



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL
FACULTAD DE INGENIERÍA MARÍTIMA Y CIENCIAS DEL MAR

**ANÁLISIS DEL REDISEÑO Y COSTO DE LA ESTACIÓN EXPERIMENTAL
DEL “CENTRO NACIONAL DE ACUICULTURA E INVESTIGACIONES
MARINAS”, PALMAR, PROVINCIA DEL GUAYAS**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del título de:

INGENIERO EN ACUICULTURA

PRESENTADA POR:

MARIA ELENA QUEVEDO BARAHONA

GUAYAQUIL- ECUADOR

2005

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE APÉNDICES.....	xiii
RELACIONES ENTRE UNIDADES DEL SISTEMA INGLES Y DEL SISTEMA INTERNACIONAL.....	xiv
RESUMEN.....	xv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Historia de la acuicultura en Ecuador.....	1
1.2. Prácticas de manejo.....	3
1.3. CENAIM, investigación y necesidades para una estación experimental.....	6
2. DISEÑO DE UNA INFRAESTRUCTURA DE PRODUCCIÓN ACUÍCOLA...10	
2.1. Criterios para el diseño de una camaronera.....	10
2.2. Ubicación.....	12
2.3. Calidad de suelo.....	14
2.4. Muros, compactación y movimiento de tierra.....	16
2.5. Sistema de abastecimiento y distribución de agua.....	21
2.6. Compuertas.....	26
2.7. Sistema de drenaje y canales de efluentes.....	28
3. DISEÑO ORIGINAL DE LA CAMARONERA COFIMAR	30
3.1. Descripción general.....	30
3.2. Muros.....	31
3.3. Sistema de abastecimiento y distribución de agua	34

3.4.	Compuertas y sistema de drenaje.....	36
3.5.	Práctica de manejo y producción.....	38
4.	DISEÑO DE LA ESTACIÓN EXPERIMENTAL DEL CENAIM.....	39
4.1.	Consideraciones para el rediseño y descripción general.....	39
4.2.	Muros y movimiento de tierra.....	44
4.3.	Sistema de bombeo y distribución de agua.....	48
4.4.	Compuertas y sistema de drenaje.....	59
4.5.	Edificios y otras consideraciones.....	67
5.	ANÁLISIS DE COSTO.....	69
5.1.	Consideraciones generales	69
5.2.	Costo de movimiento de tierra.....	72
5.3.	Costo del sistema de abastecimiento de agua.....	74
5.4.	Costo del sistema de drenaje.....	76
5.5.	Costo de los edificios.....	78
6.	CONCLUSIONES.....	80
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	83
7.	APÉNDICES.....	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Evolución de las producciones ecuatorianas (en toneladas métricas) de camarón producido en piscina (adaptado de CNA, 2003).	2
Figura 2: Estación experimental PESGLASA, El Mango, Provincia del Guayas.	8
Figura 3: Ubicación de la camaronera COFIMAR y estación experimental del CENAIM en la carta del CLIRSEN del 1999.	9
Figura 4: Piscina sobre suelo arenoso cubierto con geomembrana, Tumbes, Perú.	15
Figura 5: Rodillo utilizado con un tractor para compactar suelos (Whitis, 2002).	20
Figura 6: Suministro de agua en piscinas camaroneras por tubería, Guayaquil, Ecuador.	22
Figura 7: Suministro de agua en piscinas camaroneras por medio de un canal de concreto y tubería, Estación Experimental “Pesglasa”, El Mango, Ecuador.	22
Figura 8: Suministro de agua en piscinas camaroneras por canal de tierra, Naranjal, Ecuador.	23
Figura 9: Foto ilustrando la descarga de los efluentes de una piscina camaronera en un canal reservorio sirviendo de fuente de agua para otras piscinas, Tailandia (Department of Fisheries and Allied Aquacultures, Auburn University, EE.UU. www.ag.auburn.edu/fisheries/image_gallery/)	25
Figura 10: Foto de compuerta de salida de una piscina camaronera con ranuras para colocar malla y tablonces, Naranjal, Ecuador.	27
Figura 11: Diseño original de la camaronera COFIMAR al momento de su compra por parte de la Fundación CENAIM-ESPOL.	32
Figura 12: Infraestructura civil existente al momento de la compra de la camaronera COFIMAR.	33

Figura 13: Estado del muro entre el canal reservorio y la piscina 3 al momento de la compra de la camaronera COFIMAR.....	33
Figura 14: Estación de bombeo principal de la camaronera COFIMAR. (a) tubería de toma de agua en el estuario de manglar; (b) vista de las tres bombas; (c) tubería que lleva el agua al canal de aducción.....	34
Figura 15: Canal de aducción principal y canal reservorio de la camaronera COFIMAR.	35
Figura 16: Estación de bombeo secundaria ubicada frente a la piscina 4 y al final del canal reservorio de la camaronera COFIMAR.....	35
Figura 17: Esquema de las compuertas de la camaronera COFIMAR con medidas promedios.....	36
Figura 18: Plan general del rediseño de la estación experimental del CENAIM.....	41
Figura 19: Plan del rediseño de la estación experimental del CENAIM con indicación de los muros perimetrales, laterales y transversales.....	45
Figura 20: Cortes de las secciones típicas de los sectores de la estación experimental del CENAIM.....	47
Figura 21: Plan general de la topografía y cortes del Sector A de la estación experimental CENAIM.....	49
Figura 22: Plan general de la topografía y cortes del Sector B de la estación experimental CENAIM.....	50
Figura 23: Plan general de la topografía y cortes del Sector C de la estación experimental CENAIM.....	51
Figura 24: Plan del rediseño del Sector A de la estación experimental del CENAIM con indicación del sistema de distribución del agua por tubería.....	56

Figura 25: Plan del rediseño del Sector B de la estación experimental del CENAIM con indicación del sistema de distribución del agua por tubería.	57
Figura 26: Plan del rediseño del Sector C de la estación experimental del CENAIM con indicación del sistema de distribución del agua por tubería.	58
Figura 27: Foto de una compuerta del Sector A de la estación experimental del CENAIM y su relación con el ducto cajón.	60
Figura 28: Vistas aéreas de las compuertas con sus respectivas dimensiones de acuerdo al sector de la estación experimental del CENAIM.	61
Figura 29: Vista del muro transversal con el sistema de abastecimiento de agua y sistema de drenaje	62
Figura 30: Plan del sistema de drenaje para el Sector A de la estación experimental del CENAIM.....	64
Figura 31: Plan del sistema de drenaje para el Sector B de la estación experimental del CENAIM.....	65
Figura 32: Plan del sistema de drenaje para el Sector C de la estación experimental del CENAIM.....	66

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Comparación de los tres principales sistemas de producción de camarón en Ecuador (adaptado de Massaut, 1999; Marriott, 2003).....	4
Tabla 2: Limitaciones para suelos utilizados en la construcción de piscinas acuícolas. (Adaptado de Boyd y Massaut, 1998).....	15
Tabla 3: Dimensiones recomendadas para el ancho superior de muros no transitados de piscinas acuícolas de acuerdo a la profundidad de la columna de agua y el borde libre (Baños, 1994).....	16
Tabla 4: Recomendaciones para pendientes de muros de piscinas acuícolas de acuerdo a la textura del suelo utilizado (Yoo y Boyd, 1994).....	18
Tabla 5: Dimensiones para compuertas de acuerdo al tamaño de las piscinas camaroneras (Baños, 1994).....	27
Tabla 6: Dimensiones, declive del fondo, pendiente y volumen de agua correspondientes para las piscinas de la estación experimental del CENAIM.	40
Tabla 7: Volúmenes de tierra necesarios para la construcción del rediseño de la estación experimental del CENAIM.	52
Tabla 8: Cálculos de los cabezales de succión y de descarga en el sistema de distribución de agua de la estación experimental del CENAIM.....	54
Tabla 9: Descripción de la bomba para el sistema de distribución de agua en la estación experimental del CENAIM.	54
Tabla 10: Volumen de agua y tiempo de llenado para los diferentes tamaños de las piscinas de la estación experimental del CENAIM.	55
Tabla 11: Costo para la implementación de una camaronera piloto de 20 ha en Texas, EE.UU. (Adaptado de Whetstone <i>et al.</i> , 2002).	70

Tabla 12: Resumen de los costos de movimiento de tierra, sistemas de abastecimiento de agua y drenaje y de los edificios para la estación experimental del CENAIM.....	72
Tabla 13: Detalles de los cálculos de costo para el movimiento de tierra y conformación de los muros y zonas de rellenos de la estación experimental del CENAIM.	74
Tabla 14: Detalles de los cálculos de costo para el material y la instalación del sistema de abastecimiento de agua de la estación experimental del CENAIM.	75
Tabla 15: Cálculos de costo para el sistema de abastecimiento de agua de la estación experimental del CENAIM.	77
Tabla 16: Detalles de los cálculos de costo para la construcción de las diferentes compuertas de la estación experimental del CENAIM.....	77
Tabla 17: Cálculos de los costos de construcción para la infraestructuras civiles de la estación experimental del CENAIM.....	79

ÍNDICE DE APÉNDICES

APÉNDICE A – Detalles de los cálculos de volumen de agua para las diferentes piscinas.	87
APÉNDICE B	89
B.1. Cortes y perfiles representativos del Sector A, utilizados para el cálculo de movimiento de tierra.....	89
B.2. Cortes y perfiles representativos del Sector B, utilizados para el cálculo de movimiento de tierra.....	90
B.3. Cortes y perfiles representativos del Sector C, utilizados para el cálculo de movimiento de tierra.....	92
APÉNDICE C – Lista por sector de los conectores, restricciones de diámetro en la tubería, válvulas y codos que se tomaron en cuenta para el cálculo de pérdidas menores para el requerimiento de poder para la bomba.....	93
APÉNDICE D – Detalles de los cálculos de tiempo de desagüe para los diferentes tamaños de las piscinas de la estación experimental del CENAIM.....	94
APÉNDICE E – Cálculos de acumulación de sedimentos en los fondos de los pantanos basados en la concentración de los sólidos suspendidos totales y tiempo estimado para perder 20% del volumen de los pantanos por acumulación de sólidos.....	95

**RELACIONES ENTRE UNIDADES DEL SISTEMA INGLES Y DEL SISTEMA
INTERNACIONAL**

Distancia:

$$1 \text{ in} = 2,54 \text{ cm}$$

$$1 \text{ pie} = 0,305 \text{ m}$$

Superficie:

$$1 \text{ pie}^2 = 0,0929 \text{ m}^2$$

$$1 \text{ acre} = 0,4047 \text{ ha} = 4.047 \text{ m}^2$$

Volumen:

$$1 \text{ gal} = 3,785 \text{ L}$$

$$1 \text{ pie}^3 = 28,317 \text{ L} = 0,02932 \text{ m}^3$$

Flujo:

$$1 \text{ gpm} = 0,0631 \text{ L/s} = 5,42 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$1 \text{ cfs} = 449 \text{ gpm} = 28,3 \text{ L/s} = 2.450 \text{ m}^3/\text{día}$$

Peso:

$$1 \text{ lb} = 453,6 \text{ g}$$

Poder:

$$1 \text{ hp} = 0.746 \text{ kW}$$

RESUMEN

En diciembre del 2002, la Fundación CENAIME-ESPOL adquirió COFIMAR, una granja camaronera con un área de 25 ha localizada en Palmar, y conformada de cuatro piscinas (entre 3,72 y 8,50 ha de área promedio) con una profundidad promedio de agua de 1,5 m. Este trabajo describe, desarrolla y analiza el rediseño de COFIMAR realizado por investigadores de la Fundación CENAIME-ESPOL. Esta estación experimental va ser dividida en tres sectores, con un total de 97 piscinas correspondiente a 17,25 ha de espejo de agua. El primer sector (Sector A) ubicado al norte de la estación experimental tendrá una orientación netamente experimental con 49 piscinas de 0,05 ha (25x20m). Un segundo sector experimental (Sector B) ubicado en el centro de la estación experimental tendrá 12 piscinas de 0,05 ha (25x20m), ocho de 0,10 ha (20x50 m) y 14 de 0,25 ha (30x84 m). El tercer sector (Sector C) ubicado en la parte sur de la estación experimental se dedicará a aplicar los resultados de las investigaciones a sistemas de producción comercial y tendrá dos piscinas de 0,30 ha (30x100m), cinco de 0,50 ha (30x167m), una de forma irregular de 0,80 ha y seis de 1,00 ha (50x200m). Todas las piscinas tendrán una altura promedio de los muros de 1,50 m y de la columna de agua de 1,0 m, además de tener sus fondos con pendientes que varían entre 0,4 y 0,8% para facilitar el drenaje. Se mantiene los muros perimetrales originales. Los nuevos muros laterales de división entre piscinas tendrán un ancho superior de 1 m, mientras que los demás muros tendrán un ancho superior de 2,5 ó 4 m. Todos los muros tendrán una pendiente de 1,5:1,0. Para reducir el impacto de la operación de la estación experimental sobre el estuario de Palmar, se incorporó pantanos en cada sector que servirán de piscinas de sedimentación. El pantano del Sector A tiene una superficie de 0,64 ha con una profundidad promedio de 1 m. Los sectores B y C compartirán el mismo pantano con área total de 3,40 ha y

columna de agua promedio de 1,5 m. Se ubicó un reservorio de 1,00 ha y 3 m de profundidad en la parte central - oeste del terreno (Sector B) donde se instalará una bomba (11 hp con un caudal de 830 gpm) en su parte norte para alimentar un sistema de tubería de 10 pulg. que llevara el agua a las diferentes piscinas. Las tuberías van ser enterradas en un lado de los muros y mínimo 20 cm bajo la tierra. La distribución del agua en los diferentes sectores se manejara con nueve válvulas para poder aislar diferentes sectores y no llenar todo el sistema cada vez que se requiere llenar algunas piscinas. El sistema de drenaje se ubicará del mismo lado que el sistema de entrada del agua para cada piscina. El agua sale de las piscinas a través de una compuerta ubicada en su totalidad dentro de la piscina y conectada en un ducto cajón enterado en la base del muro y que se descarga directamente al pantano. Finalmente, se consideró la construcción de varias infraestructuras civiles como campamento, bodegas, talleres, laboratorio de análisis, laboratorio húmedo, una cisterna de agua dulce y varios pozos sépticos.

