costa Rica.
- Barquero, R., 1990: Sismicidad y tectónica de la región noroeste de Costa Rica con énfasis en la zona del Proyecto Geotérmico Miravalles. Tesis de Lic., Escuela C. A. de Geología, Univ. de Costa Rica. 90 págs.
- Barquero, R. 1994: ‘Miravalles Geothermal Field Seismic Monitoring’. Informe interno del Instituto Costarricense de Electricidad, San José, Costa Rica.
- Barquero, R. . & Rojas 1994: Catálogo de mapas de isositas de temblores y terremotos importantes de Costa Rica. Informe interno de la Red Sismológica Nacional, San José, Costa Rica , pp58.
- Barquero, R. (1995): ‘Proyecto Hidroeléctrico Laguna Hule: Estudio Sismológico para la etapa de factibilidad.’ Instituto Costarricense de Electricidad, Departamento de Ingeniería Geológica, Informe OSV 95.09-ICE. San José, Costa Rica.
- Berrangé, J. P. & Thorpe, R. S., 1988: The geology, geochemistry and emplacement of the Cretaceous-Tertiary ophiolitic Nicoya Complex of the Osa Peninsula, southern Costa Rica-Tectonophysics, 147: 193-220.
- Boore, D. M. and Atkinson, G. M. (2008): Ground Motion Prediction Equations for Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5% Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 and 10.0 s. Earthquake Spectra V 24 N 1, pp 99-138.
- Boore, D.M., Joyner, W.B. & Fumal, T.E., 1993: Estimation of Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: an interim report. USGS Open File Report No 93-509.
- Boore, D.M., Joyner, W.B. & Fumal, T.E., 1997: Equations for Estimating of Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work. Seismological Research Letters, Seismological Society of America, Vol. 68 N.1.

- Borgia, A., Burr, J., Montero, W., Alvarado, G. y Morales, L. D. (1990): Fault Propagation Folds Induced by Gravitational Failure and Slumping of the Central Costa Rica Volcanic Range: Implications for large Terrestrial and Martian Volcanic Edificies.- *Journal Of Geophysical Research*, Vol. 95. NO. E9, pag: 14357-14382.
- Boschini, I. 1989: Actividad Sísmica de Potrero Grande marzo 1988. Informe interno del Instituto Costarricense de Electricidad, Dpto Geología. 11 pags. San José, Costa Rica.
- Boschini, I. 1989: 'Incidencia de las fuentes sísmicas en la región Caribe de Costa Rica' Tesis de Licenciatura en Geología, Escuela Centroamericana de geología, Universidad de Costa Rica.
- Boschini, I.; Alvarado, G. & Rojas, W. (1988): 'El terremoto de Buenavista de Pérez Zeledón (Julio 3, 1983): Evidencia de una fuente sísmogénica intraplaca desconocida en Costa Rica.' *Rev. Geol. Amér. Central*, 8:111-121.
- Boschini, I; Soto, G.; Climent, A.; Alvarado, G.; Barquero, R.; y Taylor, W. (1995): 'Estudio de Amenazas Sísmicas y Volcánicas para la Administración de Riesgos y Seguros en el Instituto Costarricense de Electricidad' Instituto Costarricense de Electricidad, DIC, Departamento de Ingeniería Geológica, O.S.V.95-07, ICE. San José, Costa Rica.
- Boschini, I. 1996: Actividad Sísmica superficial en la Región Sureste de Costa Rica: Sus implicaciones para el P. H. Boruca: Informe interno del Instituto Costarricense de Electricidad, Dpto Geología. 21 pags (+ anexo). San José, Costa Rica.
- Bozorgnia, Y. and Campbell, K. W., 2004. The vertical-to horizontal response spectra ratio and tentative procedures for developing simplified V/H and vertical design spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, V8 pp 175-207.
- Bozorgnia Y. et al. 2014: NGA-West2 Research Project. *Earthquake Spectra* V 30 N 3, pp 973-988.
- Brenes J. y Güendel F., (1993): 'Actividad Sísmica organizada por la interacción de fallas San Antonio de Belén-Escazú y Santa Bárbara de Heredia'.- IV Congreso Geológico Nacional de Costa Rica.- Colegio de Geólogos de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Burbach, G. V., Frohlich, C., Pennington, W.D. & Matumoto, T., 1984: 'Seismicity and tectonics of the subducted Cocos Plate', *J. Geoph. Res.*, 89:7719-7735.
- Burke, K, Grippi J. & Sengor, A. M. C., 1980: Tectonic style of the northern boundary of the Caribbean. *Journal of Geology*, 88: 375-386.
- Camacho, E. 1991: The Puerto Armuelles Earthquake (Southwestern Panama) of July 18, 1934, *Rev. Geol. Amér. Central*, 13: 1-13.
- Camacho, E. & Viquez, V. 1993: Historical Seismicity of the North Panama Deformed Belt. *Rev. Geol. Amér. Central*, 15: 49-64.
- Camacho, E. & Montero, W. 1997: Apéndice 1. Sismos Importantes de la Zona Fronteriza Costa Rica - Panamá. En " Cowan, H., Montero, W., Salazar, G., Alvarado, G.E., Tapia, A., Sánchez, L., 1997, Estudio de las Fallas Activas en la Región Fronteriza Costa Rica-Panamá: David-Panamá, Centro de Coordinación para la Prevención de Desastres Naturales en América Central (CEPREDENAC) y Norwegian Agency for Development Cooperation (NORAD), Programa de Reducción de los Desastres Naturales en América Central, proyecto de microzonificación de David"
- Campbell, K.W., 1985: 'Strong Motion Attenuation: A Ten-Year Perspective'. *SPECTRA* V. 1 N. 4.
- Campbell, K.W., 1997: Empirical Near-Source Attenuation Relationships for horizontal and vertical Components of Peak Ground Acceleration, Peak Ground Velocity, and Pseudo-Absolute Acceleration Response Spectra. *Seismological Research Letters*, Seismological Society of America, Vol. 68 N.1.

- Campbell, K.W. & Bozorgnia, Y., 1994: Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration from Worldwide Accelerograms Recorded from 1957 to 1993. Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Chicago, Ill., July 1994.
- Campbell, K. W. and Bozorgnia, Y. (2008): NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from 0.01 and 10.0 s. Earthquake Spectra V 24 N 1, pp 139-172.
- Carr, J.M., Rose, W.I. & Stoiber, R.E., 1982: Central America. Andesites. Edited by R. S. Thorpe, John Wiley and Sons.
- Castillo, R., 1969: Geología de los mapas básicos Abra y partes de Río Grande, Costa Rica. Informe MEIC, 40 pp. + mapa a escala 1:50 000.
- Chiou, B., Power, M., Abrahamson, N. & Roblee, C., 2006: An overview of the Project of Next Generation of Ground Motion Attenuation Models for Shallow Crustal Earthquakes in Active Tectonic Regions. - Fifth National Seismic Conference on Bridges and Highways, San Francisco, California.
- Chiou B., and Youngs, R. (2008): An NGA Model for Average Horizontal Component of Peak Ground Motion and Response Spectra. Earthquake Spectra V 24 N 1, pp 173-216.
- Climent, A., Taylor, W., Ciudad Real, M., Strauch, W., Santana, G., Villagran, M., Dahle, A. & Bungum, H., 1994: 'Spectral strong motion attenuation in Central America' NORSAR Technical Report No. 2-17 RONDICA Project.
- Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica - Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. 2011. Código Sísmico de Costa Rica 2010. Editorial Tecnológica, Cartago, Costa Rica.
- Comité de Puentes de la Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica - Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. 2013: Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica. Publicado en el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Comité de Puentes de la Comisión Permanente del Código Sísmico de Costa Rica - Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. 2014: Comentarios a "Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica". Publicado en el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
- Cornell, 1968: 'Engineering Risk Analysis'. BSSA V. 58 pp 1583-1606.
- Corrigan, J.D., 1986, Geology of the Burica Peninsula, Panama-Costa Rica: Neotectonic implications for the Southern Middle America convergent margin: Austin-Texas, University of Texas at Austin, tesis de maestría, 152 pp.
- Corrigan, J.D., Mann, P., Ingle, J.C., Jr., 1990, Forearc response to subduction of the Cocos Ridge, Panamá-Costa Rica: Geological Society of America Bulletin, vol. 102, p. 628-652.
- Cowan, H., Montero, W., Salazar, G., Alvarado, G.E., Tapia, A., Sánchez, L., 1997, Estudio de las Fallas Activas en la Región Fronteriza Costa Rica-Panamá: David-Panamá, Centro de Coordinación para la Prevención de Desastres Naturales en América Central (CEPREDENAC) y Norwegian Agency for Development Cooperation (NORAD), Programa de Reducción de los Desastres Naturales en América Central, Proyecto de Microzonificación de David (Panamá), no publicado, 59 pp (+ 2 apén. y 2 mapas).
- Dahle, A., Climent, A., Taylor, W., Bungum, H., Santos, P., Ciudad Real, M., Lindholm, C., Strauch, W., & Segura, F., 1995: New Spectral Strong Motion Attenuation Models for Central America. Proc. Fifth Intl. Conf. on Seismic Zonation. Nice, October 1995.
- Denyer, P., & Alvarado, G., 2007: Mapa Geológico de Costa Rica. – Escala 1:400 000, Editorial Francesa, San José, Costa Rica.

- Denyer, P. & Arias, O., 1990: Geología de la hoja Abra. – Mapa geológico 1:50 000, Escuela Centroamericana de Geología, Instituto Geográfico Nacional.
- Denyer, P., & Kussmaul, S. (Compiladores), 1994: Mapa Geológico, Gran Área Metropolitana de SJ, Escala 1:200 000, Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Denyer, P., Personius, S. & Arias, O., 1994: 'Generalidades sobre el efecto geológico del terremoto'. Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, Abril 1994. Edit. UCR.
- Denyer, P., Montero, W. & Alvarado, G.E., 2003a: Atlas Tectónico de Costa Rica. – 81 págs. Editorial de la Universidad de Costa Rica, San José.
- Denyer, P., Aguilar, T., & Alvarado, G.E., 2003b: Geología y estratigrafía de La Hoja Barranca, Costa Rica. – Revista Geológica de América Central, 29: 105-125 (más mapa geológico).
- Denyer, P., Cárdenes, G. & Kruse, S., 2004: Registro histórico y evolución de la barra arenosa de Puntarenas, Golfo de Nicoya, Costa Rica. – Revista Geológica de América Central, 31: 45-59.
- Denyer, P., Baumgartner, P.O. & Gazel, E., 2006: Characterization and tectonic implications of Mesozoic-Cenozoic oceanic assemblages of Costa Rica and Western Panama. *Geologica Acta*, 4(1-2): 219-235.
- DeShon, H., Schwartz, S.Y., Newman, A.V., González, V., Protti, M., Dorman, L.M., Dixon, T.H., Sampson, D.E. & Flueh, E.R., 2006: Seismogenic zone structure beneath the Nicoya Peninsula, Costa Rica, from three-dimensional local earthquake P- and S-wave tomography. – *Geophysical Journal International*, 164: 109-124, doi: 10.1111/j.1365-246X.2005.02809.x.
- Dobry et al, 2000: New Site Coefficients and Site Classification System Used in recent Building Seismic Code Provisions. - *Earthquake Spectra*, V16 N1, pp 41-68.
- Di Marco, G., 1994, Les terraines accrétés du sud du Costa Rica. Évolution tectonostratigraphique de la marge occidentale de la plaque Caraïbe: Lausana-Suiza, Institut de Géologie et de Paléontologie, Université de Lausanne, Mémoire de Géologie (Lausanne), núm. 20, 184 pp.
- Douglas, J., 2004: Strong Motion Estimation Equations 1964 - 2003, A Comprehensive world wide summary of strong motion attenuation relationships for peak ground acceleration and spectral ordinates with corrections and additions. Research Report 04-001 SM. Imperial College, London.
- Douglas, J., 2008: Errata and additions to 'Strong Motion Estimation Equations 1964- 2003'. Informe BRGM / RP – 54603 - FR.
- Douglas, J., 2008: Further errata of and additions to 'Strong Motion Estimation Equations 1964- 2003'. Informe BRGM / RP – 56187 - FR.
- Fernández, M., 1969: Las unidades hidrogeológicas y los manantiales de la vertiente norte de la cuenca del río Virilla. Investigaciones de aguas subterráneas en Costa Rica. - Informe Técnico 27, 56 pp.
- Fernández, J.A., Botazzi, G., Barboza, G. & Astorga, A., 1994: "Tectónica y estratigrafía de Baja Talamanca y su relación con el Caribe". Rev. Geol. América Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, 22 abril 1991, Abril 1994. Edit. UCR.
- Fisher, R., 1981: El desarrollo paleográfico del Mioceno de Costa Rica. II Congreso Latinoamericano de Paleontología, Porto Alegre, Brasil. Abril 1981: 565-579.
- Fisher, R., Gardner, T. W., Marshall, J. S., Sak, P. B. & Protti, M., 1998: Effect of subduction sea floor roughness on fore-arc kinematics, Pacific Coast, Costa Rica. *Geology* 26(5): 467-470.
- Gardner, T. W., Verdonck, D., Pinter, N. M., Slingerland, R. Furlong, K. P., Bullard T. F. & Wells, S. G, 1992: Quaternary uplift astride the aseismic Cocos Ridge, Pacific Coast, Costa Rica. *Geological Society of America Bulletin* 104: 219-232