La Fundación CENAIM-ESPOL adquirió COFIMAR por un valor total de US\$ 86.658,71, lo que representa un promedio de US\$ 3.467 por ha. Se realizó un análisis detallado para evaluar los costos de movimiento de tierra, sistemas de distribución de agua y drenaje y construcción de las infraestructuras civiles y la inversión representa US\$ 469.363,00 ó un costo promedio de US\$ 18,775 por ha. Sin incluir el costo de las bombas y de las infraestructuras civiles, las inversiones respectivas para los sectores A, B y C representan 32,8%, 47,7% y 19,5% del total. El movimiento de tierra representa US\$ 172.380 (36% de la inversión total) y es más costoso en el Sector B, principalmente por el tipo de tierra con la cual se debe trabajar en este sector. La inversión a realizar para la construcción de las diferentes infraestructuras civiles (US\$ 150.225) y para los sistemas

de abastecimiento de agua y drenaje (US\$ 146.758,00) representan cada una 32% de la inversión total.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. HISTORIA DE LA ACUICULTURA EN ECUADOR

El camarón blanco (*Litopenaeus vannamei*) es uno de los productos de exportación más importantes en Ecuador. La producción de camarón le ha permitido ser el productor principal en el hemisferio occidental y mantenerse como segundo productor mundial entre 1993 y 1999 (Jory, 1999; www.cna.com). La industria camaronera en Ecuador ha generado empleo para alrededor de 203.000 personas (Rosenberry, 2000), desde la captura del nauplio en condiciones naturales en los mares de la costa (actividad actualmente prohibida por el acuerdo ministerial No. 106 del 27 de septiembre de 2002), laboratorios de larvicultura y maduración, granjas de producción, compañías de exportación y hasta las actividades de servicio y soporte a la industria (proveedores de insumos, planta de producción de alimento balanceado, ingeniería, transportes, etc.).

La industria del cultivo de camarón en Ecuador empezó a final de los años setenta (Rosenberry, 2000). Piscinas con conexión directa al mar se usaron como lugares de cultivo. En un principio, la producción de camarón era basada principalmente en la productividad natural. El productor sólo abría o cerraba las compuertas según la condición de la marea. Así como la larva de camarón entraba en la piscina, también otros organismos que son parte de su dieta (fitoplancton, zooplancton) y organismos acuáticos asociados (larvas de peces, etc.).

Desde los años ochenta, la industria experimentó un crecimiento rápido (Fig. 1), especialmente debido al uso de semillas de laboratorio y la disponibilidad en alimento balanceado que mejoraron las ganancias en el cultivo de camarón (Marriott, 2003). La intensificación de los sistemas de producción de camarón conllevaron producciones más

altas que obligaron a mejorar el tipo de alimento artificial, como la producción natural en la piscina a través de programas de fertilización. A final de este periodo, Ecuador tuvo que enfrentar la presencia de dos enfermedades que causaron disminuciones en las producciones (Fig. 1): el síndrome de la gaviota en 1989 que fue causado por la presencia de algunas especies de *Vibrio* (CNA, 2000a) y en 1993-1994, el síndrome de Taura que fue de tipo viral (Lotz, 1997). En 1999, el declive de la producción fue el resultado de la presencia del virus de la Mancha Blanca (WSSV) (CNA, 2001). Se estima que la presencia del WSSV en el 2000 disminuyó la producción en un 68% comparando con 1998 (CNA, 2000b) y generó una reducción del 36% en los empleos asociados con el sector (CNA, 2001).

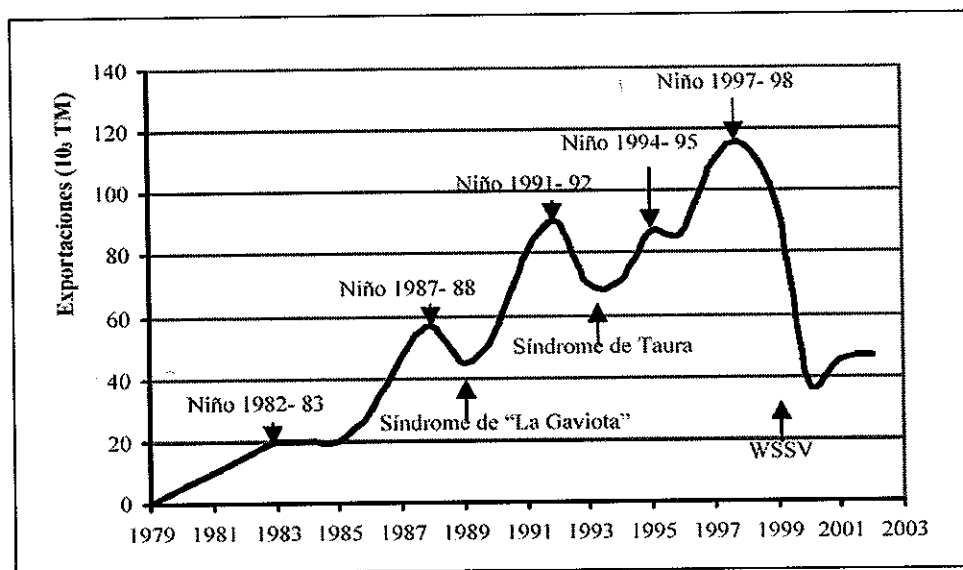


Figura 1: Evolución de las producciones ecuatorianas (en toneladas métricas) de camarón producido en piscina (adaptado de CNA, 2003).

En general, la producción de camarón en Ecuador ha mostrado un crecimiento sostenido desde sus inicios en los años setenta, marcado por variaciones climáticas como son los ENSO y la aparición de epidemias (Fig. 1; www.elniño.com). Las enfermedades son

consideradas el factor limitante para el desarrollo de los camarones a nivel comercial ya que estas afectan la producción en muchos países por el mundo (Subasinghe *et al.*, 1998). Las pérdidas económicas debido a las enfermedades virales son significativas, tanto en el hemisferio Oriental como en el Occidental.

Actualmente en Ecuador, la Subsecretaría de Recursos Pesqueros registra 2.400 camaroneras sobre 178.000 ha destinadas a la producción de camarón, de las cuales un 68% corresponde a camaroneras entre 0 y 50 ha, 15% a camaroneras entre 50 y 250 ha, 12% entre 250 y 500 ha y un 5% con camaroneras de 500 ha o más (Marriott, 2003).

1.2. PRACTICAS DE MANEJO

Los tipos de producción de camarón pueden clasificarse dentro de cuatro niveles relacionado con la intensidad del cultivo: un sistema extensivo con siembra de 2-8 individuos/m², sistema semi-intensivo (5-20 ind/m²), sistema intensivo (30-60 ind/m²) y recientemente se ha implementado lo que se ha denominado sistema superintensivo donde se siembra hasta 150 ind/m² (Rosenberry, 2000). Además de la densidad de siembra, las técnicas de manejo empleadas en cada tipo de cultivo participan en su definición (Boyd y Tucker, 1998).

Los sistemas extensivos se caracterizan por el poco o no uso de alimento balanceado y fertilizantes y dependen de la capacidad de carga natural de las piscinas (Tabla 1). Son ubicados en la zona de las mareas y dependen de las mareas para recibir agua (no se utiliza bombeo), por lo que frecuentemente se encuentran en zonas de manglar o pampas salinas (Marriott, 2003). Generalmente son piscinas grandes (5 a 100 ha), de forma y profundidad irregulares, que pueden contener vegetación porque son construidas

utilizando un sistema de contención o represa en un curso de agua natural o canal, dando lugar a la formación de una piscina (Marriott, 2003). El tiempo de cultivo sobrepasa los 120 días y logran producciones anuales bajas, de entre 50 y 500 kg/ha (Marriott, 2003). El sistema extensivo es el menos complejo y con los gastos operativos más bajos, por lo tanto se maneja sin recurso humano especializado.

Tabla 1: Comparación de los tres principales sistemas de producción de camarón en Ecuador (adaptado de Massaut, 1999; Marriott, 2003).

	Nivel de producción		
	Extensivo	Semi-intensivo	Intensivo
Tamaño de piscina (ha)	5 – 100	5 – 15	0,1 – 2,5
Forma de piscina	Irregular	Más regular	Cuadrada-rectangular
Profundidad de agua (m)	0,4 – 1,0	0,7 – 1,5	1,5 – 2,0
Ubicación de las piscinas	Zona de mareas	Zona litoral	Arriba zona mareas
Costo de construcción por ha	Bajo	US\$ 15.000 – 25.000	US\$ 25.000 – 100.000
Densidad de siembra (ind/m ²)	2 – 8	5 – 20	30 – 150
Técnicas de manejo utilizadas (+ = utilizadas; - = no utilizadas)			
Encalado	-	+	+
Fertilización	+	+	+ ó -
Recambio de agua diario	Por mareas; 0-10%	Por bombeo; 1-5%	Por bombeo; hasta 25%
Alimentación artificial	-	+	+
Aeración	-	-	+
Uso de químicos	-	-	+
Cosechas por año	1 – 2	2 – 3	2,5 – 3
Rendimiento (kg/ha/año)	50 – 500	500 – 5.000	5.000 – 20.000
Mano de obra (persona/ha)	0,15	0,10 – 0,25	0,5 – 1
Costo de producción (US\$/kg)	1 – 3	3 – 5	5 – 7

El sistema de producción semi-intensivo es el más común en Ecuador donde se estima que 58% de las piscinas son manejadas bajo este criterio (Marriott, 2003). Durante la preparación de las piscinas antes de la siembra se adiciona cal (en forma de carbonato de calcio ó hidróxido de calcio) para amortiguar el pH de suelos ácidos, como desinfectante o simplemente, como medida rutinaria antes de llenar la piscina (Tabla 1). Durante las

primeras semanas del cultivo se adiciona fertilizantes inorgánicos para favorecer el crecimiento de microorganismos naturales que sirven de alimento directo para las larvas sembradas. Sin embargo, para incrementar la producción se suministra también alimento balanceado a una tasa que oscila entre 1 y 10% del peso corporal, disminuyendo a medida que progresa el cultivo, con porcentajes de proteína variables entre el 20 y 40%. Las piscinas son de menor tamaño que para el sistema extensivo (5 – 15 ha) y de dimensiones más regulares y profundidades más uniformes, que permiten un mayor control sobre el camarón en cultivo. Las granjas están equipadas con un sistema de bombeo y distribución de agua, que sirve no solamente para el llenado inicial de las piscinas, pero también para recambiar agua cuando las condiciones de cultivo lo necesita. Actualmente el recambio de agua es limitado (1-5% del volumen diario) debido a la amenaza de infecciones de tipo viral como el WSSV, ampliamente diseminado en el medio ambiente. El tiempo de cultivo varía entre 90 y 120 días, dependiendo de la época del año. Bajo estas condiciones, las producciones anuales oscilan entre 500 y 5.000 kg/ha (Marriott, 2003). En algunos casos se implementó una etapa de precría en piscinas de menor tamaño donde se siembra las larvas hasta que alcanzan un peso de 1-2 g, para después transferirlas a piscinas de engorde. El sistema semi-intensivo requiere de un personal con conocimientos técnicos en la cría del camarón. Sus costos de operación y administrativos son mucho más elevados que los del sistema extensivo, debido a la mayor densidad de siembra, el uso de alimento, la mano de obra y controles sobre la producción, y la utilización de diesel para el bombeo de agua.

Finalmente en el sistema intensivo, nuevas prácticas de manejo son introducidas (Tabla 1), como la aireación artificial necesaria para mantener los niveles de oxígeno disuelto por encima de los 2 mg/L (Boyd y Tucker, 1998). Este tipo de cultivo a veces requiere de

altas tasas de circulación de agua y bombeo para recambio, utiliza exclusivamente el alimento balanceado (no se fertiliza) y larvas de laboratorios para asegurar la siembra de animales sanos y libre de enfermedades. Las piscinas son pequeñas (0,1 a 2,5 ha) y de forma regular. Este tipo de cultivo es el más sofisticado y tiene tasas de producción extremadamente altas (5.000 – 20.000 kg/ha/año). Requiere de una mayor aportación de capital operativo, equipamiento y mano de obra especializada lo que conlleva a este a ser el más costoso utilizado en el Ecuador (Marriott, 2003). Sin embargo, debido a la elevada densidad de siembra y alta carga orgánica de estos sistemas, pueden presentarse caídas drásticas y ocasionar pérdidas catastróficas en las cosechas en muy corto tiempo.

1.3. CENAIM, INVESTIGACIÓN Y NECESIDADES PARA UNA ESTACIÓN EXPERIMENTAL

La Fundación CENAIM-ESPOL es una entidad privada sin fines de lucro, que funciona desde 1990 como unidad de investigación de la Escuela Superior Politécnica del Litoral, y bajo la supervisión de un directorio con miembros de los sectores académico, productivo y político. Su misión es “impulsar el desarrollo sustentable de la productividad y la diversidad de la acuicultura en el Ecuador, a través de la investigación científica, el desarrollo tecnológico, la capacitación y la difusión, propiciando un estrecho vínculo entre el Estado, el sector productivo y la comunidad académica”. El centro de investigación está ubicado en un terreno de 1,5 ha frente al mar, en San Pedro de Manglaralto (Península de Santa Elena) y cuenta con laboratorios y más de 20 áreas experimentales que permiten desarrollar investigación bajo condiciones controladas.

Con el pasar de los años, el CENAIM necesitó confirmar en el campo los resultados obtenidos en laboratorio. CENAIM realizó experimentos y seguimientos de ciclos de producción con la colaboración de varios productores que ofrecieron sus instalaciones. Investigación de prácticas de manejo y de requisitos alimenticios se pudieron realizar en instalaciones comerciales; pero esto no dejó de lado las desventajas de no contar con un control sobre los diseños experimentales por falta de número de replicas para los diferentes tratamientos, no uniformidades entre las piscinas escogidas y dificultades en la logística.

Debido a estas desventajas, el CENAIM a mediados del 2001 comienza a buscar granjas camaroneras para comprar o alquilar cerca de sus instalaciones en San Pedro. Durante la búsqueda, en octubre del 2001, el Sr. Hernán Torres ofrece al CENAIM el uso de 6 ha que formaron la estación experimental de PESGLASA (Fig. 2) que se encuentra situada en el recinto "El Mango" en la carretera Guayaquil-Machala. La estación experimental PESGLASA cuenta con 30 piscinas de 500 m² (10 m x 50 m) y tres de 1.000 m² (20 m x 50 m) con profundidad promedio de 0,8 m. Adicionalmente, CENAIM tenía acceso a una piscina de 1 ha de forma trapezoidal y nueve piscinas de 0,25 ha (50 m x 50 m) con una profundidad promedio de 1,2 m.



Figura 2: Estación experimental PESGLASA, El Mango, Provincia del Guayas.

Las investigaciones que se llevaron durante dos años en estas instalaciones fueron críticas para el desarrollo científico del CENAIM y sus descubrimientos para manejar el problema del WSSV. Sin embargo, los problemas de logística por la ubicación de la estación a más de 250 km de San Pedro forzaron el CENAIM a continuar su búsqueda para un terreno más cerca. En diciembre del 2002, CENAIM adquirió COFIMAR (Fig. 3), una granja camaronera con un área de 25 ha localizada en Palmar, 12 km al sur de las instalaciones principales del CENAIM. Por varias razones COFIMAR fue seleccionada para la construcción de la estación experimental: (1) superficie adecuada que va a permitir el desarrollo de suficientes piscinas para la investigación; (2) acceso a agua de mar de buena calidad recibida a través de un estuario bordeado por manglares; (3) a una corta distancia de las infraestructuras del CENAIM; (4) un precio razonable.

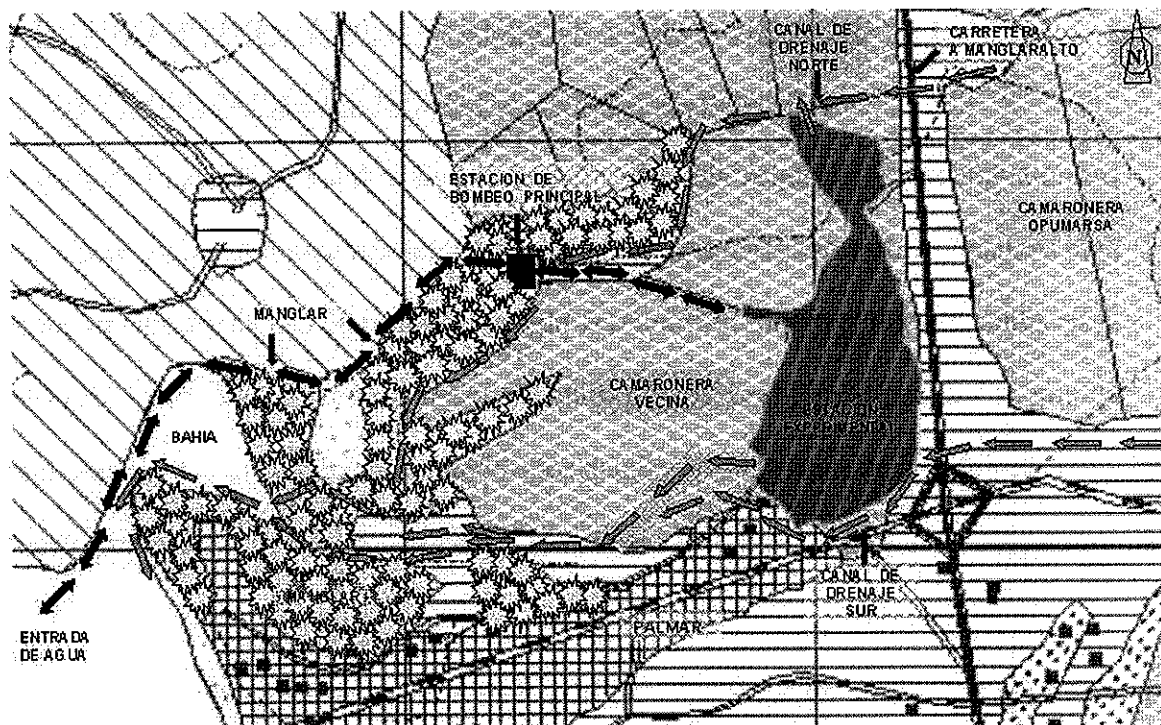


Figura 3: Ubicación de la camaronera COFIMAR y estación experimental del CENAIM en la carta del CLIRSEN del 1999.

Para tener éxito en la producción de camarón es necesario entender los parámetros que controlan el engorde con el fin de tener un mayor control, principalmente sobre los costos asociados con técnicas de manejo y sobre las enfermedades que han afectado el cultivo en estos últimos años. En base a estas necesidades, COFIMAR va a ser rediseñada en una estación experimental con piscinas de diferentes tamaños en donde se pondrán a prueba diferentes metodologías de manejo para obtener resultados reales en camaroneras que ayuden al sector productivo.

2. DISEÑO DE UNA INFRAESTRUCTURA DE PRODUCCIÓN ACUÍCOLA

2.1. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE UNA CAMARONERA

El diseño de una infraestructura de producción acuícola requiere considerar algunos criterios para lograr un funcionamiento eficiente y económicamente viable. Piscinas bien diseñadas y ubicadas en un terreno apropiado economizan dinero y tiempo, tanto en la construcción como en la operación. Muchos de los problemas asociados con la acuicultura resultan de la falta de atención a los detalles en las etapas de la planificación y de construcción del proyecto camaronero (Haws *et al.*, 2001).

En general, las piscinas que se utilizan para la producción de camarón son estructuras de tierra que varían en tamaño entre <1 y 20 ha y que idealmente deberían tener estructuras de tierra con tiempo de vida de 10 años (Boyd y Massaut, 1998; Steeby y Avery, 2002). Las piscinas contienen agua retenida por el fondo y los muros y pueden ser construidas de dos formas:

- Piscina de tipo excavada que se construye removiendo el suelo y formando un hoyo que después se llena de agua. Su tamaño está limitado por el costo de excavación de tierra y puede presentar la desventaja de ser difícil de drenar.
- Piscina retenida por muros construidos sobre el suelo original que requiere el aporte de tierra de otro lugar, lo que también puede limitar su tamaño por el costo de traslado de tierra.

El diseño de una piscina debe ser dirigido a satisfacer los requerimientos biológicos de la especie en cultivo, los cuales pueden variar según el estado del ciclo de vida. Estos requerimientos pueden incluir: temperatura, salinidad, volumen de agua para el cultivo, disponibilidad de alimento vivo, concentración de oxígeno disuelto y turbidez (Bose *et*

al., 1991). Los requerimientos del camarón, el método de cosecha, el tipo de producción (desove, pre-cría o engorde) y el sistema de manejo elegido son los factores que determinarán el tamaño y la profundidad de la piscina (Baños, 1994). Sin embargo, las dimensiones de las piscinas dependen también del tipo de inversión que se puede realizar. Piscinas cuadradas tienen un costo de construcción menor a piscinas rectangulares (Steeby y Avery, 2002). Adicionalmente, la división de un terreno en pocas piscinas de gran tamaño tiene un costo de construcción y movimiento de tierra mucho más bajo que si se quiere dividirlo en muchas piscinas pequeñas. La tendencia actual es de construir piscinas más pequeñas que en el pasado para la producción de camarón (entre 0,5 y 5 ha) y los productores aseguran que el incremento de los costos al momento de la construcción está balanceado por el mejoramiento en la eficiencia de producción a través de un mayor control sobre los parámetros de manejo.

En general, se recomienda construir piscinas con forma regular para tener un mejor control al momento de la producción (Marriott, 2003). Además, la construcción de piscinas triangulares o de forma irregular es más costosa y se puede aprovechar de los espacios irregulares que sobran en el terreno para la instalación de bodegas y otros edificios (Steeby y Avery, 2002). Para evitar problemas de crecimiento de plantas acuáticas y macrofitas, se debe tener una profundidad mínima de la columna de agua de 80 cm. La orientación del lado más grande de la piscina debe ser paralela a la orientación de los vientos predominantes para disminuir los problemas de erosión con la formación de olas a la superficie del agua (Avery *et al.*, 1998). Adicionalmente, el diseño de una infraestructura de producción acuícola debe considerar la selección del sitio o ubicación de la granja, la calidad del suelo, muros perimetrales y divisorios y un sistema de agua con estructuras de entrada y salida.

2.2. UBICACIÓN

La selección del sitio para la construcción de piscinas de tierra parecería ser algo fácil pero muchos factores están implicados. Una buena evaluación del sitio escogido es crítica y debería asegurar que tiene las características adecuadas para la construcción y operación de una granja acuícola. Los criterios más importantes a revisar al momento de la selección del sitio son la fuente de agua, topografía del terreno y calidad del suelo. Sin embargo, se podría también considerar factores como el acceso a servicios viales, eléctricos y sanitarios, la eficiencia costo-beneficio, la salud ambiental o el valor del sitio con la operación de la granja en relación con su valor intrínseco previo (Haws *et al.*, 2001). Si la evaluación de un sitio revela características no deseables para la actividad acuícola que no pueden ser mejoradas o que involucraría costos altos durante la construcción u operación, se debería buscar otro sitio (Boyd y Massaut, 1998).

Una de las primeras consideraciones al seleccionar un sitio para la construcción de piscinas acuícolas es cerciorarse de una fuente adecuada de agua. La acuicultura es una actividad que requiere de un volumen grande de agua y se debe asegurar que la fuente de agua tiene un volumen suficiente para el tamaño y la intensidad de cultivo previstos y que sea de buena calidad y libre de contaminantes. Generalmente si la fuente de agua soporta una población natural del animal que se quiere cultivar, debe tener una calidad suficientemente buena para su producción en piscina (Boyd, 2000). Steeby y Avery (2002) recomiendan una capacidad mínima de 25 galones por minuto (gpm) para cada acre de superficie de piscina, lo que equivale a 3,90 L/s ó 335 m³/día para cada hectárea de superficie de piscina. De manera más general, se recomienda tener acceso a un volumen suficientemente grande de agua para no demorar más de 10 días en llenar completamente una piscina, lo que permite evitar problemas de crecimiento de vegetación

acuática (Wellborn, 1988). Esta capacidad mínima debe mantenerse todo el año y se debería evaluar las variaciones estacional y anual, además de incluir variables tales como tasa de evaporación, posible filtración y planes de expansión durante el proceso de selección del sitio.

Granjas acuícolas normalmente se construyen sobre una superficie plana para disminuir los costos de construcción. La topografía de la zona determina la cantidad de tierra que debe ser movida durante la construcción. Un terreno plano significa menos movimiento de tierra que para un terreno irregular. Baños (1994) recomienda una pendiente menor al 2% para el terreno seleccionado. Sin embargo, algunas granjas fueron construidas usando un sistema de terrazas para la ubicación de las piscinas a diferentes niveles sobre terrenos con pendiente mayor. Adicionalmente en Ecuador, el área donde se construirán las piscinas deberá ser tierras sin vocación agrícola (Reglamento para Cría y Cultivo de Especies Bioacuáticas, República del Ecuador, Septiembre de 1985).

El terreno escogido para la implantación de la granja acuícola no debería ser ubicado en zona inundable por los posibles daños y pérdidas en taludes, caminos de acceso y canales. El diseño debe incorporar elementos que protejan las estructuras de la granja de las inundaciones mayores y que, a la vez, eviten obstruir las corrientes naturales de agua que mantienen los hábitats circunvecinos (Haws *et al.*, 2001). La ubicación de piscinas acuícolas en zona de manglar o pantano no es recomendable por el contenido alto en materia orgánica de los suelos y el alto valor ecológico de estos ecosistemas (Massaut, 1999). Para asegurar un drenado completo, la parte más profunda de las piscinas debe estar arriba del nivel del mar o de la superficie del cuerpo de agua recibiendo los efluentes (Wellborn, 1998). Las piscinas deben poder drenarse en cualquier momento y

para evitar costo de bombeo, se recomienda que sea por gravedad. La parte más profunda de la piscina debe tener mínimo 50 cm arriba del nivel freático para evitar suelos saturados con agua (Boyd y Massaut, 1998).

2.3. CALIDAD DE SUELO

Los suelos cumplen con algunas funciones muy importantes en acuicultura por lo que la calidad del material a utilizar debe ser evaluada al momento de la selección del sitio (Boyd, 1995). Muestras de suelo tomadas en diferentes locaciones y profundidades a lo largo del terreno son generalmente analizadas para textura, potencial de compactación, pH y acidez, concentración en materia orgánica y azufre (Boyd y Massaut, 1998). El suelo tiene que ser impermeable y sus propiedades dentro de los rangos óptimos para la acuicultura (Tabla 2). Los suelos de tipo arcilloso son los más deseables y se recomienda tener entre 15 y 30% de arcilla para evitar problemas de filtración (Yoo y Boyd, 1994; Wellborn, 1998). Sin embargo, si los suelos con contenido muy alto en arcilla (> 30%) no tienen problemas de filtración, generalmente presentan problemas para secar, son difíciles de manejar al momento de la construcción y no pueden ser compactados (Boyd y Massaut, 1998). En ocasiones, piscinas con suelos permeables tienen su fondo cubierto con una geomembrana (ó liner; Fig. 4) o se alinean con una capa de arcilla compactada, pero estas soluciones incrementan la inversión al momento de la construcción. Los suelos orgánicos no son buenos para construcción, por ser fácilmente descompuestos por procesos bacterianos cuando expuestos al aire y difíciles en compactar (Boyd, 1995; Steeby y Avery, 2002). En zona costera, el contenido en azufre del suelo puede ser alto y presentar riesgo de tener suelos altamente ácidos (Boyd, 1995).

Tabla 2: Limitaciones para suelos utilizados en la construcción de piscinas acuícolas. (Adaptado de Boyd y Massaut, 1998).

Propiedad	Limitación			Restricción
	Baja*	Moderada*	Severa*	
Pendiente (%)	<8	8-15	>15	Costo de construcción
Profundidad del nivel freático (cm)	>100	50-100	<50	Saturado con agua
Contenido en arcilla (%)	>20	10-20	<10	Demasiado arena
Fracción con diámetro >8 cm (%)	<25	25-50	>50	Presencia de piedras
Profundidad del material sulfúrico (cm)	>100	50-100	<50	Toxicidad; Acidez
Espesor del material orgánico (cm)	<15	15-50	>50	Inestable; Sin compactar
Potencial "shrink-swell" ^b	Bajo	Moderado-Alto	Muy alto	Retracción – Expansión

^bSe define como el cambio en tamaño de una muestra de suelo cilíndrica y húmeda después de haberla dejado secar al aire y se calcula de la siguiente forma: $100 \times (\text{longitud en estado húmedo} - \text{longitud en estado seco}) / \text{longitud en estado seco}$. Potencial bajo si <3%, mediano si entre 3 y 6%; alto si entre 6 y 9%; muy alto si >9%.

*Una limitación baja significa que el suelo tiene propiedades adecuadas. Una limitación moderada significa que el suelo requiere de una atención especial al momento del diseño o de la operación de la piscina. Una limitación severa significa que mínimo una de las propiedades no es adecuada

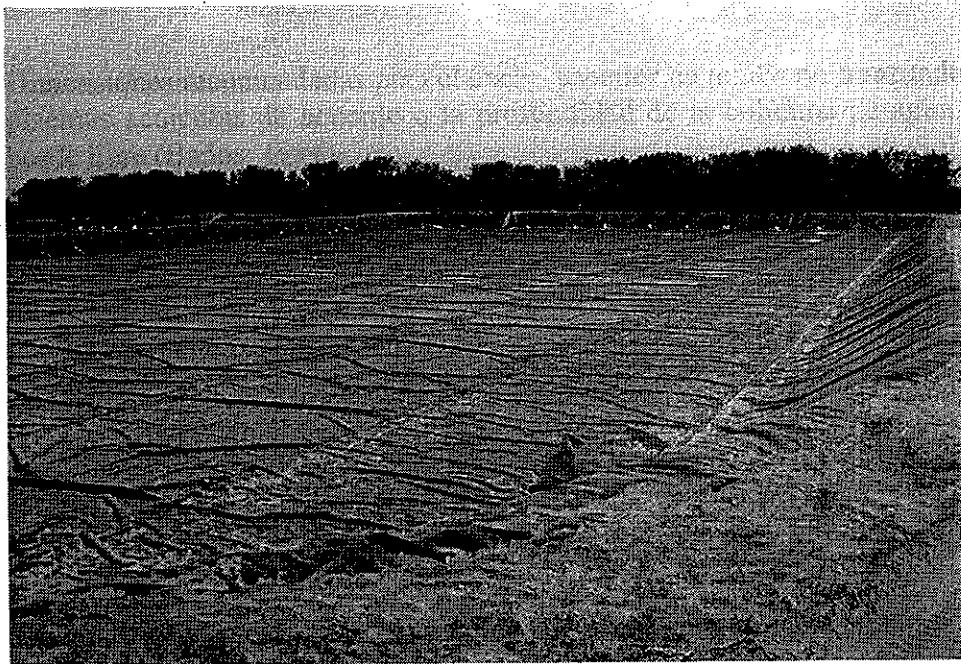


Figura 4: Piscina sobre suelo arenoso cubierto con geomembrana, Tumbes, Perú.