- Geomatrix (1994): Estudio de la Vulnerabilidad Sísmica del Acueducto de Orosi (El Llano a Tres Ríos). Informe para la OPS y AyA, Proyecto 2656.
- Gomberg, J., 1996: Strain/stress changes and triggered seismicity following the Mw 7.3 Landers, California earthquake. – *Journal of Geophysical Research*, 101: 751-764.
- González Víquez, C., 1910: 'Temblores, terremotos, inundaciones, y erupciones volcánicas en Costa Rica, 1608-1910'. Tipografía Avelino Alsina, San José, Costa Rica.
- Güendel, F. & McNally, K.C., 1986: Costa Rica earthquake master catalog. - En: Güendel, F., Seismotectonics of Costa Rica: An analytical view of the southern terminus of the Middle America trench: California-U.S.A., University of California (Santa Cruz), Tesis de doctorado, 113 págs. (+ 5 apén).
- Güendel, F. & Protti, M., 1998: Sismicidad y Sismotectónica de América Central: Física de la Tierra, 10, 19-51.
- Güendel, F., 1986: 'Seismotectonics of Costa Rica: an analytical view of the terminus of the Middle America Trench.' Tesis doctoral. Universidad de California, Santa Cruz.
- Gutiérrez et al., 2002: Código Sísmico de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Güendel, F. & Protti, M., 1998: Sismicidad y Sismotectónica de América Central: Física de la Tierra, 10, 19-51.
- Guzmán S.M., Pennington, W. & Matumoto, T., 1989: The triple Junction of the North American, Cocos and the Caribbean Plates: Seismicity and Tectonics. *Tectonics*, V. 8, N. 5, p 981-997.
- Hidalgo, P.J., Alvarado, G.E. & Linkimer, L., 2004: La *lavina* del Valle Central (Costa Rica): ¿lahar o *debris avalanche*? *Revista Geológica de América Central*, 30: 101-109.
- Hradecký, P. & Sebesta, J., 2007: Mapa geológico y geomorfológico de la cadena volcánica nicaragüense. Geological and geomorphological map of the Nicaragua volcanic chain. – Escala 1:200 000. Servicio Geológico Checo-INETER, Praga-Managua.
- HUANG, Y. N., WHITTAKER, A. S. & LUCO, N., 2008: Maximum Spectral Demands in the Near – Fault Region. *Earthquake Spectra* 24(1): pp 319-341.
- IBC (2015): International Building Code. International Code Council.
- ICOLD Committee on Seismic Aspects of Dam Design (1989 y 2010): Selecting Seismic Parameters for Large Dams. ICOLD Bulletin N. 72, ICOLD, Paris.
- Idriss, I. M. (1978): Characteristics of Earthquake Ground Motions. ASCE Specialty Conference on Earthquake Geotechnical Engineering and Soil Dynamics, Pasadena Calif.
- INSTITUTO GEOGRÁFICO NACIONAL & SERVICIO GEOLÓGICO NACIONAL, 1973: Mapa geológico preliminar, República de Nicaragua.- Escala 1: 1 000 000. Managua.
- Joyner, W. & Boore, D., 1988: 'Measurement, characterization and prediction of strong ground motion' State of the Art Report, Proceedings, ASCE Specialty Conference on Earthquake Geotechnical Engineering and Soil Dynamics. Park City, Utah.
- Kelleher, J., Sykes, L. & Oliver, J. J., 1973: Possible criteria for predicting earthquake locations and their application to major plate boundaries on the Pacific and the Caribbean. *Journal of Geophysical Research*. 78,: 2547-2485.
- Kolarsky, R. A. Mann, P. & Montero, W., 1995: Island arc response to shallow subduction of the Cocos Ridge. En Mann, P. (Ed.): *Geologic and Tectonic Development of the Caribbean Plate Boundary in Southern Central America*. Colorado, EEUU, Geological Society of America, Special Paper 295, 349 págs.

- Kriz, S. 1990: Tectonic Evolution and origin Golfo Dulce gold placers. *Rev. Geol. América Central*, 11: 27-40.
- LaFemina, P., Dixon, T.H., Govers, R., Norabuean, E., Turner, H., Saballos, A., Mattioli, G., Protti, M. & Strauch, W., 2009: Fore-arc motion and Cocos Ridge collision in Central America. *Geochemistry, Geophysics, Geosystems*, 10(5): 21 pp.
- Laporte, M., 1991: 'Estudio de Amenaza Sísmica para el P. H. Toro' Instituto Costarricense de Electricidad, Departamento de Ingeniería Geotécnica. San José, Costa Rica.
- Laporte, M., 1997: 'Consideraciones sobre relaciones de atenuación espectrales y su utilización para la construcción de espectros de diseño'. VII Congreso de Geotécnica, CFIA, San José, Costa Rica.
- Laporte, M., 2006: 'Estudio de Amenaza Sísmica para la Presa de Relaves del Proyecto Minero Crucitas, Cutris, Alajuela'. Informe interno INSUMA Consultores S. A., San José, Costa Rica.
- Laporte, M., 2006: 'Correlación entre la aceleración pico y la aceleración pico efectiva y valores de PGV/PGA y  $PGA*PGD/PGV^2$  del banco de datos de movimientos fuertes de Centro América.' Artículo aceptado en el IX Seminario Nacional de Geotecnia, Noviembre 2006, Colegio de Ingenieros y Arquitectos, Costa Rica
- Laporte, M., Lindholm, C., Bungum, H. & Dahle, A., 1994: 'Seismic Hazard for Costa Rica' NORSAR Technical Report No. 2-14, RONDICA Project, 73 p.
- Laporte, M. & Soto, G. J., 2013: Estudio de Amenaza Sísmica para el nuevo Hospital CCSS Sitio Barranca, Provincia Puntarenas, Informe interno presentado a la Empresa INSUMA, Costa Rica.
- Laporte, M. & Soto, G. J., 2014: Estudio de Amenaza Sísmica para doce puentes del Camino Juan Rafael Mora Porras, Frontera Norte, Costa Rica, Informe interno presentado a la Empresa CACISA, Costa Rica.
- Laporte, M. & Soto, G. J., 2016: Estudio de Amenaza Sísmica Proyecto Emplazamiento y Plan Maestro del Nuevo Aeropuerto Internacional Metropolitano de Costa Rica, Orotina, Alajuela, Costa Rica. Informe interno presentado a la Empresa FSA, Ingenieros Consultores, Costa Rica.
- Laporte, M. & Soto, G.J., 2018: Estudio de Amenaza Sísmica para el proyecto hidroeléctrico Chontayacu, Departamentos de Huánuco y San Martín, República del Perú. Informe interno presentado a EDF, Perú y Francia.
- Laporte, M. & Soto, G. J., 2019: Estudio de Amenaza Sísmica para la Presa Guayubín, Santiago Rodríguez, Republica Dominicana, Informe Interno para Engecorps, Brazil, abril 2019.
- Linkimer et al. (2010): Nature of crustal terranes and the Moho in northern Costa Rica from receiver function analysis. *Geochem. Geophys. Geosystems*, V11 Q01S19, doi:10.1029/2009GC002795.
- Linkimer, L. & Soto, G.J. (Eds.), 2012: El Terremoto de Sámara del 5 de setiembre del 2012. – Informe de la Red Sismológica Nacional (RSN: UCR-ICE), 134 págs. [Disponible en línea en: [http://www.rsn.ucr.ac.cr/images/Noticias/2012\\_11/Terremoto\\_Samara\\_2012\\_Eds\\_Linkimer\\_y\\_Soto.pdf](http://www.rsn.ucr.ac.cr/images/Noticias/2012_11/Terremoto_Samara_2012_Eds_Linkimer_y_Soto.pdf)].
- López A. et al., 1991: El tensor neotectónico de esfuerzos en Puriscal y sus implicaciones morfológicas.- Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica.
- Lücke, O. & Arroyo, I.G., 2015: Density structure and geometry of the Costa Rican subduction zone from 3-D gravity modeling and local earthquake data. - *Solid Earth*, 6, 1169–1183
- MacMillan, I., Gans, P.B & Alvarado, G., 2004: Middle Miocene to present plate tectonic history of the southern Central American Volcanic Arc. – *Tectonophysics*, 392: 325-348.
- Madrigal, R., 1960: La lavina. *Informes Técnicos y Notas Geológicas*, Dirección de Geología, Minas y Petróleo, 1(4), 4 pp.

- Mann, P., 2007: Overview of the tectonic history of northern Central America. - En: Mann, P., (ed.): Geologic and tectonic development of the Caribbean plate boundary in northern Central America.- Geological Society of America Special paper 428, p. 1-19.
- Mann, P. & Corrigan, J. D., 1990: Model for late Neogene deformation in Panama. - *Geology*, 18: 558-562.
- Mann, P., Rogers, R. & Gahagan, L., 2007: Overview of plate tectonic history and its unresolved tectonic problems. – En: Bundschuh, J. & Alvarado, G.E. (eds.): *Central America: Geology, Resources and Hazards*. V.1: 201-237, Taylor and Francis, Londres.
- Marcuson, W. F. & Franklin, A. G. 1983: Seismic Design, Analysis and Remedial Measures to Improve the Stability of Existing Earth Dams – Corps of Engineers Approach. En “Seismic Design of Embankments and Caverns”. T. R. Howard. Editor. Publicaciones especiales de la ASCE, Nueva York.
- Martin y Dobry (1994): Earthquake Site Response and Seismic Code Provisions, NCEER Bulletin Vol 8 No 4, Buffalo, Nueva York.
- McGuire, R., 2004: Seismic Hazard and Risk Analysis. Earthquake Engineering Research Institute. Monograph MNO-10. EERI Oakland, California.
- McGuire, R., 1995: 'EZ-FRISK, User's Manual' Risk Engineering, Inc. Boulder, Colorado.
- McGuire, R., 1976: 'Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis'. USGS Open File Report 76 67.
- Melo, C. & Sharma, S. 2004: Seismic Coeficients for Pseudostatic Slope Analysis. Proceedings of the 13th Word Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, Canada, Aug. 2004. Paper no 369.
- Meschede, M., Frisch, W., & Sick, M. 1988: Interpretación Geodinámica de los Complejos Ofiolíticos de Costa Rica. *Rev. Geol. América Central*, 8: 1-17.
- Meschede, M., Barckhausen, U., & Worm, H. U. 1998: Extinct Spreading on the Cocos Ridge. *Terra Nova*, 10: 211-216.
- McNally, K.C. & Minster, J.B., 1981: Non uniform Seismic Slip Rates along the Middle America Trench. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 86. N. B6, p. 4949-4959.
- Miranda, E. & Vertero, V.V., 1994: 'Evaluation of Strength reduction Factors for Earthquake-Resistant Design' . *SPECTRA* V. 10 N. 2, pp 357-380.
- Molnar, P. & Sykes, L. R., 1969: Tectonics of the Caribbean and Middle America Regions from Focal Mechanisms and Seismicity. *Bull. Geol. Soc. Am.* V. 80 p 1639-1684.
- Montero, W., 2010: El terremoto de Cartago del 4 de mayo de 1910: Aspectos sismológicos y neotectónicos. – En: Peraldo, G. & Acevedo, B. (eds.): *Efemérides de la destrucción de la ciudad de Cartago cien años después (1910-2010)*, Ediciones Perro Azul, San José: 37-47.
- Montero, W., 2000: “Sismología y Neotectónica”. En: *Geología de Costa Rica*. Compilado por Denyer y Kussmaul. Edit Tecnológica de Costa Rica, Costa Rica.
- Montero, W., 2001: Neotectónica de la Región Central de Costa Rica: Frontera Oeste de la Micro placa de Panamá. *Rev. Geol. Amér. Central*, 24:29-56, 2001. Edit Univ Costa Rica.
- Montero, W. & Alvarado, G.E., 1988: 'Los Terremotos de Bagaces de 1935 y 1941: Neotectonismo Transversal a la Cordillera Volcánica del Guanacaste, Costa Rica', *Rev. Ciencia y Tecnología*, 12(1-2) 69-87, San José, Costa Rica.
- Montero, W.; Boschini, I. & Rojas, W., 1991a: 'El terremoto de Cóbano, Costa Rica del 25 de Marzo de 1990. Interpretación Neotectónica de la Región del Golfo de Nicoya ' La Císis Sísmica del Golfo de Nicoya y Eventos Sísmicos Relacionados, Costa Rica 1990 (RSN, ICE-UCR). Publicado por el Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica, octubre, 1991.