2.4. MUROS, COMPACTACIÓN Y MOVIMIENTO DE TIERRA

Las dimensiones y sección transversal de los muros dependen de su utilidad y del material disponible para la construcción. Se recomienda un ancho superior mínimo de 5 m para tráfico de vehículos durante la producción y al momento de la cosecha (Steeby y Avery, 2002). Los muros con un ancho superior menor a 5 m pueden llegar a ser difíciles de transitar durante la época de lluvias o ser inutilizables después de 3-5 años por problemas de erosión y disminución de su corona (Avery *et al.*, 1998; Steeby *et al.*, 1998). Para muros no transitables, Baños (1994) recomienda que el ancho superior del muro sea dependiendo de la profundidad de la columna de agua (Tabla 3). Sin embargo, se podría también dimensionarlos para poder ubicar generadores, motores para sistema de aeración y paneles de control para el sistema eléctrico (Steeby y Avery, 2002). Para permitir el tránsito vehicular durante la época de lluvias, la parte superior de los muros debe ser cubierta con piedras de río o material que evita resbalamiento.

Tabla 3: Dimensiones recomendadas para el ancho superior de muros no transitados de piscinas acuícolas de acuerdo a la profundidad de la columna de agua y el borde libre (Baños, 1994).

Profundidad del agua (m)	Ancho superior (m)	Borde libre (m)
0,5	0,5	0,4
0,5 – 0,8	0,5 – 1,0	0,4 – 0,5
0,8 – 1,2	1,5	0,5
1,2 – 2,0	2,0 – 2,5	0,5
2,0 – 3,0	2,5 – 4,0	0,5 – 0,6

La altura de los muros es función de la profundidad de la columna de agua, el borde libre disponible y el posible incremento en la columna de agua durante la época de lluvias. El borde libre (más conocido por su equivalente en Inglés – freeboard) es la altura del muro sobre el nivel de agua normal. Una altura libre de 45-50 cm es recomendada para

piscinas de 150 a 400 m de longitud y una altura de 30 cm es generalmente suficiente si la piscina tiene una longitud menor a 150 m (Tabla 3; Steeby y Avery, 2002). Adicionalmente, al momento del diseño se debe tomar en cuenta un factor de corrección para el asentamiento con el tiempo. El porcentaje de asentamiento en los muros varía entre 5 y 10% dependiendo de la textura del suelo utilizado y de la compactación alcanzada al momento de la construcción (Yoo y Boyd, 1994).

La pendiente de un muro es importante para asegurar su estabilidad y se define como el cambio en la distancia horizontal por cada unidad de cambio en distancia vertical ó altura. Por lo tanto una pendiente 2:1 significa que por cada m vertical, el muro se extiende horizontalmente sobre una distancia de 2 m. Steeby y Avery (2002) recomiendan una pendiente de 3:1 para la parte externa de los muros de piscinas de cultivo de bagre de canal en EE.UU., mientras la pendiente interna es de 3:1 o 4:1. En general, los siguientes factores se toman en cuenta para definir la pendiente de un muro:

- La estabilidad del suelo: muros hechos con suelos arcillosos pueden tener una pendiente más pronunciada que para muros hechos con otros tipos de suelo (Tabla 4).
- La acción de las olas: una pendiente suave permite disipar la energía de las olas y evitar problemas de erosión y formación de tramos verticales en los muros expuestos (Steeby *et al.*, 1998). Normalmente, se recomienda una pendiente más suave para los muros internos de las piscinas.
- Las zonas de poca profundidad: muros con pendiente suave favorecen el crecimiento de vegetación acuática en las zonas de poca profundidad de agua, lo que interfiere con el manejo de piscinas comerciales.

- Costo de construcción y disponibilidad de suelo: Más suave la pendiente, más material se requiere para la construcción del muro. Se requiere aproximadamente 25% más de suelo para construir un muro con pendiente 3,5:1 comparado con uno de pendiente 2,5:1.

Tabla 4: Recomendaciones para pendientes de muros de piscinas acuícolas de acuerdo a la textura del suelo utilizado (Yoo y Boyd, 1994).

Textura del suelo	Pendiente interna	Pendiente externa
Arcilla estable	1:1 ó 2:1	1:1 ó 2:1
Arena arcillosa, grava arcillosa, arcilla arenosa, arena limosa, grava limosa	3:1	2:1
Arcilla limosa, limo arcilloso	3:1	3:1

La cantidad de tierra necesaria para la construcción de muros se calcula determinando la sección transversal para cada tipo de muro y multiplicando por la longitud correspondiente. Generalmente, los muros son construidos con el material disponible en el sitio. Se puede hacer muros con alma de material impermeable y el resto del muro con materiales de menor calidad o con alma de concreto cuando no hay material impermeable disponible en la zona (Yoo y Boyd, 1994). Sin embargo, la relación entre material impermeable y permeable no puede exceder 1,5:1 (Baños, 1994). Al determinar el material necesario para la construcción de los muros, se debe considerar el coeficiente de compactación del suelo que varía entre 20 y 50% de acuerdo a su tipo (Baños, 1994). Una vez terminada la formación de los muros, se los protege de la lluvia y de la erosión sembrando plantas herbosas que toleran las condiciones ambientales del lugar (Baños, 1994). Se debe evitar el crecimiento de arbustos y árboles con un sistema de raíces bien desarrollado, lo que favorece la percolación del agua de lluvia, la formación de galerías y

últimamente la erosión. Adicionalmente, la vegetación no puede interferir con el manejo de la piscina, ni con la cosecha (Steeby *et al.*, 1998).

Un suelo con variedad amplia de tamaños de partículas se compacta más fácilmente que un suelo dominado por una o dos categorías de partículas (Stone, 1999). Los muros se construyen gradualmente, por capas de 20 cm que son compactadas antes de poner nuevo material (Stone, 1999). Trabajar con capas más espesas deja las partes más profundas sin compactar, lo que debilita los muros y favorece la erosión (Steeby *et al.*, 1998). Además, la compactación de un suelo dependerá de la fuerza utilizada y de la humedad del suelo. El peso solo de un tractor no es suficiente para compactación, ya que sus cadenas están diseñadas para repartir su peso sobre una superficie grande y evitar que se hunda en suelos suaves (Stone, 1999). Se recomienda el uso adicional de rodillos especializados (Fig. 5; Steeby *et al.*, 1998; Whitis, 2002). Steeby y Avery (2002) indican que un factor de humedad de 12-15% es óptimo para la compactación de suelos arcillosos. De manera más general, un suelo debe ser suficientemente húmedo para que las maquinarias no levanten polvo y suficientemente seco para que no dejen huellas más profundas que 3-5 cm (Steeby *et al.*, 1998). Si el suelo está muy seco no se compactará adecuadamente y se debe agregar agua (Stone, 1999). En caso que el suelo está muy húmedo, se adhiere a las maquinarias de construcción, impide una compactación óptima y se debería dejar secar o encontrar material más seco (Stone, 1999; Whitis, 2002).

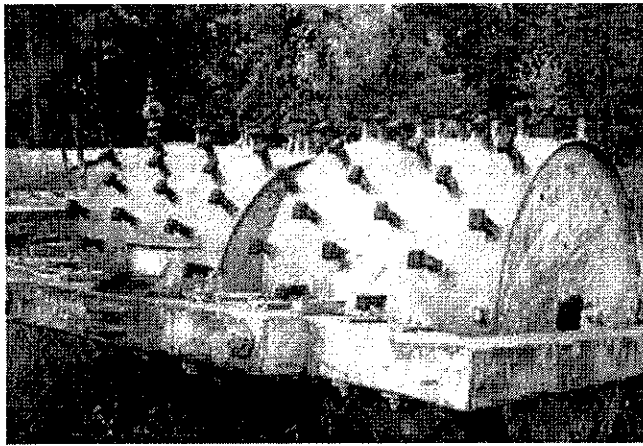


Figura 5: Rodillo utilizado con un tractor para compactar suelos (Whitis, 2002).

Al nivel de la granja, los cálculos de movimiento de tierra se basan en el mapa topográfico y las curvas de nivel del terreno, las que ayudan a localizar piscinas y canales de tal forma que minimicen el movimiento de tierra. Cuando se tiene la localización de las piscinas sobre las curvas de nivel, se procede a hacer cortes de tal manera que se obtenga perfiles representativos para cada sección del terreno y de la granja acuícola. Con los cortes se obtiene el balance de tierra, calculando áreas bajo (falta de tierra) y sobre (exceso de tierra) la curva por integración de áreas, utilizando planímetro o software especializado en diseños. El movimiento de tierra se realiza una vez sacado toda la vegetación, raíces y desechos del lugar en donde se van a construir las piscinas (Whitis, 2002). Además, se recomienda retirar una capa de 10 cm de suelo superficial para evitar la posible presencia de residuos de contaminantes utilizados anteriormente bajo otro tipo de actividad; este suelo se lo puede usar posteriormente en la pendiente externa de los muros (Steeby y Avery, 2002).

2.5. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA

La disponibilidad de agua en cualquier momento es muy importante para una granja acuícola por lo que se recomienda a veces contar con un reservorio de agua. Por lo general, el reservorio se llena con bomba desde cualquier cuerpo de agua que exhiba suficiente cantidad y buena calidad (estuario, el mar, un lago, un río, etc.). Para la construcción de reservorios se deben considerar los siguientes aspectos:

- Minimizar el bombeo en el sistema al permitir flujo por gravedad. Generalmente, la elevación del reservorio dependerá del caudal necesario para la distribución de agua en la granja acuícola;
- A más de almacenar agua, el reservorio debe ser capaz de soportar la demanda para el mantenimiento del sistema, amortiguar las necesidades entre mareas o entre variaciones en la fuente y cubrir manejo de emergencia. El reservorio debe permitir mantener flujo constante a los sistemas de cultivo y su capacidad de almacenamiento debe ser $\geq 50\%$ del volumen total de consumo (Baños, 1994).

La distribución del agua dentro de la granja acuícola puede ser por simple tubería (Fig. 6), por medio de un canal de concreto (Fig. 7) o de un canal reservorio de tierra (Fig. 8). El perfil longitudinal del canal de abastecimiento será diseñado para asegurar un nivel de agua al menos de 10 cm más alto que el nivel normal de agua en el punto de abastecimiento (Baños, 1994). Para un canal de tierra, su sección transversal es de forma trapezoidal, mientras el ancho de su fondo y profundidad dependerán de los requerimientos en agua para la granja. Se recomienda dimensionar el canal para asegurar que el flujo no favorece la erosión. Al igual que para muros de piscinas, la pendiente de los muros que conforman un canal dependerá del tipo de suelo y normalmente no se recomienda pendientes mayores a 1,5:1 (Bankston y Baker, 1995).



Figura 6: Suministro de agua en piscinas camaroneras por tubería, Guayaquil, Ecuador.

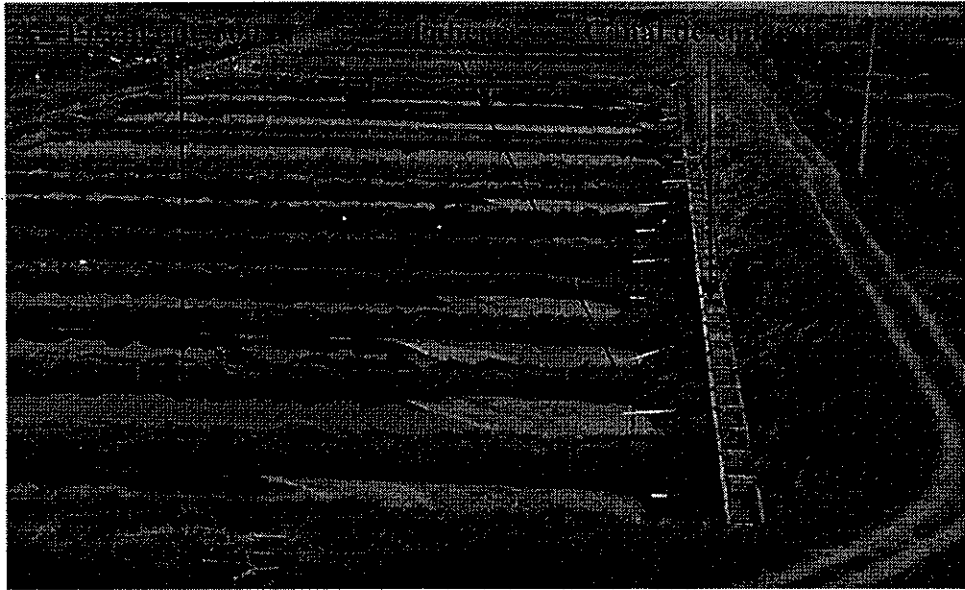


Figura 7: Suministro de agua en piscinas camaroneras por medio de un canal de concreto y tubería, Estación Experimental "Pesglasa", El Mango, Ecuador.

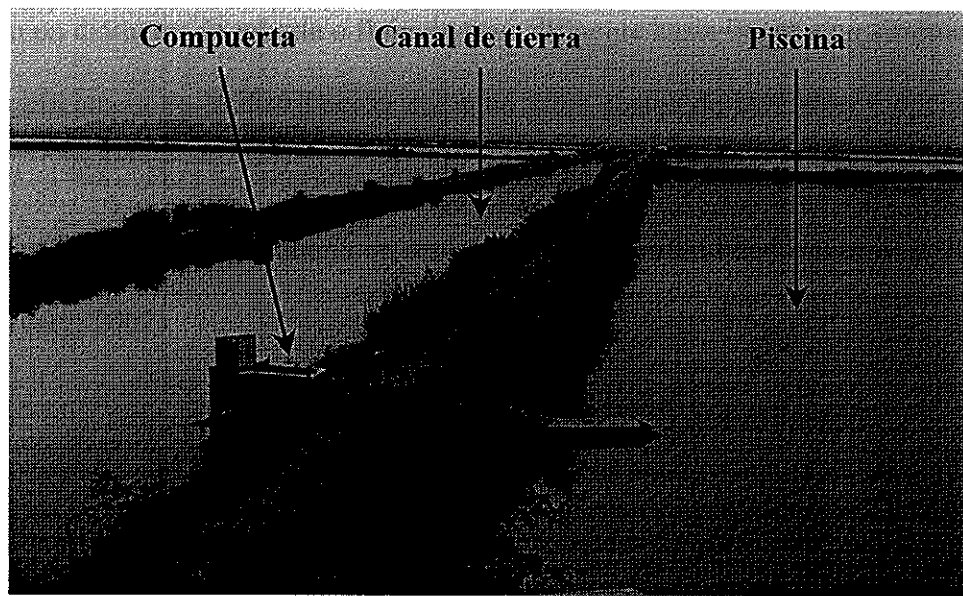


Figura 8: Suministro de agua en piscinas camaroneras por canal de tierra, Naranjal, Ecuador.

La selección adecuada de un sistema de distribución de agua por tubería es clave para minimizar el costo de bombeo y debe ser dimensionado de acuerdo al tipo de bomba y motor escogidos (Avery *et al.*, 1998). Uno de los criterios más importantes en esta selección es el cálculo de la resistencia máxima que existe en el sistema para mover el agua, lo que considera: (1) la distancia vertical entre el nivel del agua en el reservorio o fuente de agua y el punto de entrada en la piscina más elevada (Cabezal de Elevación); (2) la energía requerida para dar suficiente velocidad al agua (Cabezal de Velocidad) y (3) la energía perdida por resistencia cuando el agua fluye en la tubería o pasa a través de conectores, codos, de una válvula o por una restricción en el diámetro de la tubería (Cabezal de Fricción) (Bankston y Baker, 1994a; Baños, 1994). Cada uno de estos cabezales puede expresarse como el tamaño equivalente de una columna de agua que proporcionaría la energía requerida a caer. Los cálculos se hacen de acuerdo al flujo de agua requerido para llenar las piscinas en un tiempo adecuado y un tamaño de tubería escogido. El resultado estima el cabezal total o presión que debe proveer la bomba (Bankston y Baker, 1994a). Si el resultado no parece adecuado, se debe repetir los

cálculos con un diámetro de tubería o flujo de agua diferente hasta llegar a un sistema que optimiza la eficiencia en la distribución del agua y los costos de inversión y operación (Avery *et al.*, 1998). Para no interferir con el manejo de la granja, evitar daños y permitir el tránsito, se debe enterrar la tubería en los muros a una profundidad mínimo de 20 cm (Steeby y Avery, 2002).

En granjas acuícolas, las bombas son usadas para mover el agua en contra de un gradiente de energía o para incrementar la presión de la misma. Antes de seleccionar una bomba se requiere conocer (1) el cabezal o presión total que requiere proveer, (2) el flujo de agua requerido, (3) la succión y (4) las características del agua a mover (rango de temperatura, salinidad, poder de corrosión y presencia de material en la fuente de agua que podría dañar el equipo) (Wheaton, 1977). El cabezal neto positivo de succión de una bomba (o NPSH para sus siglas en Ingles) es la cantidad de energía del agua a la entrada de la bomba y una característica determinada por el fabricante de acuerdo a su diseño, tamaño y condiciones de operación. El NPSH disponible de una bomba debe ser equivalente o superior al cabezal total requerido para mover el agua en el sistema (Bankston y Baker, 1994b). La eficiencia de una bomba es una medición del grado de perfección hidráulica y mecánica y compara la energía impartida al agua saliendo de la bomba con el poder del motor que acciona la bomba. La eficiencia de una bomba es determinada por el fabricante, presentada en curvas y debería estar entre 65 y 85% (Bankston y Baker, 1994b). Las máquinas de combustión interna y los motores eléctricos son las fuentes de potencia más comunes para bombas (Wheaton, 1977).

Normalmente, cada piscina tiene estructuras de entrada y salida para suministro y drenaje de agua. Es mejor colocar la entrada de agua en el centro del lado más corto de la

piscina, con el fin de tener una buena circulación de agua (Baños, 1994). La estructura de salida generalmente está en el lado opuesto de la entrada y puede ser por tubería o compuerta. Se recomienda que cada piscina sea independiente, tanto en su llenado como en su cosecha, ya que esto impide la dispersión de enfermedades y permite optimizar el proceso productivo. También, para evitar problemas de auto-contaminación, los efluentes no deben descargarse en los reservorios de abastecimiento de agua (Fig. 9) y sólo en lugares donde no se mezclan con la fuente de agua para la granja.

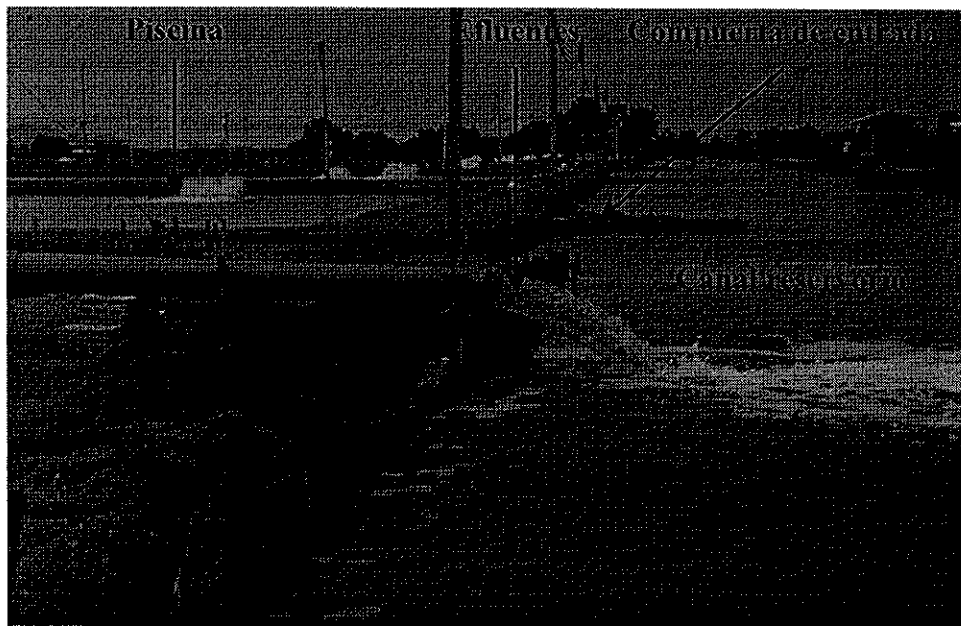


Figura 9: Foto ilustrando la descarga de los efluentes de una piscina camaronera en un canal reservorio sirviendo de fuente de agua para otras piscinas, Tailandia (Department of Fisheries and Allied Aquacultures, Auburn University, EE.UU. www.ag.auburn.edu/fisheries/image_gallery/)

2.6. COMPUERTAS

Las compuertas son utilizadas como estructuras de entrada y salida de agua, para regular el nivel de agua y para el drenaje de un cuerpo de agua. Pueden ser de concreto o madera y dependiendo del material que se escoja, varía su durabilidad. Estas estructuras consisten de dos paredes verticales con ranuras y "alas" que permiten encausar el flujo de agua hacia la piscina o el sistema de drenaje (Fig. 10). Baños (1994) recomienda diferentes dimensiones para compuertas según el tamaño de la piscina (Tabla 5). Si la compuerta se encuentra en la salida de la piscina, tiene una ranura en el frente para colocar malla con la finalidad de impedir la salida de los animales de cultivo y dos ranuras más para colocar hilera de tablones que sirven para mantener el nivel de agua, drenar la piscina por rebose o para evacuar agua de fondo. El número de tablones permite regular la altura de la columna de agua en la piscina. Además, las compuertas de salida tienen en la parte posterior inferior un tubo que pasa a través del muro hasta el canal de drenaje donde se puede colocar el bolso de pesca al momento de la cosecha. Las compuertas localizadas en la entrada de las piscinas tienen dos ranuras para colocar mallas de diferentes tamaños que actúan como filtro para impedir la entrada de organismos no deseables.

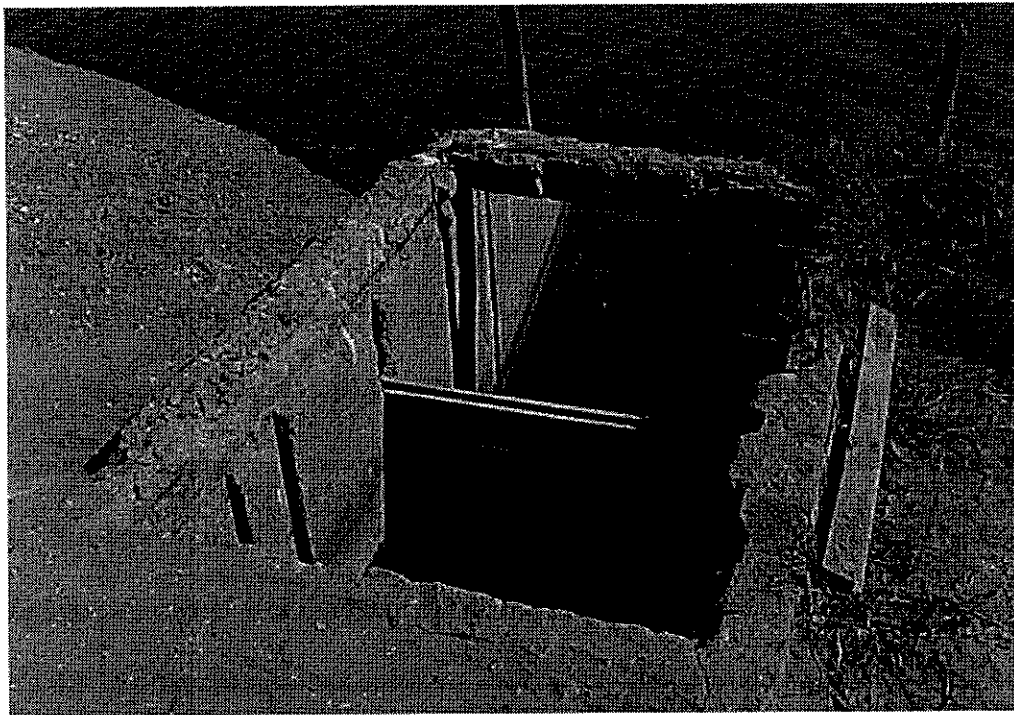


Figura 10: Foto de compuerta de salida de una piscina camaronera con ranuras para colocar malla y tablonces, Naranjal, Ecuador.

Tabla 5: Dimensiones para compuertas de acuerdo al tamaño de las piscinas camaroneras (Baños, 1994).

Piscinas pequeñas (< 150 m de longitud)	Altura	1,50 m
	Ancho	0,60 m
	Longitud de las alas	0,45 m
	Espesor	0,12 m
Piscinas grandes (> 150 m de longitud)	Altura	2,00 m
	Ancho	0,70 m
	Longitud de las alas	0,55 m
	Espesor	0,15 m

2.7. SISTEMA DE DRENAJE Y CANALES DE EFLUENTES

Las piscinas deben ser diseñadas para que drenen completamente, lo que permite realizar tratamientos de suelo, dejarla secar o realizar reparación del fondo y de los muros después de algún tiempo en funcionamiento (Avery *et al.*, 1998). Una estimación gruesa de las dimensiones del sistema de drenaje se calcula tomando la raíz cuadrada del área de la piscina expresada en hectárea (Baños, 1994). Esta misma estimación puede aplicarse también al nivel de la granja y así dimensionar el sistema completo de drenaje (Bose *et al.*, 1991). Sin embargo, el diámetro del conducto de drenaje está relacionado con la cantidad de agua a evacuar y el tiempo esperado de drenaje. Baños (1994) recomienda un diámetro de 30-35 cm para piscinas entre 4 y 10 ha y un diámetro de solamente 20-25 cm para piscinas más pequeñas. Steeby y Avery (2002) mencionan que una tubería de PVC de 10 pulgadas (o 25,4 cm) de diámetro es adecuada para drenar piscinas comerciales de cultivo de bagre de canal en Estados Unidos.

Una pendiente del fondo hacia la salida de entre 0,05 y 0,3% permite un drenaje adecuado (Baños, 1994; Yoo y Boyd, 1994; Haws *et al.*, 2001; Steeby y Avery, 2002). Adicionalmente, algunas piscinas camaroneras tienen un pequeño canal que va desde el centro de la piscina hacia la estructura de salida para facilitar el drenaje. Este canal se conoce como “panameña” en Ecuador. Sin embargo, piscinas bien construidas deben ser drenadas y secadas sin necesidad de panameñas. El conducto que recibe los efluentes de la piscina y que está ubicado a través del muro debe también tener una pendiente mínima para evitar estancamiento de agua entre los ciclos de cultivo. Steeby y Avery (2002) recomiendan una caída de una pulgada en este conducto por una longitud mínima de 5 pies, lo que corresponde a una pendiente de 1,7%. Adicionalmente, se recomienda que

éste sistema se extienda 90-120 cm dentro de la piscina y mínimo 2 m después del pie del muro exterior para evitar la erosión del mismo (Steeby y Avery, 2002).

El sistema de drenaje y los canales que reciben los efluentes son instalados después de que los muros de las piscinas sean construidos para asegurar su colocación más apropiada y reducir el riesgo de obstaculizar el drenaje completo (Steeby y Avery, 2002). Los canales de efluentes deben ser ubicados de tal forma que puedan servir al mayor número de piscinas. Generalmente el canal de drenaje está situado en el extremo de las piscinas, opuesto y paralelo al canal de abastecimiento (Bose *et al.*,1991). El nivel de agua en el canal de efluentes estará 20 cm más bajo que el nivel del fondo del piscina (Baños, 1994). Además, los canales de efluentes deben ser diseñados para evitar el estancamiento de agua fuera de las piscinas después del drenaje (Steeby y Avery, 2002). Recientemente, la preocupación por el efecto de los efluentes de granjas acuícolas sobre el medio ambiente ha influenciado el diseño del sistema de drenaje y recolección de los efluentes. En algunos casos, se ha incluido piscinas de sedimentación o se cambió el diseño de los canales de efluentes para mejorar la capacidad asimilativa de los nutrientes dentro de la granja y disminuir el potencial contaminante de estas granjas.

3. DISEÑO ORIGINAL DE LA CAMARONERA COFIMAR

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

La estación experimental (o antigua camaronera) está situada a 2° 00' de latitud sur y 80° 45' de longitud oeste, al noreste de Palmar y al oeste de la carretera costera que conecta Santa Elena con Puerto López (Fig. 3). Palmar es un pueblo de 4.293 habitantes (censo nacional de Marzo de 1996; Solís-Coello y Mendívez, 1999) ubicado en la Península de Santa Elena, en la parte norteña de la provincia de Guayas. Su clima está influenciado por las corrientes marinas que se mezclan en las áreas costeras ecuatorianas y la región se caracteriza por tener dos estaciones distintas: una estación seca entre junio y noviembre y una estación húmeda entre enero y marzo. Sin embargo, la pluviosidad anual no sobrepasa 250 mm en la zona, a excepción de los años ENSO, donde en marzo de 1998 la pluviosidad acumulada fue de 943 mm (Datos no publicados, Fundación CENAIM-ESPOL; Cáceres, 2001).