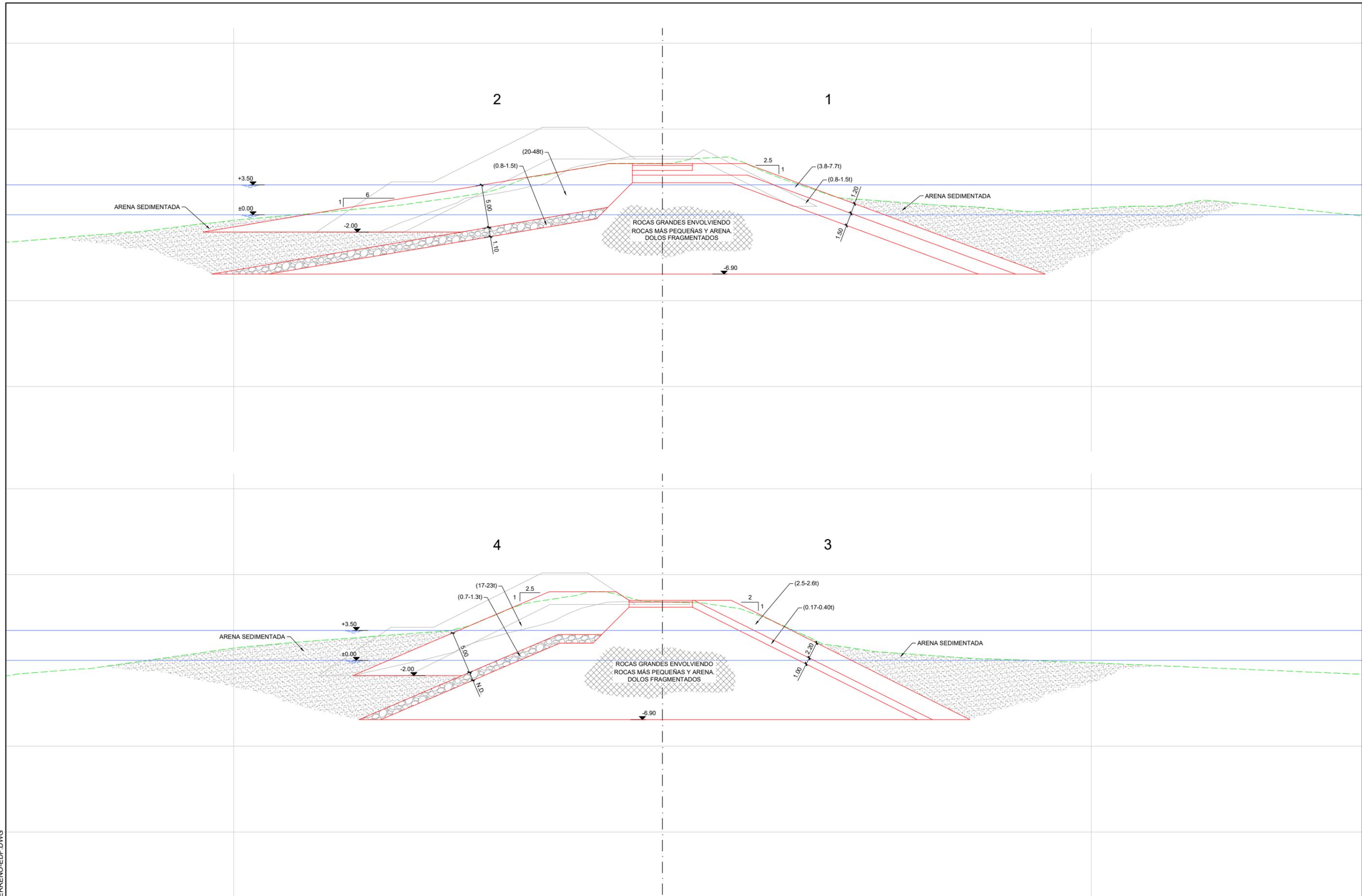
- Montero, W.; Boschini, I. y Rojas, W. (1991b): 'Interpretación Neotectónica' La Crisis Sísmica del Golfo de Nicoya y Eventos Sísmicos Relacionados, Costa Rica 1990 (RSN, ICE-UCR). Publicado por el Instituto Costarricense de Electricidad. San José, Costa Rica, octubre, 1991.
- Montero, W. & Denyer, P., 2011: Fallamiento neotectónico de la Península de Nicoya y su relación con el escape tectónico del antearco centroamericano. - Revista Geológica de América Central, 45: 9-52.
- Montero, W., Marshall, J., Kruse, S., Lewis, J. & Wetmore, P., 2013b: Neotectonic faulting and fore arc sliver motion along the Atirro-Río Sucio fault system, Costa Rica, Central America. - Geological Society of America Bulletin, 125 (5-6): 857-876.
- Montero, W.; & Mora, S., 1994: Estudio de las intensidades, efectos y distribución del Terremoto de Osa del 3 de abril de 1983, en el sur de Costa Rica. Memorias, Primer Simposio Latinoamericano sobre Desastres Naturales, Quito, Ecuador, noviembre 1985.
- Montero, W.; Pardo, M., Ponce, L., Rojas, W., & Fernández, M.: (1994) 'Evento principal y réplicas importantes del Terremoto de Limón.' Rev. Geol. A. Central, Volumen especial del Terremoto de Limón, Abril 1994. Edit. UCR.
- Montero, W., Rojas, W. & Linkimer, L., 2013: Neotectónica de las fallas Ochomogo y Capellades y su relación con el sistema de Falla de Aguacaliente, falda sur del macizo Irazú-Turrialba, Costa Rica. - Revista Geológica de América Central, 48: 119-139.
- Montero, W. & Rojas, W., 2014: Las fallas Purires y Picagres, y su relación con la secuencia sísmica de Puriscal de 1990. – Revista Geológica de América Central, 50: 39-69.
- Montero, W., Soto, G.J., Alvarado, G.E. & Rojas, W., 2010: División del deslizamiento tectónico y transtensión en el macizo del volcán Poás (Costa Rica), basado en estudios neotectónicos y de sismicidad histórica. – Revista Geológica de América Central, 43: 13-36.
- Mora, S., 1979: Estudio Geológico de una parte del Valle del General, Provincia de Puntarenas, Costa Rica. Tesis de Graduación, Escuela Centroamericana de Geología, UCR.
- Morell, K.D., 2015: Late Miocene to recent plate tectonic history of the southern Central America convergent margin. – *Geochemistry, Geophysics, Geosystems*, 16: 3362-3382, doi: 10.1002/2015GC005971.
- Morell, K.D., Fisher, D.M. & Gardner, T.W., 2008: Inner forearc response to subduction of the Panama Fracture Zone, southern Central America. – *Earth and Planetary Science Letters*, 265: 82-95
- Müller, R.D., Royer, J.-Y., Cande, S.C., Roest, W.R. & Maschenkov, S., 1999: New constraints on the Late Cretaceous/Tertiary plate tectonic evolution of the Caribbean. – En: Mann, P. (Ed.): *Caribbean Basins, Sedimentary Basins of the World Series*, 4: 33-59, Elsevier.
- Musson, R.M.W., 2002: Effective Peak Acceleration as a Parameter for Seismic Hazard Studies. - Proceedings. 12 European Conference on Earthquake Engineering. Elsevier Publishers, Rotterdam.
- Naeim, F., 1989: *The Seismic Design Handbook. Structural Engineering Series.* Van Nostrand Reinhold, Nueva York.
- NEHRP National Earthquake Hazards Program Reduction, 2015: Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Building Seismic Safety Council, Washington D. C.
- Newmark, N.M. & Hall, W.J., 1982: 'Earthquake Spectra and Design', Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- Nishenko S.P., 1989: 'Circum-Pacific Seismic Potential 1989-1999'.- Final report to Agency for International Development. U. S. Geological Survey Open File Report 89-86.

- Norabuena, E. Dixon, T.H., Schwartz, S., DeShon, H., Newman, A., Protti, A., González, V., Dorman, L., Flueh, E.R., Lundgren, P., Pollitz, F. & Sampson, D., 2004: Geodetic and seismic constraints on some seismogenic zone processes in Costa Rica. – *Journal of Geophysical Research*, 109, B11403, doi: 10.1029/2003JB002931
- Pacheco, J. F. & Sykes, L. R., 1992: Seismic moment catalog of large shallow earthquakes, 1900- 1989. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82: 1306-1349.
- Peraldo, G. & Montero, W., 1994: *Temblores del período colonial de Costa Rica*. Editorial Tecnológico, San José, Costa Rica.
- Pérez, W., 2000: *Vulcanología y petroquímica del evento ignimbrítico del Pleistoceno Medio (0,33 M.a.) del Valle Central de Costa Rica*. - Tesis de Licenciatura, ECG-UCR, 170 pp. + apéndices.
- Pérez, W., Alvarado, G.E. & Gans, P., 2006: The Tiribí Tuff: stratigraphy, geochronology and mechanisms of deposition of the largest and most recent ignimbrite in Central Valley, Costa Rica. - *Bulletin of Volcanology*, 69: 25-40.
- Plafker, G., 1973: Field reconnaissance of the effects of the earthquake of April 13, 1973, near Laguna de Arenal, Costa Rica. -*Bulletin of the Seismological Society of America*, 63: 1847-1856.
- Power, M., Chiou, B., Abrahamson, N. Bozorgnia, Y., Shantz, T. & Roblee, C., 2008: An overview of the NGA project. - *Earthquake Spectra* 24(1): 3-21.
- Protti, J.M., 1991: Correlation between the age of the subducting Cocos Plate and the geometry of the Wadati Benioff Zone under Nicaragua and Costa Rica. MSc Thesis, University of Santa Cruz.
- Protti, J.M., Güendel, F. & McNally, K., 1995: Correlation between the age of the subducting Cocos Plate and the geometry of the Wadati Benioff Zone under Nicaragua and Costa Rica. in *Tectonic Development of the Caribbean Plate Boundary in Southern Central America*, ed. P. Mann. Geolog. Soc. Am. Special Paper 295.
- Protti, J. M.; McNally, K.; Pacheco, J., González, V.; Montero, C.; Segura, J.; Brenes, J.; Barboza, V.; Malavassi, E.; Güendel, F.; Simila, G.; Rojas, D.; Velesco, A.; Mata, A.; and Schillinger, W., 1994: 'The March 25, 1990 ( $M_w = 7.0$ ,  $M_L = 6.8$ ) Earthquake at the Entrance of the Nicoya Gulf, Costa Rica; its Prior Activity, Foreshocks, Aftershocks and Triggered Seismicity.' *Journal Geophysical Research*, revised July 1994.
- Reiter, L., 1990: *Earthquake Hazard Analysis, Issues and Insights*. Columbia University Press, Nueva York.
- Riddell, R. & Newmark, N.M., 1979: 'Statistical Analysis of the Response of Non-Linear Systems subjected to Earthquakes' *Structural Research Series No. 468*, Dept. of Civil Engrg., University of Illinois, Urbana.
- Risk Engineering, 2015: EZ-FRISK Version 7.65. Software for Earthquake Ground Motion Estimation. User's Manual prepared by Risk Engineering, Boulder, Colorado.
- Rojas, W., Bungum, H. & Lindholm, C., 1993: A Catalog of historical and recent earthquakes in Central America. Report NORSAR, 77 pp.
- Rojas, W., Lindholm, C., Bungum, H., Boschini, I., Climent, A., Barquero, R., Alvarado, G., Soto, G., Montero, W., Fernández, M., Protti, M. Moya, A., Esquivel, L., Schmidt, V. (2000): *Microzonificación Sísmica del Área Metropolitana, Costa Rica*, Proyecto RONDICA, Noruega.
- Rivier, F., 1985, Sección geológica del Pacífico al Atlántico a través de Costa Rica: *Revista Geológica de América Central*, núm. 2, p. 23-32.
- Sadigh, K., Chang, C. Y., Egan, J. A., Makdisi, F., & Youngs, R. R., 1997: Attenuation Relationships for Shallow Crustal Earthquakes Based on California Strong Motion Data. *Seismological Research Letters*, Seismological Society of America, Vol. 68 N.1, (Volume dedicated to recent ground motion relations).