COFIMAR está rodeada al norte y oeste por otras granjas de producción de camarón (Fig. 3), la mayoría de ellas pequeñas (entre 5 y 25 ha) y con cultivo semi-intensivo tradicional. Más al oeste, una pequeña zona de manglar de 36 ha se conecta con el mar. La camaronera está rodeada por un río seco al sur que colecta agua de la población de Palmar y lluvia de las montañas de la cordillera de Colonche ubicadas al este. Más al sur y al este de COFIMAR se encuentra una vegetación típica de esta zona desértica seca con escasos arbustos, árboles y cactus. Del otro lado de la carretera se encuentra una camaronera comercial de 300 ha con 10 ha de cultivo intensivo bajo invernaderos. Los efluentes de esta camaronera pasan al norte de COFIMAR y entran en la zona de manglar después de la estación de bombeo. La entrada a COFIMAR ubicada al este de la propiedad sobre la carretera, es compartida con las granjas vecinas.

COFIMAR estaba compuesta de cuatro piscinas (Fig. 11) con una profundidad promedio de agua de 1,5 m. La superficie total de agua era 23,82 ha (Piscina 1 = 3,72 ha; Piscina 2 = 5,90 ha; Piscina 3 = 5,70 ha; y Piscina 4 = 8,50 ha) y el volumen de agua total necesario para llenar todas las piscinas era de aproximadamente 357.300 m³. Adicionalmente, la camaronera contaba con una pequeña infraestructura civil ubicada al oeste de la propiedad entre las piscinas 2 y 3 (Fig. 12). El edificio de 75 m² (aproximadamente 5 m de ancho por 15 m de largo) contaba en el primer piso con un laboratorio, dos bodegas y un baño. Las salas del segundo piso servían de oficina y dormitorios.

3.2. MUROS

Los muros de la piscina 1 eran de 5 m de corona o meceta y todos eran transitados por vehículos que entraban a COFIMAR o a las camaroneras vecinas. En la piscina 2 los muros compartidos con el reservorio y con la granja vecina eran de 5 m de corona y el que daba al canal de drenaje en la parte este de la camaronera, de 3 m de meceta. La piscina 3 tenía los dos muros que comparte con la piscina 4 y el reservorio con 2,5 m de corona y un muro de 5 m de meceta que es compartido con otra granja vecina. Por último la piscina 4 estaba constituida por muros de 3 m de corona. La altura de los muros estaba de mínimo 2 m y con un talud de pendiente original de 1,5:1. Sin embargo, cabe recalcar que en el momento que se adquirió la granja la forma de los muros se había perdido por falta de mantenimiento (Fig. 13).

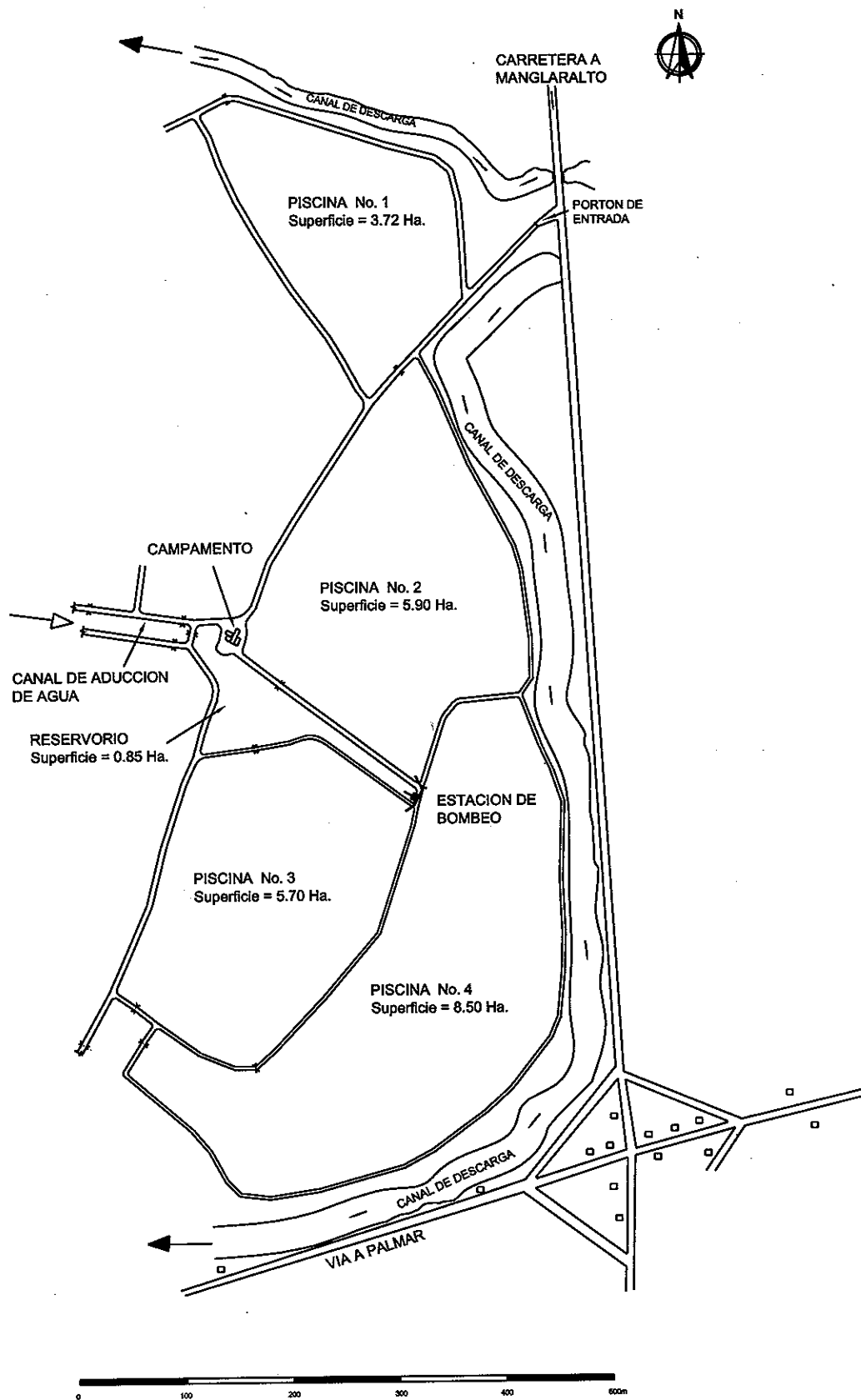


Figura 11: Diseño original de la camaronera COFIMAR al momento de su compra por parte de la Fundación CENAIM-ESPOL.

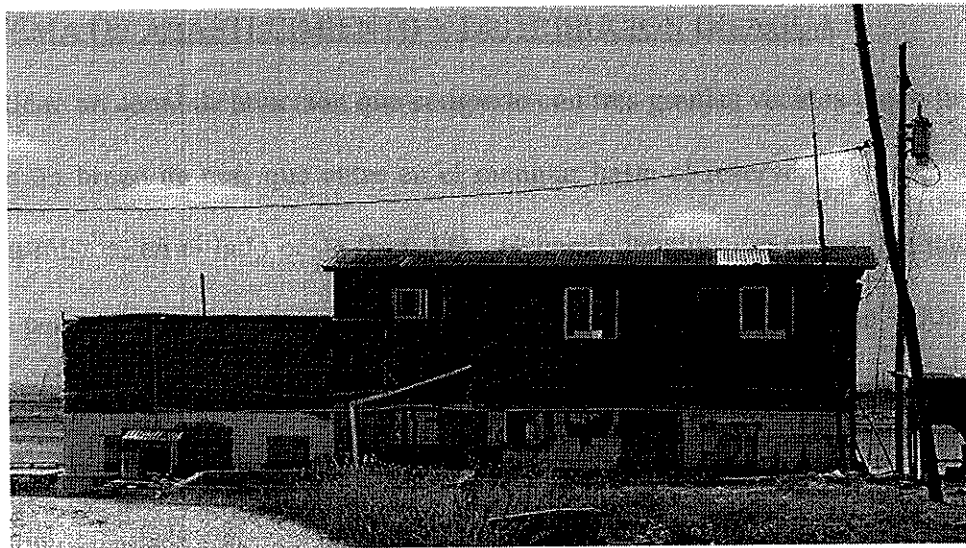


Figura 12: Infraestructura civil existente al momento de la compra de la camaronera COFIMAR.

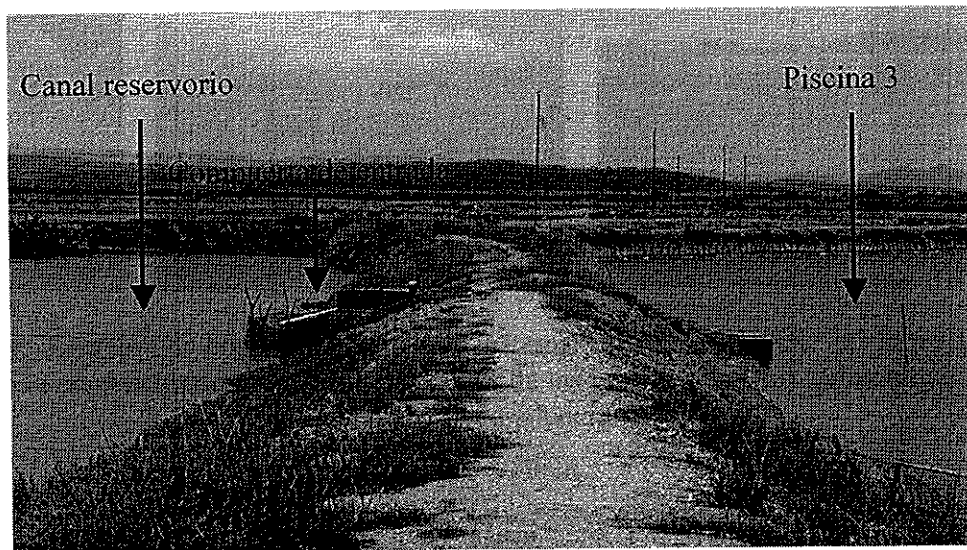


Figura 13: Estado del muro entre el canal reservorio y la piscina 3 al momento de la compra de la camaronera COFIMAR.

3.3. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA

La granja tiene un canal de aducción que comparte con tres granjas vecinas y que lleva el agua desde un brazo de mar que entra en el manglar hasta el reservorio ubicado en la camaronera misma, en el lado oeste (Fig. 11). El canal de aducción está alimentado en marea alta por una bomba con motor Caterpillar de 120 hp y capacidad de 9.000 gpm (Fig. 14). La estación de bombeo tiene además otras dos bombas para las camaroneras vecinas. El agua pasa de la bomba al canal de aducción a través de una tubería de 20" y 8 m de longitud, que pasa sobre un canal de drenaje (Fig. 14). Al momento de la compra, la bomba presentaba pequeñas fugas de aceite y la tubería estaba oxidada.

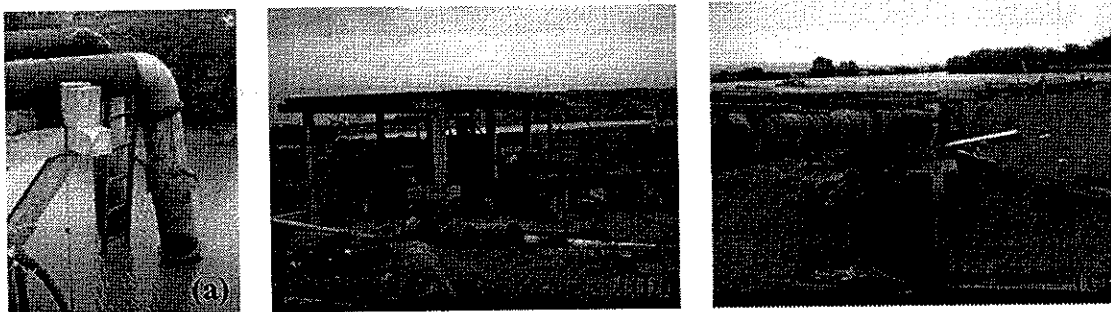


Figura 14: Estación de bombeo principal de la camaronera COFIMAR. (a) tubería de toma de agua en el estuario de manglar; (b) vista de las tres bombas; (c) tubería que lleva el agua al canal de aducción.

El reservorio de la granja tenía una superficie de 0,85 ha con una columna promedio de agua de 2,0 m (Fig. 15). El reservorio alimentaba directamente a tres piscinas y la piscina 1 ubicada al norte de la granja tenía que ser llenada a través de la piscina 2, lo que traía complicaciones en el manejo. La granja también contaba con una estación secundaria de bombeo (Fig. 16) ubicada al final del canal reservorio. Esta bomba permitía distribuir agua a las piscinas 2, 3 y 4 a través de canales de concreto abiertos y subir sus niveles de

agua encima del nivel del canal reservorio. Al momento de la compra por parte de la Fundación CENAIM-ESPOL, esta bomba se encontraba dañada y sin mantenimiento.