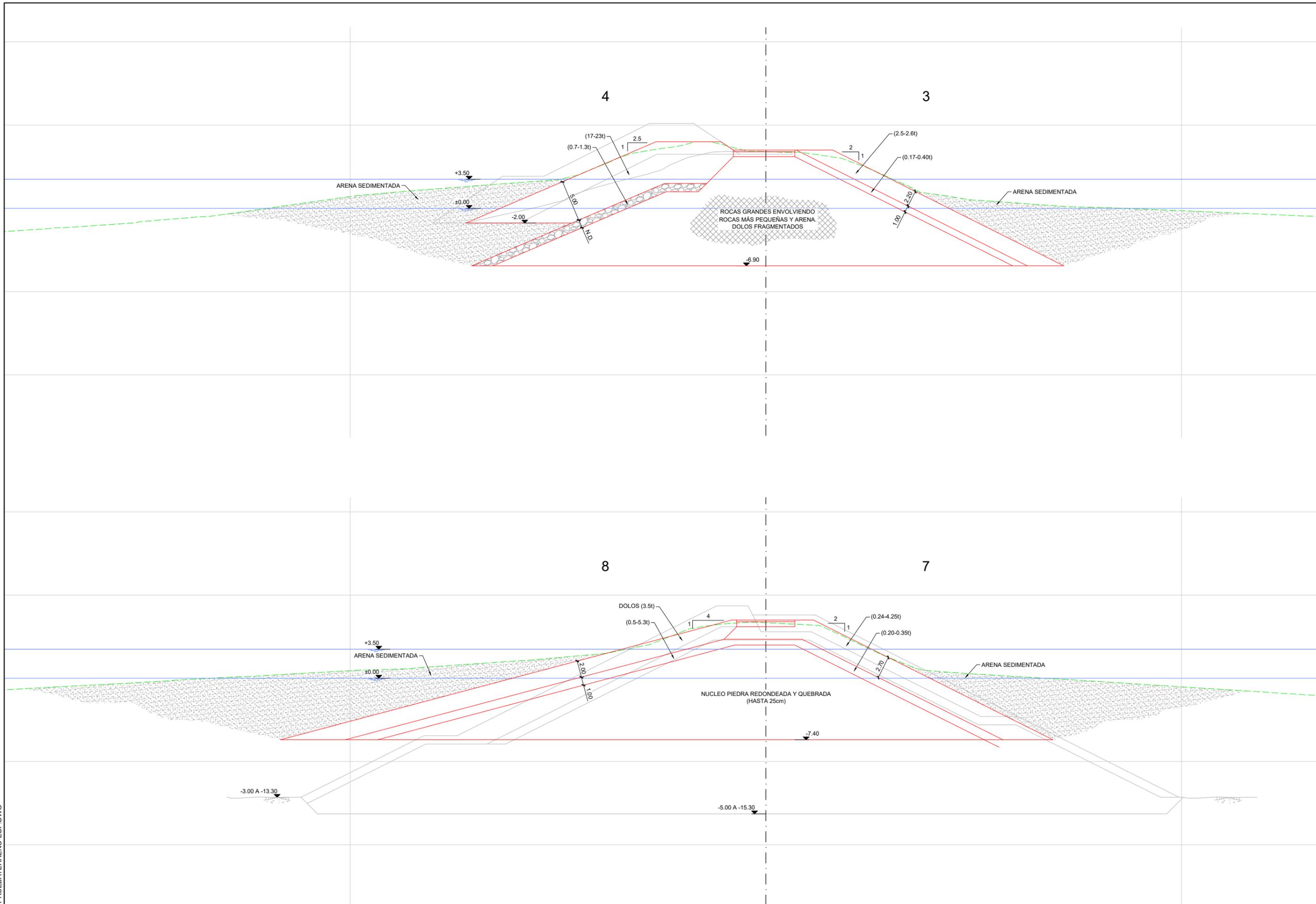
- Sak, P.B., Fisher, D.M, Gardner, T.W., Protti, M. & Marshall, J.S., 1997. Recent landscape evolution and fault kinematics related to basement-cored blocks, Pacific coast, Costa Rica: Geological Society of America Abstracts with Programs, v. 29, n.7, p. A 442.
- Salazar, L.G. Obando, L. & Mora, R., 1992: Acueducto Metropolitano, tramo Embalse El Llano-Río Navarro (Costa Rica): Un sitio bajo amenaza. - Revista Geológica de América Central, 14: 85-96.
- Sehyan E. Y Stewart J. P. 2014: Semi-Empirical Nonlinear Site Amplification from NGA-West2 Data and Simulations. Earthquake Spectra V 30 N 3, pp 1241-1256
- Seyfried, H. & Sprechmann, P., (1985): Acerca de la Formación del puente-istmo centroamericano meridional, con énfasis en el desarrollo aecido desde el Campaniense al Eoceno.- Rev. Geol. Amér. Centr., 2:63-87; San José.
- Soto G. J. y Leandro, C., 2013: Estudio Geologico, Tectónico y Geofísico, Nuevo Hospital CCSS Sitio Tejar, Provincia de Cartago, C. R. Informe de la Empresa Insuma presentado a la CCSS.
- Stoiber, R.E. & Carr, J. M., 1973: Quaternary Volcanic and Tectonic Segmentation of Central America. Bulletin Volcanologique, 37: 304-325.
- Structural Engineering Association of California, Seismology Committee, 1999: SEAOC Blue Book, 1999: 'Recommended Lateral Forces for Seismic Design.' Sétima edición. Publicaciones SEAOC, Sacramento, California.
- Taylor, W., 2002: La actividad sismotectónica durante el 2001 en los alrededores de los proyectos de generación eléctrica Miravalles, ARCOSA y Tejona.- Boletín OSIVAM, 12 (25): 1-9, San José.
- Taylor, W., 2003: La actividad sismotectónica durante el 2002 en los alrededores de los proyectos de generación eléctrica de Guanacaste.- Boletín OSIVAM, 14 (26): 1-9, San José.
- Taylor, W., 2004a: Características físicas del reservorio en el Campo Geotérmico Las Pailas estimadas con base en datos sismológicos, estructurales y relaciones de Poisson ( $\sigma$ ).- 24 págs. Instituto Costarricense de Electricidad, Área de Amenaza y Auscultación Sísmica y Volcánica, San José [Informe interno].
- Taylor, W., 2004b: La actividad sismotectónica durante el 2003 en los alrededores de los proyectos de generación eléctrica Miravalles, ARCOSA y Tejona.- Boletín OSIVAM, 15 (27): 1-10. San José.
- USACE (US Army Corps of Engineers), 1995: Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects. Publicacion ER 1110-2-1806 del US Corp of Engineers, Washington D. C.
- USACE (US Army Corps of Engineers), 1999a: Engineering and Design for Civil Works Projects. Publicacion ER 1110-2-1150 del US Corp of Engineers, Washington D. C.
- USACE (US Army Corps of Engineers), 1999b: Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures. Publicacion EM 1110-2-6050 del US Corp of Engineers, Washington D. C.
- USCOLD Committee on Earthquakes (2): Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects, Publicación del Comité de los Estados Unidos de Grandes Presas, Denver, Colorado.
- van Wyk de Vries, B., 1993: Tectonic and magma evolution of Nicaraguan volcanic systems. – 328 págs, Open University, Milton Keynes, Inglaterra [Tesis PhD].
- Villegas, A., 1997: Geodinámica de la Cordillera de Tilarán: Relación entre la Volcanología y la Tectónica. - Tesis de Licenciatura, Escuela Centroamericana de Geología Universidad de Costa Rica.
- Von Huene, R., Bialas, J., Flueh, E., Cropp, B., Csernok, T., Fabel, E., Hoffman, J., Emeis, K., Holler, P., Jeschke, G., Leandro, C., Pérez, I., CAVARÍA, S. Flores, H.A., Escobedo, Z.D., León, R. & Barrios, L.O., 1995: Morphotectonics of the Pacific convergent margin of Costa Rica. – En: Mann, P. (Ed.): Geologic and tectonic development of the Caribbean plate boundary in southern Central America, Geological Society of America Special paper 295: 291-307.

- Wadge, G. & Burke, K., 1983: Neogene Caribbean Plate Rotation and Associated Central American Tectonic Evolution. *Tectonics* V. 2, N. 6, p. 633-643.
- Weinberg, R.F., 1992: Neotectonic development of Western Nicaragua. – *Tectonics*, 11(5): 1010-1017.
- White, R.A., 1991: Tectonic Implications of Upper-Crustal Seismicity in Central America. Ch 18, *The Geology of North America*. Volume N. Publ. The Geological Society of America.
- White, R.A. & Harlow, D. H. (1993): Destructive Upper-Crustal Earthquakes of Central America since 1900. *Bull Seism. Soc. Am.* V. 83, N. 4, p 1115-1142
- Youngs, R. R., Chiou, S.J., Silva, W.J. & Humphrey. J.R., 1997: Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes. *Seismological Research Letters*, Seismological Society of America, Vol. 68 N.1, (Volume dedicated to recent ground motion relations).
- Youngs, R.R. & Coppersmith, K.J., 1985: Implications of Fault Slip Rates and Earthquake Recurrence Models to Probabilistic Seismic Hazard Estimates. - *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75(3): 939-964.
- Záček, V., Vorel, T., Kycl, P. & Huapaya, S., 2010a: Mapa geológico 1:50 000, hoja 3246-II Miramar, República de Costa Rica. – Servicio Geológico Checo, Praga, 1 hoja.
- Záček, V., Cech, S., Havlicek, P., Vorel, T., Dudik Schulmannová, B., Kycl, P. & Huapaya, S., 2010b: Mapa geológico 1:50 000, hoja 3246-III Chapernal, República de Costa Rica. – Servicio Geológico Checo, Praga, 1 hoja
- Zhao, J.; Zhang, J.; Asano, A.; Ohno, Y.; Oouchi, T.; Takahashi, T.; Ogawa, H.; Irikura, K.; Thio, H. K.; Somerville, P.G.; Fukushima, Y. and Fukushima, Y., 2006: Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period. *Bull. Seism. Society of America*. Vol 96. No. 3, June 2006.

## ANEXO 7: SECCIONES TIPO INTERPRETADAS DE LAS CATAS REALIZADAS

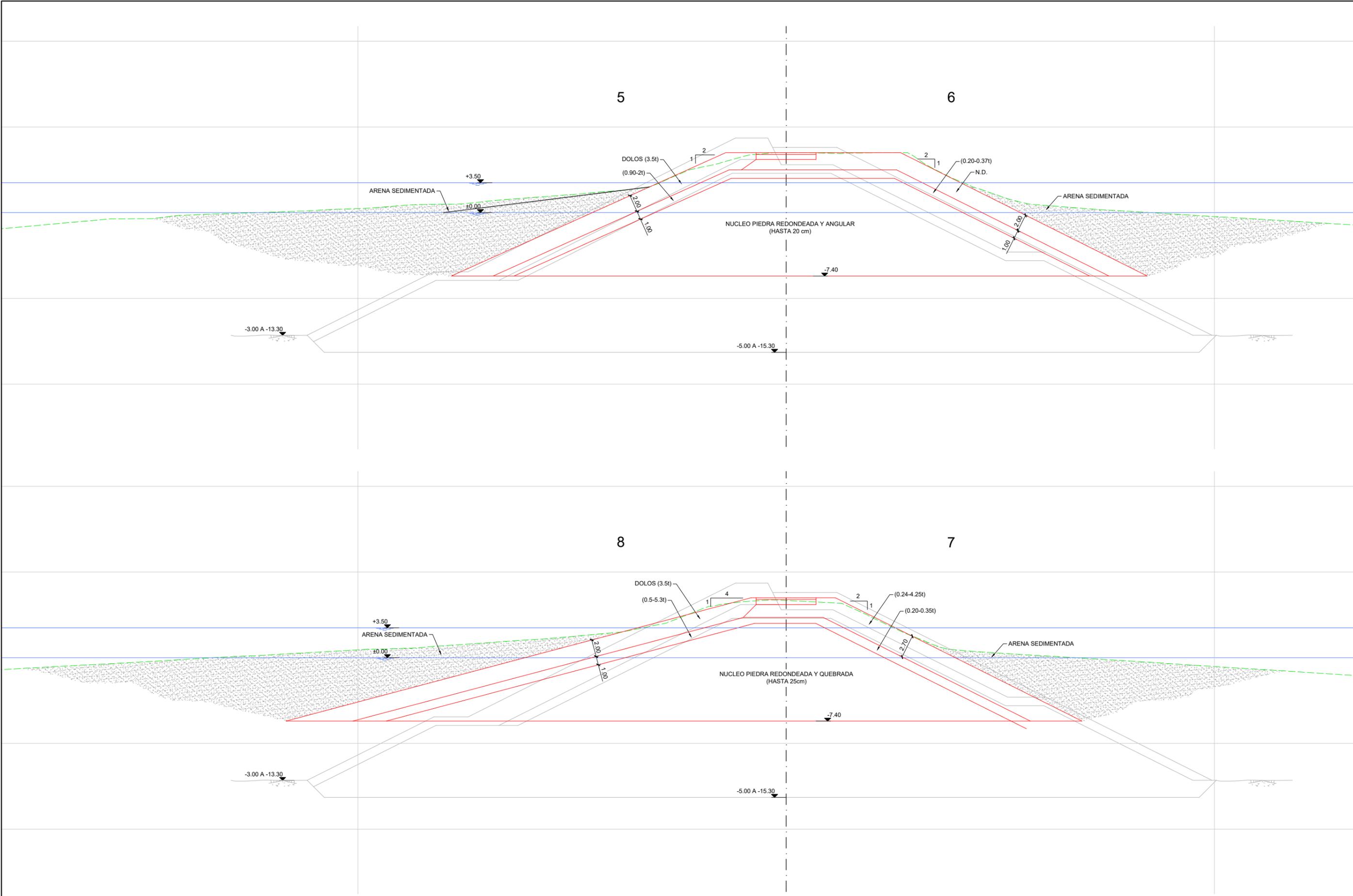


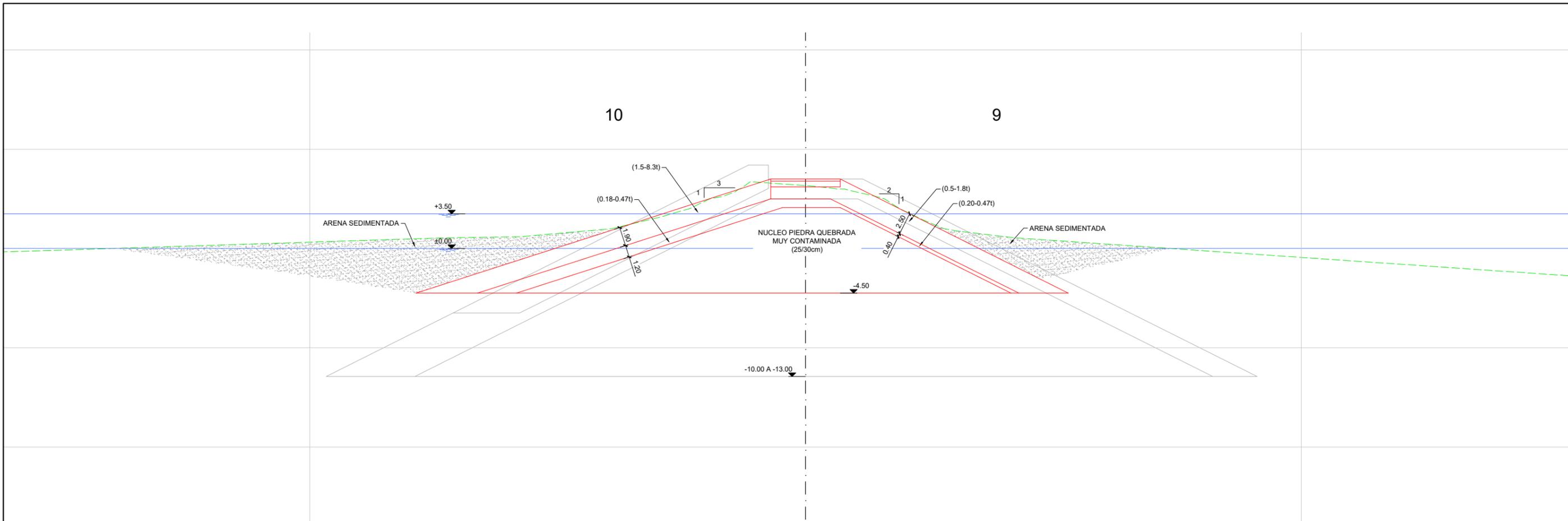
CP5454-PL-PRUEBATERRENO-EDF.DWG



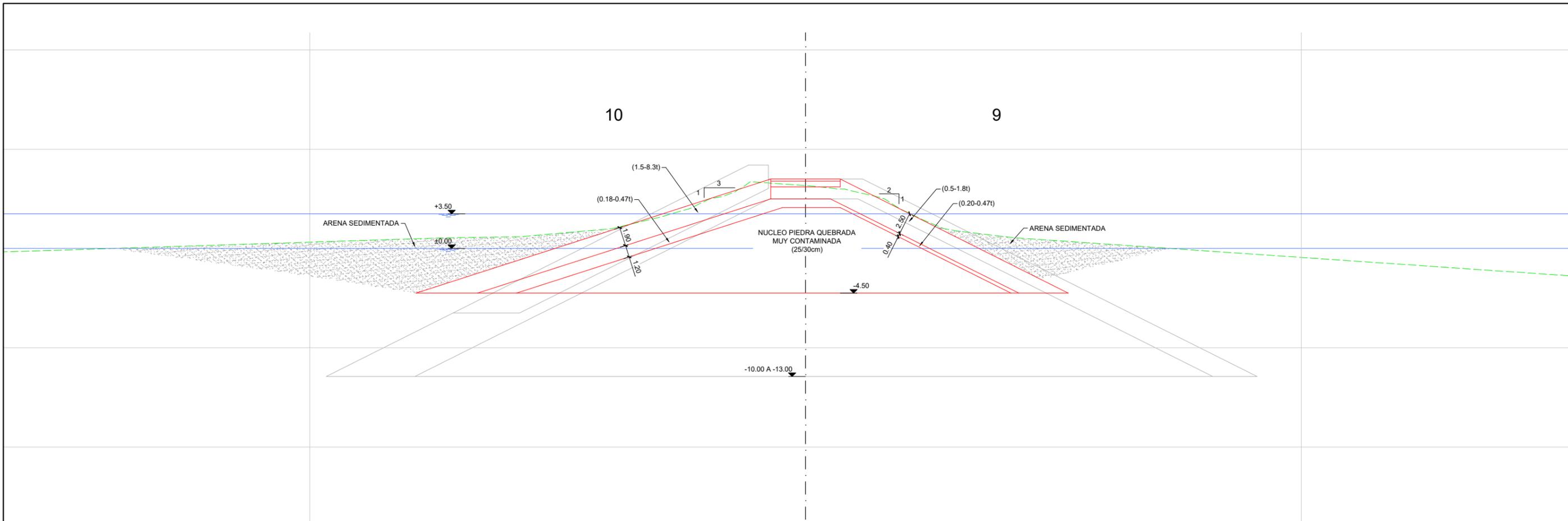
CP5454-PL-PRUEBATERRENO-EDF.DWG

CP5454-PL-PRUEBATERRENO-EDF.DWG





CP5454-PL-PRUEBATERRENO-EDF.DWG



CP5454-PL-PRUEBATERRENO-EDF.DWG

## ANEXO 8: ANÁLISIS ALTERNATIVAS PIEZAS MANTO EXTERIOR

## ■ TABLA DE CONTENIDOS

<b>1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE PIEZAS DEL MANTO PRINCIPAL.....</b>	<b>3</b>
1.1. TIPOS DE PIEZAS Y SU CLASIFICACIÓN.....	3
1.2. SELECCIÓN DE LAS PIEZAS.....	6
1.3. CRITERIO DE SELECCIÓN: NÚMERO DE CAPAS Y TALUD.....	7
1.4. DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS SELECCIONADAS.....	8
1.5. MATRIZ COMPARATIVA DE LAS PIEZAS.....	14
1.6. ELEMENTOS A EMPLEAR EN EL DISEÑO.....	15

## ■ ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resumen de las piezas según sus características. Fuente: elaboración propia.....	6
Tabla 2 Características de las piezas especiales seleccionadas.....	8
Tabla 3 Matriz comparativa de las piezas especiales seleccionadas.....	14

## ■ ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diferentes ejemplos de piezas del manto principal de un rompeolas.....	3
Figura 2. Clasificación de las piezas del manto principal por colocación, forma y funcionamiento.....	4
Figura 3. Ejemplos de tipologías de piezas que se emplean para diques en talud.....	5
Figura 4. Secciones del rompeolas de Puerto Caldera en sus orígenes.....	8
Figura 5. Protecciones costeras con tetrápodos.....	9
Figura 6. Protecciones costeras con cubos.....	10
Figura 7. Protecciones costeras con cubípodos.....	11
Figura 8. Protecciones costeras con dolos.....	12
Figura 9. Protecciones costeras con antífer.....	13
Figura 10. Principales obras de abrigo realizadas con bloques antífer.....	13



## 1 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS DE PIEZAS DEL MANTO PRINCIPAL

En este anexo se realiza un análisis cualitativo de las distintas piezas a considerar en el manto principal del rompeolas de Puerto Caldera. El resultado de dicho análisis permitirá seleccionar cual es la pieza óptima a considerar en el diseño.

### 1.1. TIPOS DE PIEZAS Y SU CLASIFICACIÓN

Las piezas o elementos del manto principal de un rompeolas en talud pueden ser de distintos materiales, pesos y formas. Cada una de las distintas piezas tiene sus características propias que las hacen apropiadas según las características de la zona de proyecto, la finalidad para la que se van a emplear, etc.

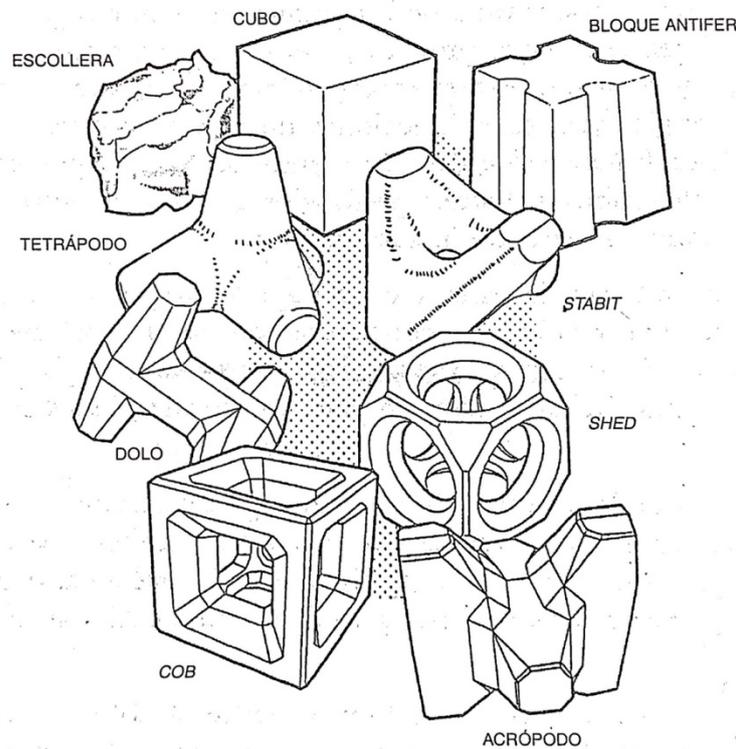


Figura 1. Diferentes ejemplos de piezas del manto principal de un rompeolas

Las piezas del manto principal se pueden clasificar según distintos criterios, tales como:

- Colocación de las piezas : se pueden colocar de forma aleatoria "Random" o uniforme "uniform" con una colocación específica en malla
- Número de capas a considerar: puede ser monocapa o bicapa
- Forma: pueden ser masivas, voluminosas, esbeltas y piezas perforadas
- Factor de estabilidad: resisten por gravedad "Own weight", por trabazón "interlocking" y por fricción "friction"
- Taludes recomendables a considerar para el correcto funcionamiento de las piezas

En la siguiente imagen se muestra un ejemplo de un cuadro resumen de las piezas según diferentes criterios que recoge CIRIA.

Placement pattern	No. of layers	Shape	Stability factor		
			Own weight	Interlocking	Friction
Random	Double-layer	Massive	Cube, Antifer Cube, Modified Cube		
		Bulky	Stabit, Akmon		
		Slender		Tetrapod, Dolos	
	Single-Layer	Massive	Cube		
		Bulky		Accropode, Xbloc, Accropode II, Core-Loc II, Crablock	
		Slender		A-Jack, Core-Loc	
Uniform	Single-Layer	Massive			
		Bulky		Crablock	Seabee, Hollow Cube, Diahitis
		Slender			Cob, Shed

Figura 2. Clasificación de las piezas del manto principal por colocación, forma y funcionamiento.

Para entender mejor cada uno de los criterios de clasificación de las distintas piezas a emplear en el manto principal, se definen a continuación de forma más detallada.

#### A. Tipo de piezas:

Las piezas se clasifican según su forma, y en función de ésta se determina su estabilidad y los requerimientos de su colocación.

- 1) Masivas "Massive": son pesadas y voluminosas, funcionan por gravedad y se colocan de forma aleatoria. Se encuentran dentro de esta categoría entre otras: las escolleras, cubos, cubípodos, bloques paralelepédicos y antifer.
- 2) Voluminosas "bulky" y Esbeltas "slender": tienen formas esbeltas complejas, funcionan por trabazón y fricción entre ellas, se colocan generalmente en malla por coordenadas. Se encuentran dentro de esta categoría: los tetrápodos, dolos, acrópodos, corelocs, ecópodos,...
- 3) Piezas perforadas "Multi-hole": Son piezas perforadas, colocadas en malla cuyo objetivo es disminuir el gradiente térmico generado por la hidratación del cemento en unidades de gran tamaño. Se incluyen en esta categoría: El cubos perforado, antifer perforado, shed y cob entre otros.

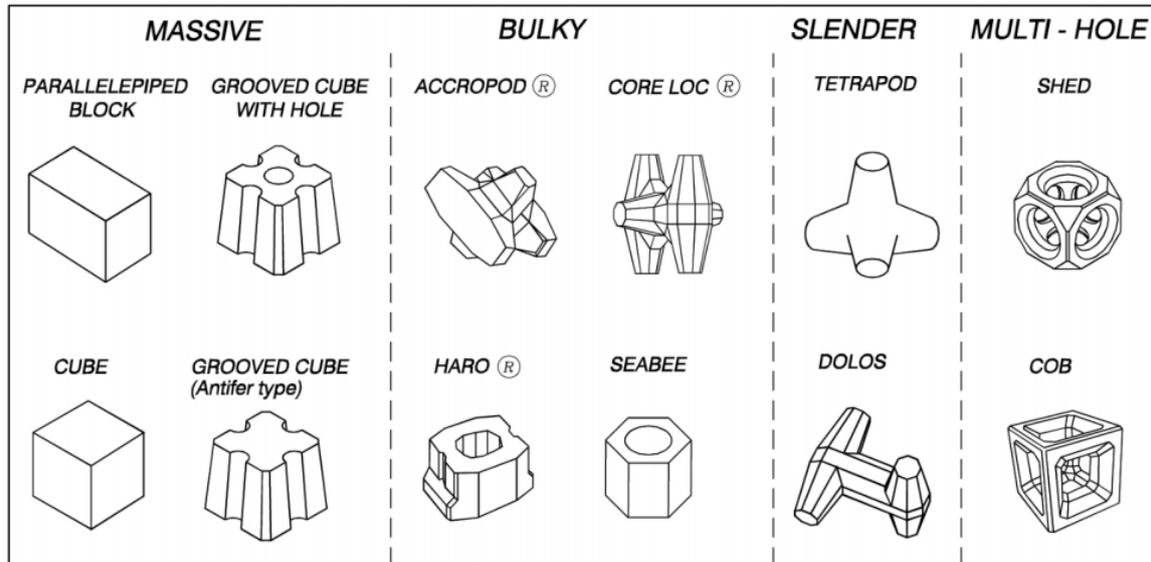


Figura 3. Ejemplos de tipologías de piezas que se emplean para diques en talud

## B. Número de capas

El número de capas a considerar depende del tipo de pieza, ya que unas se utilizan en una sola capa "monocapa" y otras en dos "bicapa"

- 1) Monocapa: Un rompeolas monocapa presenta un modo de fallo instantáneo, rígido, con riesgo de destrucción total por pérdida de alguno de los elementos del manto y colapso estructural, aunque su estabilidad global sea muy elevada antes de producirse el fallo. Deben considerarse como mantos con riesgo de destrucción total en lugar de inicio de avería.
- 2) Bicapa: Un rompeolas bicapa presenta un modo de fallo gradual, avisando de su avería, con riesgo de iniciación de la misma, siendo ésta una de sus mejores ventajas, y derivado de ello, con las posibilidades de mantenimiento, reparación y restablecimiento de taludes durante su vida útil. Asimismo suelen ser bloques más sencillos y de fácil fabricación, salvo los tetrapodos y los dolos.