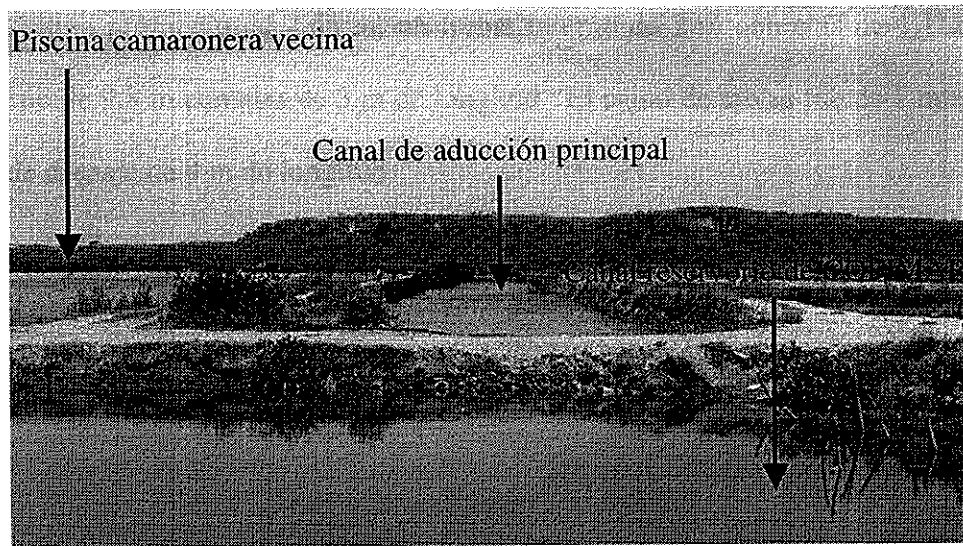


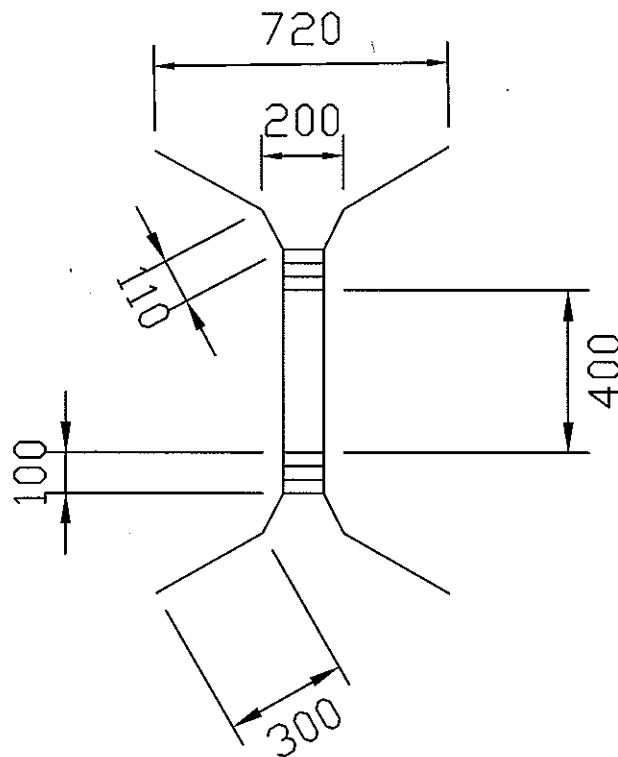
Figura 15: Canal de aducción principal y canal reservorio de la camaronera COFIMAR.



Figura 16: Estación de bombeo secundaria ubicada frente a la piscina 4 y al final del canal reservorio de la camaronera COFIMAR.

3.4. COMPUERTAS Y SISTEMA DE DRENAJE

COFIMAR contaba con ocho compuertas verticales de concreto con tres ranuras, una para poner un filtro y las otras dos para las hileras de tablonés (Fig. 17). Las compuertas tenían una altura promedio de 2,65 m, un frente interno de 2 m con alas de 1,1 m, un frente externo de 9,8 m con alas de 3 m de longitud. El cajón de tablas fue de 1 m x 1 m y el ducto de drenaje de 4 m de longitud.



Altura de compuerta = 265 cm

Figura 17: Esquema de las compuertas de la camaronera COFIMAR con medidas promedios.

La piscina 1 tenía dos compuertas, una ubicada a su extremo sur y conectada con la piscina 2 y la otra ubicada a su extremo norte para el drenaje de ambas piscinas en un canal de desfogue que se comparte con camaroneras vecinas (Fig. 11). La piscina 2 tenía dos compuertas, una que llevaba el agua a la piscina 1 (para llenar la piscina 1 o para drenar la piscina 2 a través de la piscina 1) y la otra que servía de comunicación con el reservorio ubicado en su extremo sur. La piscina 3 tenía tres compuertas, una que llevaba el agua a la piscina 4 y que estaba condenada al momento de la compra, otra que servía de comunicación con el reservorio ubicada a su extremo norte, y la última que servía para drenar en la parte sur de la camaronera. La piscina 4 tenía tres compuertas, una que servía de comunicación con la piscina 3, una ubicada al final del canal reservorio para llenado y la última ubicada en su extremo sur para el drenaje. Las cuatro piscinas tenían una pendiente muy suave hacia las compuertas y el drenaje fue facilitado por panameñas ubicadas en cada piscina.

Los canales de drenaje que circundan la granja COFIMAR son compartidos con granjas vecinas y se ubican al norte y al sur de la propiedad (Fig. 11). El canal de drenaje ubicado al norte viene con efluentes de la granja que se encuentra al lado opuesto de la carretera y en aval recibe los efluentes de las camaroneras ubicadas más al norte de COFIMAR. Este canal se encuentra siempre con un mínimo de 40 cm de agua, pasa entre la estación de bombeo principal y el canal de aducción antes de entrar en el estuario de manglar. El segundo canal de drenaje se ubica al sur de la granja y tiene una dirección este-oeste. Además de recibir los efluentes de COFIMAR, recibe aguas de lluvias provenientes de las montañas costeras durante la estación lluviosa y colecta agua de la población de Palmar. Se encuentra normalmente seco y se conecta al sur del estuario en la zona de manglar.

3.5. PRACTICA DE MANEJO Y PRODUCCIÓN

El sistema de producción de COFIMAR en los últimos años antes de su compra por la Fundación CENAIM-ESPOL era semi-intensivo. Se sembraba a una densidad de 8 individuos/m², larvas de laboratorio que permanecían por dos semanas en encierros (de máximo 0,5 ha) antes de ser liberadas en la piscina. Las piscinas estaban tratadas con hidróxido de cálcio antes de cada ciclo y recibían fertilizante antes de la siembra y un mes después de la siembra. La alimentación fue a través del uso de comederos a razón de 12 por ha y se adicionaba antibióticos (oxitetraciclina y sarafloxacina), aceite de pescado, ajo y vitamina C. El ciclo de cultivo duraba de 90 a 110 días, cosechando camarón de 12-13 g y obteniendo rendimientos de entre 350 y 600 kg/ha con supervivencias del 20 al 35%.

4. DISEÑO DE LA ESTACIÓN EXPERIMENTAL DEL CENAIM

4.1. CONSIDERACIONES PARA EL REDISEÑO Y DESCRIPCIÓN GENERAL

El presente capítulo describe, desarrolla y analiza el rediseño de COFIMAR realizado por Jorge Calderón V., Ph.D., Stanislaus Sonnenholzner, Ph.D., Laurence Massaut, Ph.D., y Andrés Pedrazzoli, Ing. Quim., personal de la Fundación CENAIM-ESPOL. A continuación una lista de las consideraciones generales que se tomaron al momento del rediseño de la camaronera COFIMAR en la estación experimental de la Fundación CENAIM-ESPOL. Además de cumplir con los requisitos de investigación de la Fundación CENAIM-ESPOL, la estación experimental debe ser:

- Económicamente sostenible; Ambientalmente “amigable”; Tecnológicamente avanzada; y Multipropósito: investigación, extensión y producción comercial; camarón, peces y moluscos.

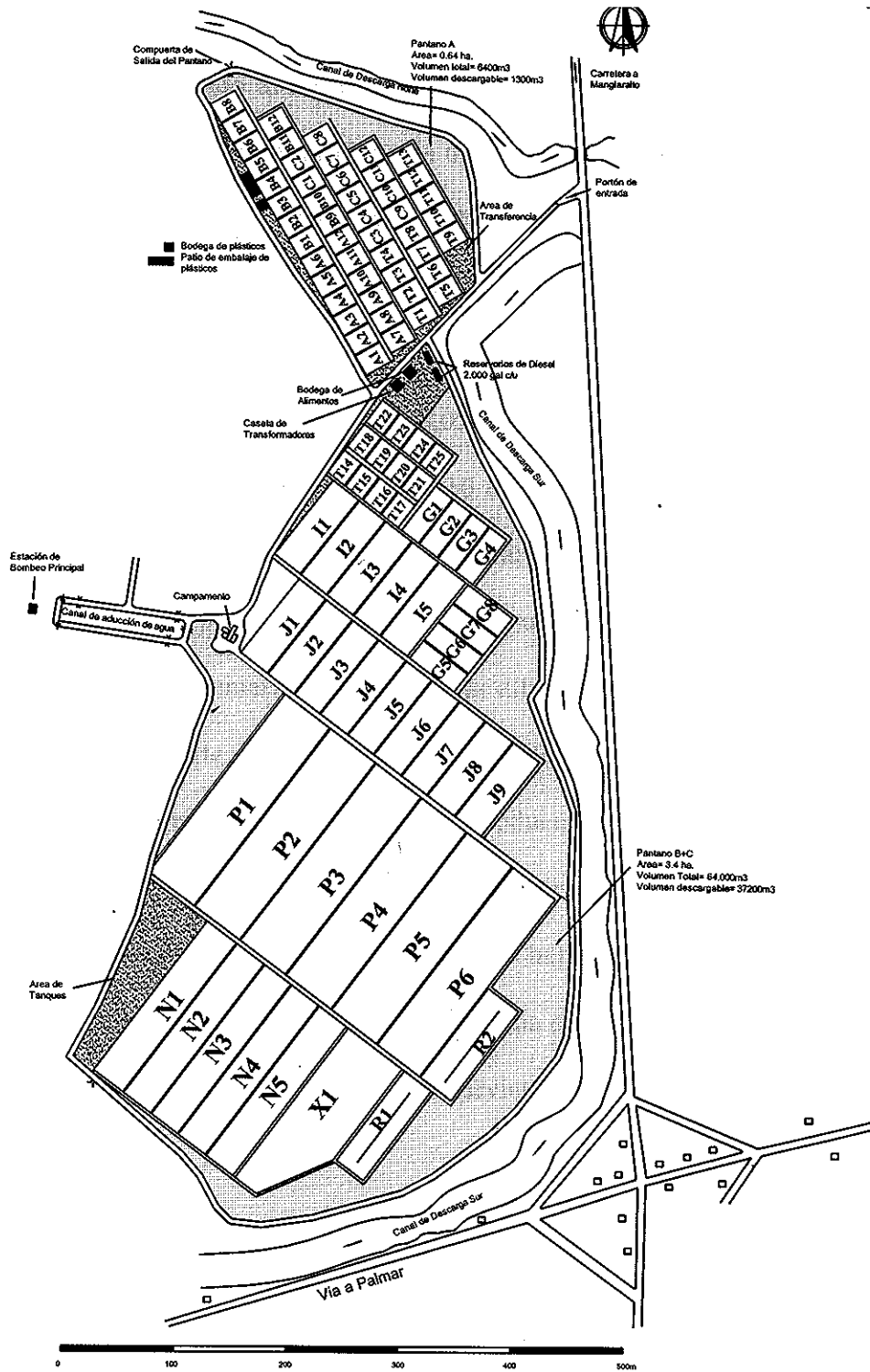
El rediseño de la camaronera COFIMAR en una estación experimental requiere de algunas adaptaciones y principalmente de la división del terreno en piscinas más pequeñas permitiendo pruebas simultáneas con varias réplicas de diferentes tratamientos para la parte de investigación. Estas piscinas deben tener un tamaño relacionado a los tamaños de las piscinas comerciales en Ecuador para poder extrapolar los resultados de investigación, pero también deben permitir el mantenimiento de los costos de investigación y pruebas de campo dentro de rangos manejables para el número de réplicas requeridas. Con la experiencia de la estación experimental de PESGLASA se decidió tener piscinas experimentales de 500, 1.000 y 2.500 m². La nueva estación experimental contará además con piscinas de 5.000 y 10.000 m² para una producción bajo criterios comerciales, donde se demostrarán los resultados obtenidos durante las investigaciones. Se espera que las producciones de este sector comercial cubran los gastos de operación de

la estación experimental (sin incluir los gastos de investigación), permitiendo una operación económicamente sostenible donde se desarrollan actividades de investigación, extensión y producción.

La estación experimental va ser dividida en tres sectores con un total de 97 piscinas correspondiente a 17,25 ha de espejo de agua (Fig. 18). Tanto el tamaño, como el fondo y la cubierta de las piscinas depende del propósito (investigación o producción), especies a cultivar (camarón o pez) y las necesidades de las áreas científicas del CENAIM. El fondo de las piscinas serán de tierra o de geomembrana. La geomembrana permite aislar la columna de agua del suelo para evitar contaminaciones y no interferir en la calidad de agua, la que va a ser mejor controlada especialmente cuando hay aplicación de probióticos. La cubierta es de plástico de invernadero para mantener la temperatura del aire y del agua. La altura promedio de la columna de agua en todas las piscinas es de 1,0 m. Las piscinas tienen pendientes hacia el lado de la salida (Tabla 6) permitiendo un drenaje eficiente. De acuerdo a la altura de la columna de agua y la pendiente, los volúmenes de agua para cada tipo de piscina se dan en la Tabla 6 (ver detalles de los cálculos en APÉNDICE A).

Tabla 6: Dimensiones, declive del fondo, pendiente y volumen de agua correspondientes para las piscinas de la estación experimental CENAIM.

Piscina	Ancho (m)	Largo (m)	Declive del fondo (cm)	Pendiente fondo (%)	Volumen agua (m ³)
0,05 ha	20	25	20	0,8	376
0,10 ha	20	50	30	0,6	801
0,25 ha	30	84	40	0,5	2.189
0,30 ha	30	100	40	0,4	2.621
0,50 ha	30	165	60	0,4	4.376
0,80 ha		Forma irregular			8.000
1,00 ha	50	200	60	0,3	9.261



CODIGO	AREA(ha)	CUBIERTA	FONDO
A ₁ -A ₁₂	0,05	plástico	geomembrana
B ₁ -B ₁₂	0,05	plástico	tierra
C ₁ -C ₁₂	0,05	ninguna	geomembrana
T ₁ -T ₁₃	0,05	ninguna	tierra
J ₁ -J ₉	0,25	ninguna	tierra
I ₁ -I ₅	0,25	plástico	tierra

CODIGO	AREA(ha)	CUBIERTA	FONDO
G ₁ -G ₈	0,10	plástico	geomembrana
T ₁₄ -T ₂₅	0,05	ninguna	tierra
N ₁ -N ₅	0,50	plástico	tierra
P ₁ -P ₆	1,00	plástico	tierra
R ₁ -R ₂	0,30	ninguna	tierra
X ₁	0,80	ninguna	tierra

Figura 18: Plan general del rediseño de la estación experimental del CENAIM.

El primer sector (Sector A) ubicado al norte de la estación experimental tendrá una vocación netamente experimental con 49 piscinas de 0,05 ha, de las cuales 12 tendrán cubierta de plástico (invernadero) y geomembrana, 12 tendrán cubierta de plástico y fondos de tierra, 12 tendrán geomembrana y 13 son piscinas tradicionales con fondos de tierra (Fig. 18). Un segundo sector experimental (Sector B) ubicado en el centro de la estación experimental tendrá 34 piscinas que van de 0,05 a 0,25 ha (Fig. 18): 12 piscinas de 0,05 ha con fondos de tierra; ocho piscinas de 0,10 ha con cubierta de plástico y geomembrana; nueve piscinas de 0,25 ha con fondos de tierra; y cinco piscinas de 0,25 ha con fondos de tierra y cubierta de plástico. En este sector se ubicó un reservorio de 1,00 ha y 3 m de profundidad para alimentar por tuberías a las diferentes piscinas. El tercer sector (Sector C) ubicado en la parte sur de la estación experimental se dedicará a aplicar los resultados de las investigaciones a sistemas de producción comercial, ya sea intensivos bajo invernaderos y con geomembrana (seis piscinas de 1,00 ha y cinco piscinas de 0,50 ha) ó extensivo (una piscina irregular de 0,80 ha) (Fig. 18). Además este último sector contará con dos piscinas rectangulares de 0,30 ha con un muro central para pruebas de hidrodinámica y una área de tanques para larvicultura y aclimatación (Fig. 18).