## C. Taludes recomendables

Las piezas se pueden clasificar según los taludes que se recomiendan para el buen funcionamiento de las mismas como protección frente al oleaje. Dichos taludes son los recomendados por los propios fabricantes, así como la experiencia adquirida a lo largo de los años y las propias formulaciones y experimentaciones:

- 1) Talud pronunciado: 4H/3V o 3H/2V: este talud es apropiado para las piezas que funcionan por trabazón.
- 2) Talud más tendido: 2H/1V: El uso de taludes más tendidos implica dotar al manto de mayor estabilidad. Se emplea en piezas masivas que funcionan por gravedad

La siguiente tabla muestra un resumen de las piezas según los criterios de clasificación descritos anteriormente:

PIEZA	MATERIAL	Nº CAPAS	TALUD	ESTABILIDAD	COLOCACIÓN
<b>Cubos 1</b>	Hormigón	Monocapa	3/2 - 3/1	Gravedad	Aleatoria
<b>Cubos 2</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 3/1	Gravedad	Aleatoria
<b>Tetrápodos</b>	Hormigón	bicapa	2/1	Gravedad y trabazón	Aleatoria
<b>Dolos</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 2/1	Trabazón	Aleatoria
<b>Cubípodos 2</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 2/1	Gravedad	Especial
<b>Cubípodos 1</b>	Hormigón	Monocapa	3/2 - 2/1	Gravedad	Especial
<b>Acrópodos</b>	Hormigón	Monocapa	4/3 y 3/2	Trabazón	Especial
<b>Core-locs</b>	Hormigón	Monocapa	4/3 y 3/2	Trabazón	Especial
<b>Escollera</b>	Roca	bicapa	2/1	Gravedad	Aleatoria
<b>Antifer</b>	Hormigón	bicapa	4/3 y 3/2	Trabazón	Aleatoria
<b>Xblock</b>	Hormigón	Monocapa	4/3 y 3/2	Trabazón	Especial

Tabla 1 Resumen de las piezas según sus características. Fuente: elaboración propia

## 1.2. SELECCIÓN DE LAS PIEZAS

Para la selección de aquellas piezas que mejor se adaptan a los requerimientos de la zona, se ha tomado un criterio que permite acotar el número de piezas a estudiar y así proceder a una descripción minuciosa de las mismas.

### 1.3. CRITERIO DE SELECCIÓN: NÚMERO DE CAPAS Y TALUD

El primer criterio a tener en cuenta es el número de capas que a su vez está ligado con los taludes recomendables y la estabilidad de las piezas. Para decidir cuál de las dos posibilidades (monocapa o bicapa) se adapta mejor al proyecto, se definen las ventajas e inconvenientes de ambas alternativas:

#### A. Monocapa:

##### 1) Ventajas:

- Menor volumen de hormigón

##### 2) Inconvenientes :

- Modo de fallo instantáneo
- Dificultad en los procesos de reparación
- No existe experiencia para reparaciones por averías en el caso de sismo
- Mal funcionamiento por incidencia oblicua del oleaje
- Talud 4H/3V y 3H/2V. No se recomienda un talud más tendido ya que funcionan a trabazón
- Exige un mayor control en la colocación de las piezas

#### B. Bicapa:

##### 1) Ventajas:

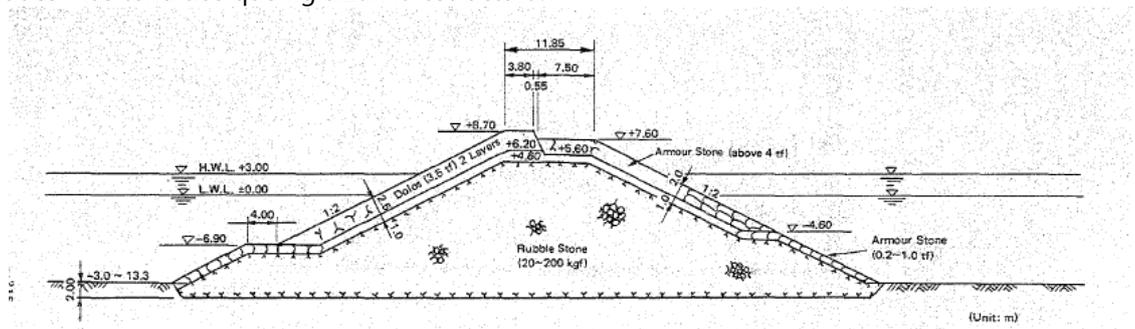
- Modo de fallo gradual (flexible)
- Posibilidades de mantenimiento, reparación y restablecimiento de taludes durante su vida útil
- Talud 2H/1V proporciona mayor estabilidad
- Gran experiencia constructiva

##### 2) Inconvenientes :

- Mayor volumen de hormigón

Según las características propias de la zona de proyecto, Puerto Caldera se encuentra en una zona de actividad sísmica, por lo que el uso de elementos bicapa en taludes más tendidos dan mayor estabilidad al rompeolas frente a este fenómeno.

El rompeolas existente se construyó con taludes tendidos, comprendidos entre 1/2 - 1/2.5, tal y como se puede apreciar en la figura siguiente. Se debe tener en cuenta que a pesar de construirlo con estos taludes el rompeolas ha tenido múltiples reparaciones a lo largo de los años, por lo que se debe descartar el uso de taludes más tendidos que rigidizan la estructura.



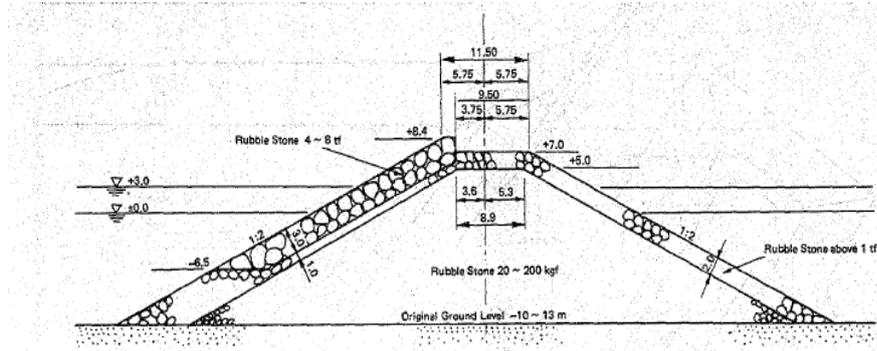


Figura 4. Secciones del rompeolas de Puerto Caldera en sus orígenes

**Por estas razones se considera que las piezas que mejor se adaptan a estas condiciones son las que se disponen en dos capas (bicapa) con taludes tendidos (1/2), dotando a la estructura de mayor estabilidad y de un modo de fallo gradual (flexible)**

#### 1.4. DESCRIPCIÓN DE LAS PIEZAS SELECCIONADAS

De los diversos tipos de bloque que se disponen en el manto principal del rompeolas en doble capa los más usuales son los que han sido seleccionadas de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y se muestran a continuación:

PIEZA	MATERIAL	Nº CAPAS	TALUD	ESTABILIDAD	COLOCACIÓN
<b>Cubos 2</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 3/1	Gravedad	Aleatoria
<b>Tetrápodos</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 2/1	Gravedad y trabazón	Aleatoria
<b>Antifer</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 2/1	Trabazón	Aleatoria
<b>Cubípodos 2</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 2/1	Gravedad	Especial
<b>Dolos</b>	Hormigón	bicapa	3/2 - 2/1	Trabazón	Aleatoria
<b>Escollera</b>	Roca	bicapa	2/1	Gravedad	Aleatoria

Tabla 2 Características de las piezas especiales seleccionadas

Tras este primer análisis realizado de las distintas piezas del manto principal, se ha reducido el número de piezas especiales a considerar. A continuación se describen de forma más detallada cada una de estas piezas seleccionadas:

#### **A. TETRÁPODOS:**



Figura 5. Protecciones costeras con tetrápodos

##### 1) Características:

- Son formas esbeltas complejas que presentan trabazón y fricción entre ellas, dispuestas, generalmente en malla por coordenadas
- Según la British Standard Institution el peso recomendado es de 30 t, aunque existen realizaciones de peso superior (Arzew el-Djedid, 48t)
- Existe un sinnúmero de realizaciones constructivas en el mundo. Siendo históricas varias averías: Arzew el-Djedid (Argelia), Trípoli (Libia) o el Puerto Cementero en Carboneras. El caso de Argelia fue de 48 t y talud 4/3
- Se recomienda talud 4/3 y 3/2 pese a que existe KD para 2/1

##### 2) Ventajas:

- Fácil fabricación y almacenamiento
- Tienen la peculiaridad de engancharse unos con otros de forma natural
- Fácil reparación
- Amplia experiencia en taludes 3/2

##### 3) Inconvenientes:

- Sus extremidades se rompen con facilidad por efectos de flexión y por tensión
- Se recomienda su uso con oleajes no muy altos. Debido a que pueden sufrir fracturas con la incidencia del oleaje y corrientes
- A lo largo de los años, se ha demostrado que el uso de tetrápodos requiere de un mantenimiento regular por la rotura de las piezas durante su vida útil.

- Relativa experiencia con talud 2/1
- Varias averías históricas como la de Arzew el-Diedid(Argelia) y Tripoli (Libia)

## B. CUBOS:

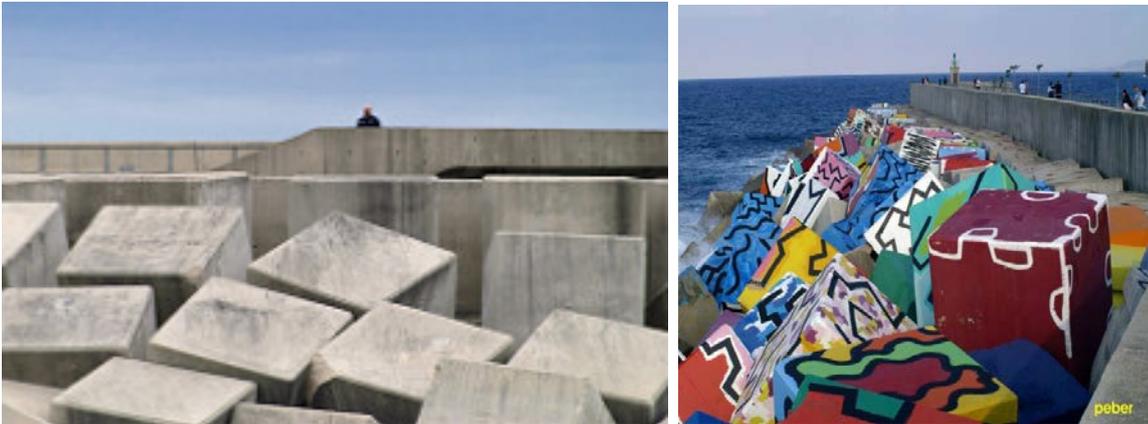


Figura 6. Protecciones costeras con cubos

### 1) Características:

- Son piezas masivas, pesadas y voluminosas. Se pueden utilizar en manto principal, banquetta y filtro primario
- Bloques sencillos, de fácil fabricación con encofrado en flanera para el desencofrado
- En su colocación sobre el talud, puede colocarse evitando el adoquinado y la impermeabilización del manto, mejorando el flujo y reflujos
- Presentan una fase de estabilidad global muy prolongada, la parcial también es muy amplia, siendo la inestabilidad la fase que requiere reparación inmediata

### 2) Ventajas:

- Fácil fabricación y almacenamiento
- Existe amplia experiencia en la fabricación, colocación y funcionamiento de piezas en taludes 2:1, 1.75:1
- El manto gana en seguridad a inicio de avería y daño moderado
- No presentan problemas de estabilidad ante el ataque de oleajes oblicuos
- No existen averías históricas
- No están sujetos a patente

### 3) Inconvenientes:

- Debe prestarse atención al calor de hidratación en piezas de gran volumen
- Debe presentar un correcto índice de huecos situando éste en 0.50

### C. CUBÍPODOS:



Figura 7. Protecciones costeras con cubípodos

#### 1) Características:

- Pieza de forma cúbica con protuberancias en las caras para evitar el adoquinamiento y aumentar la fricción con el manto secundario
- Son piezas masivas de la familia del bloque cúbico con una alta resistencia estructural.
- Su colocación es sencilla (colocación aleatoria), no se requiere el empleo de buzos.
- Elevada estabilidad hidráulica y gran capacidad de auto-ordenación y auto-reparación.

#### 2) Ventajas:

- Fácil fabricación
- Capacidad de auto-ordenación y auto-reparación
- Elevada estabilidad hidráulica
- Reducción del volumen de hormigón de las piezas

#### 3) Inconvenientes:

- Manejo con pinzas especiales y el parque de acopio necesita ser tratado para la primera capa de cubípodos (realizar huecos en la explanada para clavar el tronco cónico de una de sus caras).
- Escasa experiencia en el mundo:
- Existen 3 puertos en España (hasta 25 t)
- 1 puerto en Argel, Argelia, deportivo (3 t y 12 t)
- Solo una experiencia en dársena interior con 2/1
- Densidad de colocación de las piezas, formación de brechas en el talud y complicaciones en trabajar en coronación.
- Notable sensibilidad de colocación en el filtro
- Por encima de 10 Euros/m<sup>3</sup> por patente

**D. DOLOS:**



Figura 8. Protecciones costeras con dolos

1) Características:

- Son formas esbeltas complejas que presentan trabazón
- Pieza desarrollada por Merryfield (1963). En 1966 se emplearon en Sudáfrica para protección de rompeolas cuyas acciones fuesen reducidas
- Unidad para manto bicapa que resiste por trabazón , con talud 1.33 y 1.50, si bien existen realizaciones con talud 2

2) Ventajas:

- Fácil reparación
- Amplia experiencia en taludes 1/1.5

3) Inconvenientes:

- Pieza muy sensible al periodo del oleaje
- Pieza con comportamiento irregular ante la incidencia oblicua, debiendo tener un especial cuidado en el cálculo y dimensionamiento del morro
- Problemas de rotura de las alas y troncos.
- Las fuerzas de arrastre tienden a reducir su capacidad de engarce
- Pieza frágil de fallo instantáneo
- Fallos históricos: Sines con 42 toneladas en 1978 y San Ciprián en España con 50 t
- Menor experiencia en taludes 1/2

**E. ANTÍFER:**



Figura 9. Protecciones costeras con antifer

1) Características:

- Pieza evolucionada del cubo y del boque paralelepípedo de hormigón, masiva, que se caracteriza por encontrarse ranurado.
- Bloque bicapa con taludes recomendables  $\cot\alpha=1.33$  y 1.50. Poca experiencia en taludes 2:1 (Puerto de Dos Bocas en Méjico)
- Peso usual de 24 a 30t , aunque la British Estándar recomienda pesos medios menores de 60 t.
- Principales obras realizadas con antifer

PRINCIPALES OBRAS DE ABRIGO REALIZADAS

LUGAR	AÑO	$H_s$ (m)	$T_z$ (s)	TALUD	$h$ (m)	PESO	AVERÍA
Le Havre	1972-74	7,30	9,00	1,40	30	24-30	No
Cherburgo	1980	4,30	-	1,33	6	6	No
Dieppe	1981-82	5,15	8,00	1,33	12,4	14-20	Morro
Joinville	1981	5,00	16,00	1,40	8,20	6	No
Dos Bocas	1980	-	-	2,00	9,00	30	No
Zeebrugge	1997	> 6,00	> 9,00	1,50	> 10,00	25	No
Sines	1999	> 11,00	17,00	2,00	> 20,00	60-70	Ejec.
Ashdod	2001	7,30	13,00	2,50	> 15,00	38	Ejec.

Figura 10. Principales obras de abrigo realizadas con bloques antifer

2) Ventajas:

- Como sólido rígido, presenta la ventaja de una mayor capacidad de estabilidad intrínseca de la pieza frente al cubo
- Reducción del peso en el entorno del 5% respecto del cubo

3) Inconvenientes:

- Menor experiencia en taludes 1/2
- Experiencia limitada por encima de 30 t

### 1.5. MATRIZ COMPARATIVA DE LAS PIEZAS

En la siguiente matriz se recogen las principales características que permiten comparar cualitativamente la pieza más apropiada a utilizar en el manto principal del rompeolas

PIEZA	TALUD	ESTABILIDAD	COLOCACIÓN	EXPERIENCIA	AVERÍAS GRAVES
<b>Cubos 2</b>	3/2 -3/1	Gravedad	Aleatoria	Amplia experiencia en taludes entre 3/2 y 2/1	Menores
<b>Tetrápodos</b>	3/2 – 2/1	Gravedad y trabazón	Aleatoria	Amplia experiencia en taludes 3/2 y menor en 2/1	Problemas de rotura de las "Patatas". Averías de los puertos de Arzew el-Djedid y Trípoli
<b>Antifer</b>	3/2 – 2/1	Trabazón	Aleatoria	Mayor experiencia en taludes 3/2 y menor en 2/1	Menores
<b>Cubípodos 2</b>	3/2 – 2/1	Gravedad	Especial	Poca experiencia en general	Piezas recientes, se desconocen por ahora averías
<b>Dolos</b>	3/2 – 2/1	Trabazón	Aleatoria	Amplia experiencia en taludes 3/2 y menor en 2/1	Problemas de rotura de las alas y troncos. Averías de los puertos de Sines y San Ciprián

Tabla 3 Matriz comparativa de las piezas especiales seleccionadas

De la tabla anterior se extraen las siguientes conclusiones:

- El bloque Antifer supone, respecto al cubo, la reducción del peso en el entorno del 5%. La poca experiencia en la colocación y funcionamiento de estas piezas en taludes 2/1 desaconsejan su uso, por lo que se descartan.
- El bloque dolo no es aconsejable para rompeolas sometidos a oleaje energéticos como es el caso por lo problemas históricos de averías que ha tenido, por lo que se deberían descartar. No obstante, debido a la existencia en el puerto de dolos acopiados se tendrán en cuenta en el diseño, se calcularán los pesos necesarios y en caso de que valieran podrían ser empleados como protección del manto secundario en el trasdós, y en caso contrario se desestimarán su utilización.
- Los cubípodos debidos a la poca experiencia que se tiene sobre ellos generan incertidumbres, por lo que se descarta.
- El bloque tetrápodo dispone de menor experiencia en taludes 2/1 y ha sufrido averías graves a lo largo de los años, motivos por los cuales se descarta.
- **Tras el estudio de las diferentes piezas de mantos bicapa, son varias las razones que llevan a TYPESA a seleccionar en su recomendación del uso de los cubos como la pieza a utilizar en el diseño del rompeolas de Puerto Caldera. Debido a las siguientes características: su amplia**

**experiencia en la fabricación, colocación y funcionamiento de piezas en taludes 2/1, no presentan problemas de estabilidad frente a oleaje oblicuo, el manto gana en seguridad a inicio de avería y daño moderado y no existen averías históricas**

#### 1.6. ELEMENTOS A EMPLEAR EN EL DISEÑO

Para el diseño del rompeolas de Puerto Caldera se tendrán en cuenta las siguientes piezas:

- Escollera:  
Se considerará escollera tanto en el manto principal como en las capas filtro. En función de los pesos requeridos harán viable su uso como manto principal bien en el arranque o como manto secundario en la zona del trasdós
- Cubos:  
Se considerará cubo como pieza principal a considerar en el manto principal a lo largo de la traza del rompeolas.
- Dolos:  
Tal y como se comentó anteriormente, la existencia de dolos acopiados en Puerto Caldera hace viable la consideración de esta pieza en el diseño. Se considerará la posibilidad de utilizarlos en el manto secundario, siempre que los pesos obtenidos coincidan o sean inferiores a los pesos de los dolos existentes.

**ANEXO 9: ANÁLISIS DE ROYAL HASKONING PARA DETERMINACIÓN DE FACTOR DE IMPORTANCIA  
APLICABLE AL CÁLCULO SÍSMICO**

**Note / Memo**

**HaskoningDHV Nederland B.V.  
Transport & Planning**

To: Jan-Willem Jongbloed  
From: Carolina Sigaran-Loria  
Date: 6-6-2019  
Copy: COPISA, UEP  
Our reference: BF7546-RHD-ZZ-XX-NT-Z-0001  
Classification: Project related

**Subject: Criterios para diseño con base en desempeño**

---

## **1 Normativas de diseño**

Se propone en los Criterios de Diseño (CP5454-PC-AN-CP-2-CriteriosDiseño-D01 [12/04/2019]) la implementación de la metodología de las normas internacionales y nacionales:

- i- Normativas internacionales
  - Recomendaciones para obras marítimas: ROM 0.5-05 (entre otras fuera del alcance de esta nota)
  - PIANC 2001. Seismic design guidelines for port structures
  - British Standards BS6349-7. Maritime Structures Part 7 Guide to the design and construction of breakwaters 2010.
  - Coastal Engineering, Part VI, Chapter 5: Fundamentals of Design. 2003. US ARMY CORPS OF ENGINEERS.
  - "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". Youd, T.L. and Idriss I.M. (2001). Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering. ASCE. April 2001. Vol. 127. N° 4.
  
- ii- Normativa nacional
  - Código Sísmico de Costa Rica 2010 (revisión 2014)

El CSCR2010 (rev.2014) no es aplicable para obras portuarias. Por tanto, se hizo un estudio probabilístico de amenaza sísmica (PSHA) para definir los puntos de partida para interpretar los parámetros de diseño sísmico requeridos.

## **2 Filosofía de diseño con base en desempeño (PBSD, *performance-based seismic design*)**

Los objetivos del diseño sísmico de obras de ingeniería son bien conocidos: se pueden resumir en el logro de un equilibrio adecuado entre los costos de construcción y de mantenimiento y los riesgos aceptables de daños o fallas durante la vida útil de cada obra. Esto implica, por una parte, mantener a un nivel suficientemente bajo el riesgo de colapso ante temblores de las mayores intensidades probables en el sitio de la construcción, de manera de ofrecer una protección adecuada a la integridad física de sus ocupantes y, por otra, controlar las pérdidas económicas asociadas con posibles daños materiales, con costos de reparación y eventual interrupción de las funciones de la obra.

Las recomendaciones preliminares incluyen la definición de varios niveles de desempeño y de varios niveles de las excitaciones sísmicas de diseño, estos últimos expresados en términos de su probabilidad de ocurrencia (escenarios requeridos para el diseño, en este caso 475 años período de retorno).

Los niveles de desempeño se expresan en términos de los efectos de un sismo sobre la capacidad de la construcción para realizar sus funciones. Tales niveles se designan como plenamente operacional, operacional, seguridad de vidas y cercano al colapso (Figure 1). Los dos primeros se refieren a las condiciones de funcionamiento posteriores al sismo y el tercero implica la existencia de un amplio margen de seguridad con respecto al colapso. El significado del cuarto nivel es obvio.

Los métodos de diseño basados en el desempeño generalmente conducen a una mejor comprensión de los mecanismos de falla de la estructura. Esto da como resultado estructuras más seguras y a menudo más económicas, ya que las optimizaciones se pueden encontrar dentro de los requisitos de rendimiento. Los códigos de diseño sísmico moderno abarcan PBSO.

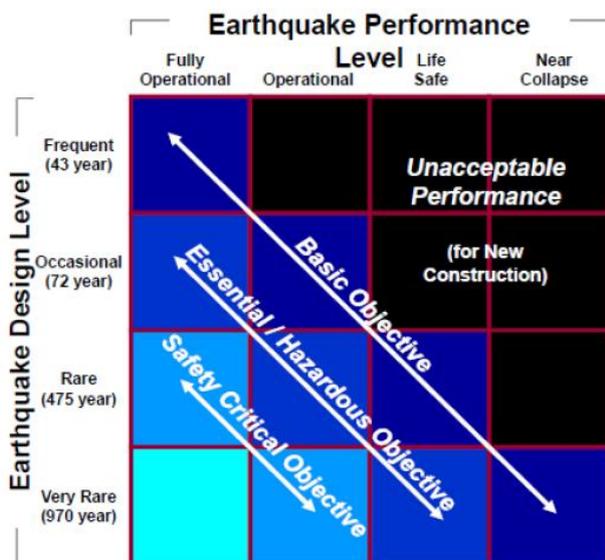


FIGURE 1 SEAO Vision 2000 Performance Matrix

Figure 1 Matriz de desempeño sísmico (SEAO Visión 2000)

## 2.1 PIANC - escenarios

Hay diferentes normativas internacionales, como las propuestas y aceptadas en este proyecto.

El PIANC es una guía desarrollada por la colaboración de expertos internacionales en este tipo de obras. Esta guía propone dos niveles de sismo (Table 1) que corresponden con los escenarios propuestos para el proyecto.

Table 1 PIANC – escenarios y ejemplo hipotético de requerimiento

Earthquake Level		PIANC 2001
Level 1	Probability of Exceedance [50yrs, design life]	50%
	Reference Period [yrs]	72
	Importance Factor	<b>None,</b> Design damage requirements dependent on importance class, see Table 11 and Figure 7
	Performance Requirements (assuming high, class A or class III importance)	<b>Serviceable * :</b> Little or no loss of serviceability;
Level 2	Probability of Exceedance [50yrs, design life]	10%
	Reference Period [yrs]	475
	Importance Factor	<b>None,</b> Design damage requirements dependent on importance class, see Table 11 and Figure 7
	Performance Requirements (assuming high, class A or class III importance)	<b>Controlled damage * :</b> Short term loss of serviceability. Controlled and inelastic ductile response and residual displacement to keep structure repairable

\* Strains, deformations and stability requirements given; NA: not applicable

## 2.2 PIANC – método

PIANC define el nivel de desempeño en las siguientes figuras:

Table 3.1. Acceptable level of damage in performance-based design.\*

Level of damage	Structural	Operational
Degree I : Serviceable	Minor or no damage	Little or no loss of serviceability
Degree II: Repairable	Controlled damage**	Short-term loss of serviceability***
Degree III: Near collapse	Extensive damage in near collapse	Long-term or complete loss of serviceability
Degree IV: Collapse****	Complete loss of structure	Complete loss of serviceability

\* Considerations: Protection of human life and property, functions as an emergency base for transportation, and protection from spilling hazardous materials, if applicable, should be considered in defining the damage criteria in addition to those shown in this table.

\*\* With limited inelastic response and/or residual deformation.

\*\*\* Structure out of service for short to moderate time for repairs.

\*\*\*\* Without significant effects on surroundings.

Table 3.2. Performance grades S, A, B, and C.

Performance grade	Design earthquake	
	Level 1(L1)	Level 2(L2)
Grade S	Degree I: Serviceable	Degree I: Serviceable
Grade A	Degree I: Serviceable	Degree II: Repairable
Grade B	Degree I: Serviceable	Degree III: Near collapse
Grade C	Degree II: Repairable	Degree IV: Collapse

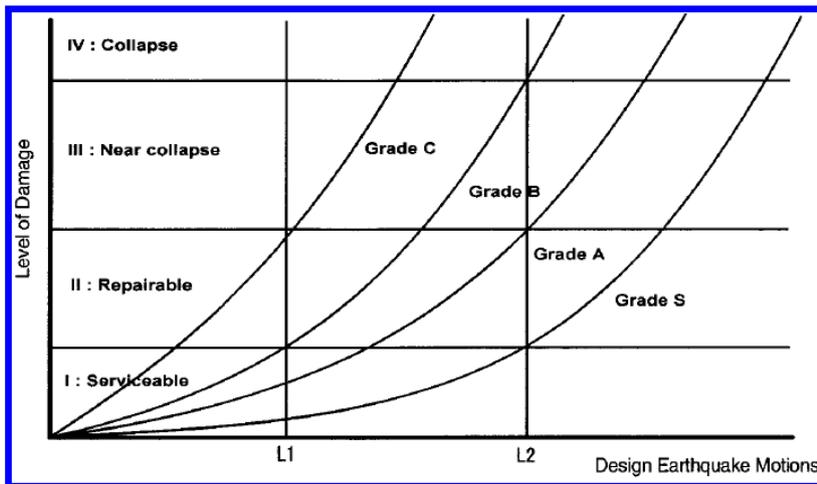


Table 5.1. Types of analysis related to performance grades.

Type of analysis	Performance grade			
	Grade C	Grade B	Grade A	Grade S
Simplified analysis: Appropriate for evaluating approximate threshold level and/or elastic limit and order-of-magnitude displacements				
Simplified dynamic analysis: Of broader scope and more reliable. Possible to evaluate extent of displacement/stress/ductility/strain based on assumed failure modes				
Dynamic analysis: Most sophisticated. Possible to evaluate both failure modes and extent of displacement/stress/ductility/strain				

Index:

- Standard/final design
- Preliminary design or low level of excitations

Table 5.3. Analysis methods for port structures.

Type of analysis	Simplified analysis	Simplified dynamic analysis	Dynamic analysis	
			Structural modelling	Geotechnical modelling
Gravity quay wall	Empirical/pseudo-static methods with/without soil liquefaction	Newmark type analysis Simplified chart based on parametric studies (see Table 5.4)	FEM/FDM*	FEM/FDM*
Sheet pile quay wall			Linear or Non-linear analysis  2D/3D**	Linear (Equivalent linear) or Non-linear analysis  2D/3D**
Pile-supported wharf	Response spectrum method	Pushover and response spectrum methods		
Cellular quay	Pseudo-static analysis	Newmark type analysis		
Crane	Response spectrum method	Pushover and response spectrum methods		
Breakwater	Pseudo-static analysis	Newmark type analysis		

\*FEM/FDM: Finite element method/finite difference method.

\*\*2D/3D: Two/three-dimensional analysis.

## 2.3 PIANC – Criterios de daño para rompeolas

En la sección 4.6 de PIANC se propone para la selección del “Grado” de diseño de rompeolas:

Breakwaters are generally designed to limit wave penetration and wave overtopping during specific design storms, and at the same time designed to resist the related wave actions. It is unlikely that a major earthquake will occur simultaneously with the design sea state because the two events are typically not related. Consequently, design storm wave action and an earthquake can be treated as two independent load situations. Only wave actions from a moderate sea state should be considered together with the design earthquakes. Decision on this sea state has to be made based on the site-specific long-term statistics of the storm.

Selection of the appropriate design criteria depends on the functions of the breakwater and the type of earthquake-induced failure modes. However, for all breakwaters, the main criterion is the allowable settlement of the crest level because it determines the amount of overtopping and wave transmission. For breakwaters carrying roads and installations, additional criteria for allowable differential settlement, tilting and displacement of superstructures and caissons are needed.

Shaking of the breakwater may cause breakage of concrete armour units. Criteria have been proposed with regard to maximum breakage in terms of number of broken units that may occur while the breakwater remains serviceable (e.g. Zwamborn and Phelp, 1995). The same criteria may be adopted for the earthquake-related damage.

Since the damage criteria for breakwaters have not been fully developed at present, the performance grade is being described in order to indicate the relative degree of allowable damage. The level of damage to various kinds of breakwaters, according to the primary and secondary functions of breakwaters, is as follows:

- reduce wave penetration in basins (Grade C);
- recreational (access for people) (Grade C; but can be Grade A or B depending on the level of acceptable human life safety);
- provision of berthing on the port side of the breakwater, and related access roads (Grade B) (see Fig. 4.17);
- provision of cargo handling facilities on the breakwater, including conveyor belts (Grade B), and pipelines for oil and liquid gas (Grade A or S, depending on the level of threat of explosion).

## 2.4 PIANC – Criterios de daño para rompeolas en Caldera

Se propone un “Grado B” para el rompeolas de Caldera, a menos que el último punto marcado en celeste sea aplicable.

En ese caso, un sismo L2 (475 años período de retorno) se diseñará “cercano a colapso”, aceptándose daños importantes (ver figuras de Sección 2.2).

## 3 Factor de importancia

### 3.1 Definiciones

El código para obras marítimas propuesto BS6349-7 describe para la elección del nivel de riesgo aceptable:

#### 3.7.2 Choice of level of risk

The choice of level of risk depends on the following factors.

- a) *The characteristics of the type of breakwater.* A rubble mound structure can suffer only partial damage when the design conditions have been exceeded. With vertical face or composite breakwaters or slender concrete armour units, the exceedence of design conditions can involve their total destruction.
- b) *The purpose of the breakwater.* The permissible risk level should reflect the importance of the breakwater, the function for which it has been designed and its value to commercial operations. The risk level for failure (ultimate limit state) should be different from that for damage (serviceability limit state).
- c) *The reliability of the data used for design.* If there is doubt about the data or the assumptions adopted, the philosophy should be to adopt a conservative approach and to design for a low risk.
- d) *Quality control and tolerances achieved in construction.*
- e) *Whether sufficient model testing has been carried out to be able to determine the failure conditions for the proposed design.*

Although it is possible to make a classification according to security or risk criteria in a qualitative way for different situations, the quantitative determination of the values to be adopted is a matter of decision for the person responsible for the project.

EN1998-1 (Eurocódigo 8-1) define nivel de importancia:

**importance factor**

factor which relates to the consequences of a structural failure

La definición de la confiabilidad implementada en los Eurocódigos está descrita en el Eurocódigo 0 – Base de diseño estructural (EN-1990). El Apéndice B define las clases de consecuencia (CC) así:

EN 1990:2002 (E)

### B3 Reliability differentiation

#### B3.1 Consequences classes

(1) For the purpose of reliability differentiation, consequences classes (CC) may be established by considering the consequences of failure or malfunction of the structure as given in Table B1.

Table B1 - Definition of consequences classes

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	<b>High</b> consequence for loss of human life, <i>or</i> economic, social or environmental consequences <b>very great</b>	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	<b>Medium</b> consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences <b>considerable</b>	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	<b>Low</b> consequence for loss of human life, <i>and</i> economic, social or environmental consequences <b>small or negligible</b>	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

(2) The criterion for classification of consequences is the importance, in terms of consequences of failure, of the structure or structural member concerned. See B3.3

(3) Depending on the structural form and decisions made during design, particular members of the structure may be designated in the same, higher or lower consequences class than for the entire structure.

NOTE At the present time the requirements for reliability are related to the structural members of the construction works.

Y los valores de importancia asociados a cada clase de consecuencia (CC) se encuentran el en Anexo NA al EN 1998-1 (Eurcódigo 8-1):

Table NA.1 UK values for Nationally Determined Parameters described in BS EN 1998-1:2004 (continued)

Subclause	Nationally Determined Parameter	Eurocode recommendation			UK decision
4.2.3.2(8)	Reference to definitions of centre of stiffness and of torsional radius in multi-storey buildings meeting or not conditions (a) and (b) of BS EN 1998-1:2004, 4.2.3.2(8).	[None]			Any appropriate method may be used. Further guidance is given in PD 6698.
4.2.4(2)P	Ratio $\phi$ of coefficient $\psi_{Ei}$ on variable mass used in seismic analysis to combination coefficient $\psi_{Ei}$ for quasi permanent values of variable actions.	Type of variable action	Storey	$\phi$	Use the recommended values. Storeys occupied by different tenants may be considered as independently occupied.
		Categories A–C*	Roof	1,0	
			Storeys with correlated occupancies	0,8	
			Independently occupied storeys	0,5	
		Categories D–F* and Archives		1,0	
* Categories as defined in BS EN 1991-1-1:2002.					
4.2.5(5)P	Importance factor $\gamma_i$ for buildings.	Class I: $\gamma_i = 0,8$ Class III: $\gamma_i = 1,2$ Class IV: $\gamma_i = 1,4$			Where a value for the reference return period $T_{NCR}$ of 2 500 years has been adopted for CC3 structures, $\gamma_i = 1$ should be assumed. Where $T_{NCR}$ has been assessed on a project-specific basis, $\gamma_i$ should also be chosen on a project-specific basis. Further guidance is given in PD 6698.

NA to BS EN 1998-1:2004

## 3.2 Interpretación

La normativa Europea para obras marítimas propuestas BS6349-7 no es concluyente ni prescribe la elección del nivel de riesgo.

Entendiendo la filosofía propuesta por PIANC, se puede interpretar:

- Una obra **Grado A**, va a tener un rendimiento “**reparable**” durante un sismo de diseño L2 (475 años período de retorno). Esto coincide con el rendimiento de una obra de ocupación normal o CC2 en la filosofía de diseño de los Eurocódigos con factor de importancia = **1.0**.
- Una obra **Grado B**, va a tener un rendimiento “**cercano a colapso**” durante un sismo de diseño L2 (475 años período de retorno). Esto coincide con el rendimiento de una obra inferior a ocupación normal o CC1 en la filosofía de diseño de los Eurocódigos con factor de importancia = **0.8**.

Por tanto, la analogía es función del rendimiento aceptable que se elija.

## 3.3 Conclusión

Considerando que en el capítulo 2.4 se había definido que para este proyecto aplica el Grado B, se concluye que el factor de importancia recomendado es de 0.8 (ver capítulo 3.2).

## 4 Coeficientes para análisis de estabilidad

Se entiende en los criterios de diseño que la metodología propuesta en ROM 0.5-05. En este acuerdo las cargas se definirán con base en el PGA en superficie:

### 3.10.5.2.2 FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES PARA LA VERIFICACIÓN DE MODOS DE FALLO DE PÉRDIDA DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Para comprobar el efecto de la acción sísmica en el estudio de los problemas de estabilidad global controlados por la resistencia del terreno, y a falta de un mejor procedimiento para realizar el cálculo dinámico, se podrá suponer que la acción sísmica equivale a unas fuerzas máxicas de inercia definidas como el producto de la masa por las aceleraciones siguientes:

$$\text{Horizontal: } a_h = \alpha \cdot a_c$$

$$\text{Vertical: } a_v = \frac{1}{2} a_h$$

Siendo  $a_c$  la aceleración sísmica de cálculo en el emplazamiento, definida en la vigente Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02).

El factor “ $\alpha$ ” trata de evaluar la flexibilidad de la obra frente a los terremotos. Su valor debe ser tanto más alto cuanto más coartado esté el movimiento.

Taludes exentos y muelles de gravedad sin coacciones, etc.	$\alpha = 0,5$
Taludes con inclusiones rígidas (p.e. pilotes) o muros con coacciones en cabeza, muelles de pantallas ancladas, etc.	$\alpha = 0,75$ a $1$

Aunque se considera que, en la mayor parte de los casos, los coeficientes de seguridad de la Tabla 3.5.4 están asociados a probabilidades de fallo del orden de  $10^{-3}$ , siempre es conveniente conocer con una mayor precisión la fiabilidad de la cimentación frente al problema de su hundimiento. Por dichas razones, se recomienda que para obras de cierta importancia (categoría A definida en la parte 2 de esta ROM correspondiente a obras índices IRE o ISA alto o muy alto) siempre se calcule específicamente el índice de confianza (o fiabilidad)  $\beta$ . Para realizar este cálculo es conveniente considerar las recomendaciones que se incluyen en el apartado 3.3.10.