Un factor nuevo en el diseño de la estación experimental es la presencia de pantanos en cada sector para el tratamiento de los efluentes. Estos pantanos servirán primero de piscinas de sedimentación para la remoción de los sólidos suspendidos totales (TSS) y la disminución de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) de los efluentes. Varios estudios demostraron que la permanencia durante 8-10 horas de efluentes de fincas acuícolas en piscinas de sedimentación, permite una remoción del 75% de los TSS y de la DBO (Boyd y Tucker, 1998; Teichert-Coddington *et al.*, 1999; Tilley *et al.*, 2002).

Los pantanos de la estación experimental del CENAIM tendrán además vegetación en sus bordes (*Rhizophora* spp.) que ayudará a la remoción de nutrientes inorgánicos disueltos y la estabilidad de los muros (Jones *et al.*, 2001; Jones *et al.*, 2002; Tilley *et al.*, 2002). Boyd y Tucker (1998) recomiendan que las piscinas de sedimentación tengan una profundidad mínima de 1 a 2 m y que el agua entra por la parte superficial de un lado de la piscina para salir en la parte opuesta a la misma altura. Incorporando pantanos en el diseño de la estación experimental, se espera disminuir el impacto de su operación sobre el estuario y su ecosistema de manglar, cumpliendo con el requisito de tener una operación amigable para el medio ambiente. Además, se podría operar un sistema completamente cerrado con recirculación del agua.

El pantano del Sector A tiene una superficie de 0,64 ha y se ubica en su parte este (Fig. 18). Su profundidad promedio es de 1 m y su fondo estará 0,8 m por debajo de la compuerta de salida para este sector (se mantiene la elevación y la ubicación de la compuerta de salida original de la piscina 1 de la camaronera COFIMAR). El pantano tiene un volumen total de agua de 6.400 m³ con un volumen descargable de 1.300 m³ que se calcula como la diferencia entre la parte superior de la columna de agua cuando el pantano opera a su máximo y la parte inferior de la compuerta de salida. El número de piscinas que pueden cosecharse al mismo tiempo fue calculado asumiendo que los efluentes deben permanecer mínimo cinco días en el pantano antes de poder salir de la estación experimental. Con estas características se puede cosechar cada cinco días un máximo de 12 piscinas de 0,05 ha. Los sectores B y C compartirán el mismo pantano con área total de 3,40 ha. La columna de agua promedio será de 1,5 m con un volumen total de agua de 51.000 m³ y volumen descargable de 13.600 m³ (o 40 cm de columna de agua entre el fondo de la compuerta sur de la estación y la parte superior de la columna de agua

del pantano). Cada cinco días, se podrán cosechar 8 piscinas de 0,10 ha, o 5 piscinas de 0,25 ha, o 2 piscinas de 0,50 ha o 1 piscina de 1 ha.

4.2. MUROS Y MOVIMIENTO DE TIERRA

Los muros perimetrales originales de la camaronera COFIMAR así como los muros entre los sectores A y B y entre los sectores B y C se mantienen en la estación experimental con sus respectivas dimensiones y alturas (Fig. 18). Sin embargo, se debe mencionar que algunos de sus taludes se encuentran con pendientes muy fuertes y mayores a 1,5:1, que sería la pendiente máxima recomendada para el tipo de material disponible en la estación (entre arcilla y arcilla arenosa; Yoo y Boyd, 1994). Después del trabajo de mantenimiento en estos muros, la corona será de mínimo 5 m, permitiendo el tráfico vehicular en todo el perímetro de la estación experimental (Fig. 19).

Los muros laterales de división entre piscinas tendrán una altura promedio de 1,5 m (en promedio 0,5 m encima de la parte superior de la columna de agua) con una pendiente de 1,5:1,0 y una corona de 1 m (Fig. 19). La corona de los demás muros (muros transversales) depende de su ubicación, pero todos tendrán una pendiente de 1,5:1,0. Los muros que llevan la tubería para la distribución de agua y los ductos de drenaje de los efluentes (ver Secciones "4.3. Sistema de bombeo y distribución de agua" y "4.4. Compuertas y Sistema de drenaje") tienen una meceta de 4,0 m, que sería el ancho mínimo requerido para el tráfico de un tractor pequeño (Fig. 19). Los demás muros transversales tienen un ancho superior de 2,5 m y no serán transitados (Fig. 19). Sin embargo, podrían albergar los sistemas de anclaje de los invernaderos, motores para equipos, sistemas de alumbrado o paneles eléctricos.

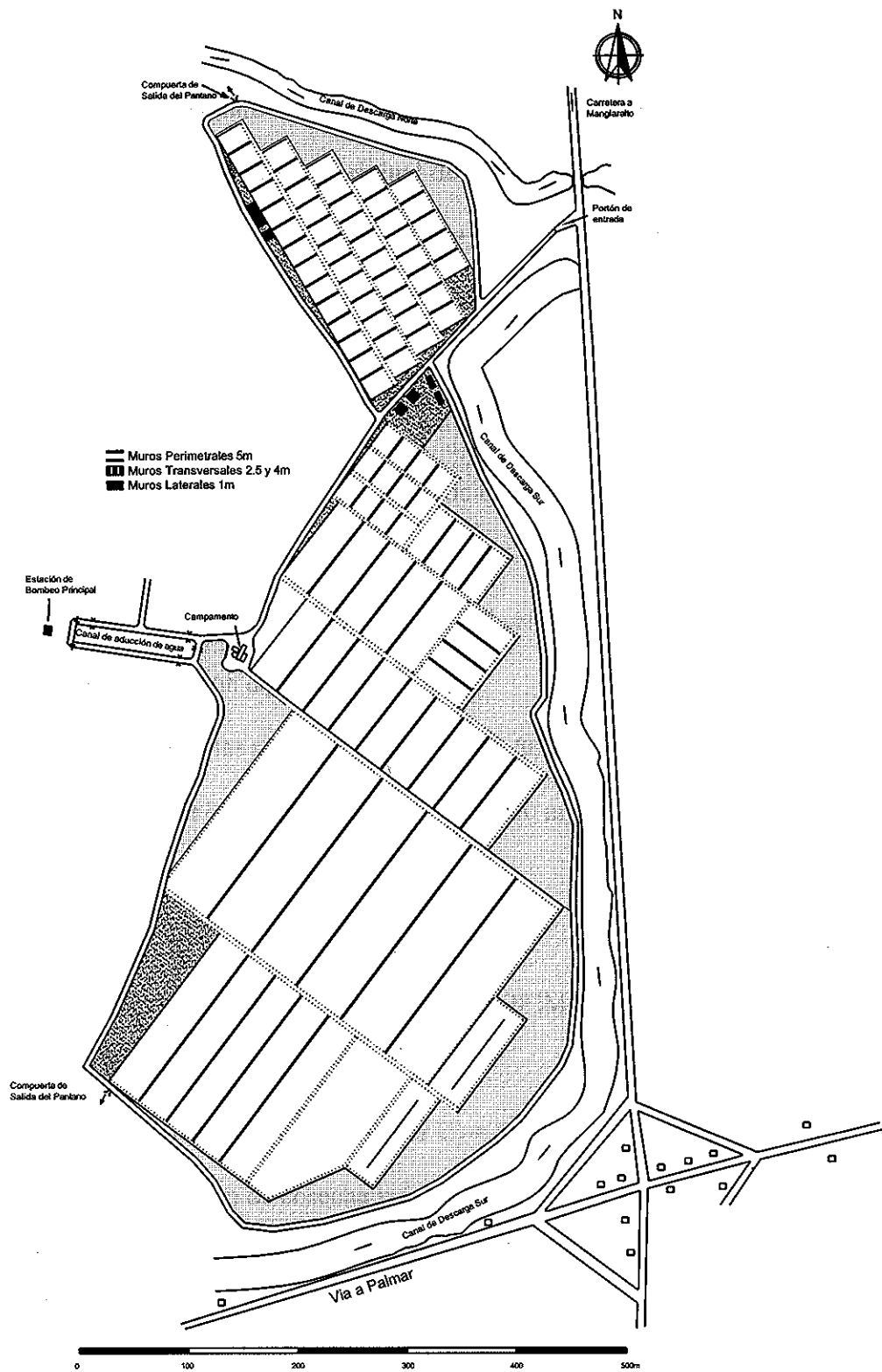


Figura 19: Plan del rediseño de la estación experimental del CENAIM con indicación de los muros perimetrales, laterales y transversales.

Por falta de material disponible en la estación experimental para subir los fondos y al mismo tiempo construir los muros para las nuevas piscinas, la altura promedio de los fondos de las piscinas no cambiará del diseño original de la camaronera COFIMAR. Si se toma como nivel referencial de 6,20 m de altura, la parte baja de la compuerta de salida del pantano del Sector A, las alturas promedio referenciales para cada sector son las siguientes:

- Sector A:

- Rango para el fondo original de la piscina 1 de COFIMAR = 6,43 – 6,97 m
- Fondo del pantano = 5,40 m
- Salida del pantano (compuerta) = 6,20 m – Nivel referencial
- Salida de los ductos cajón de cosecha = 6,40 m
- Parte baja del fondo de las piscinas de 0,05 ha = 6,80 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 0,05 ha = 7,00 m

- Sectores B:

- Rango para el fondo original de la piscina 2 de COFIMAR = 6,67 – 7,01 m
- Fondo del pantano = 4,70 m
- Salida del pantano (compuerta en el Sector C) = 5,80 m
- Salida de los ductos cajón de cosecha = 6,20 m
- Parte baja del fondo de las piscinas de 0,05 ha = 6,60 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 0,05 ha = 6,80 m
- Parte baja del fondo de las piscinas de 0,10 ha = 6,60 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 0,10 ha = 6,90 m
- Parte baja del fondo de las piscinas de 0,25 ha = 6,60 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 0,25 ha = 7,00 m

- Sector C

- Rango para el fondo original de la piscina 3 de COFIMAR = 6,43 – 7,19 m
- Rango para el fondo original de la piscina 4 de COFIMAR = 6,81 – 8,14 m
- Fondo y salida del pantano y salida de los ductos cajón igual que el sector B.
- Parte baja del fondo de las piscinas de 0,30 ha = 6,60 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 0,30 ha = 7,00 m
- Parte baja del fondo de las piscinas de 0,50 ha = 6,60 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 0,50 ha = 7,20 m
- Parte baja del fondo de las piscinas de 1,00 ha = 6,60 m
- Parte alta del fondo de las piscinas de 1,00 ha = 7,20 m

En la figura 20 se describen algunos cortes típicos de los sectores de la estación experimental.

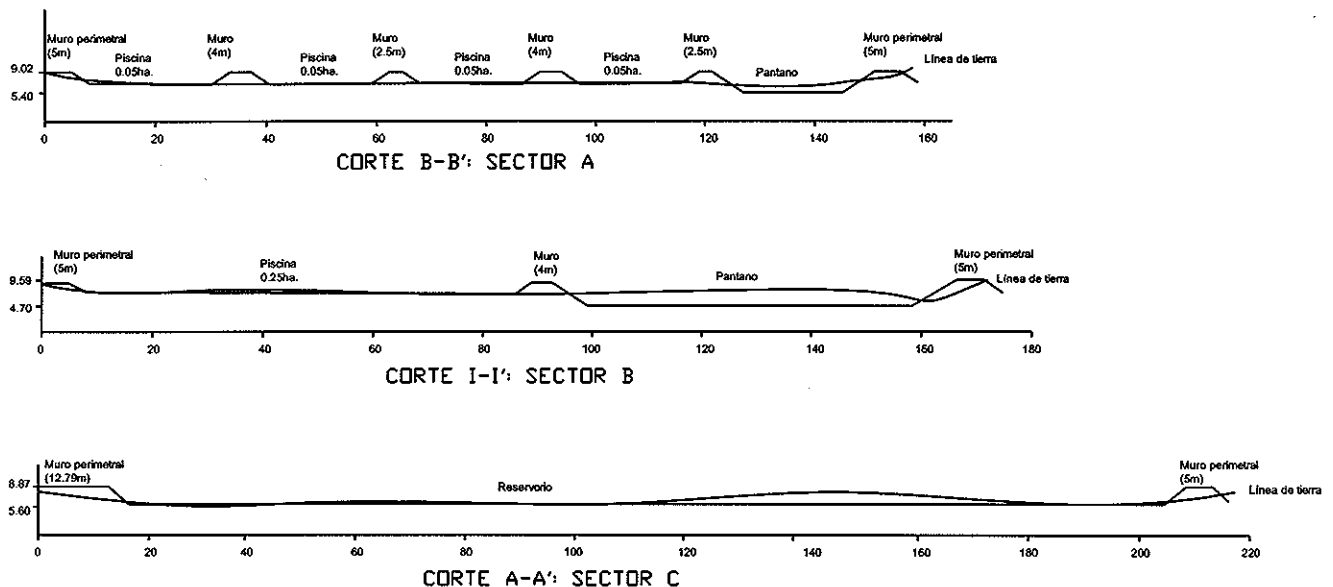


Figura 20: Cortes de las secciones típicas de los sectores de la estación experimental del CENAIM.

Para hacer los cálculos de movimiento de tierra se utilizaron los datos de la topografía del terreno obteniendo las curvas de nivel de los diferentes sectores de la estación experimental (Fig. 21, Fig. 22, Fig. 23). Se usó el software AutoCAD (2000, Autodesk Inc., EE.UU.) para hacer cortes, perfiles y cálculos sobre y debajo de la curva, y de esta manera conocer la cantidad de tierra disponible o faltante para la construcción del diseño propuesto (ver en el APÉNDICE B los cortes y perfiles representativos de los tres sectores). Se consideraron los siguientes criterios para los cálculos de movimiento de tierra: (1) de los cálculos de volumen de muro y rellenos, se requiere un 20% extra de tierra para alcanzar una compactación óptima de los muros y de las zonas de relleno; (2) el material que viene de la excavación de los pantanos y que sobra de los fondos originales de la camaronera COFIMAR es de tipo arenoso o arcilla-arenosa y no puede ser utilizado solo en la construcción de muros; (3) un máximo del 50% del material necesario para la construcción de los muros puede venir de la excavación de los pantanos, el 70% restante debe ser de tipo arcilla; (4) un máximo del 80% del material necesario para las zonas de relleno puede venir de la excavación de los pantanos, el 40% restante debe ser de tipo arcilla; (5) respetando estos valores y si falta material para la construcción de los muros y relleno, se trasladará tierra de tipo arcillosa desde la loma situada al sur del terreno de la Fundación CENAIM-ESPOL ubicado en San Pedro. Un resumen de los cálculos de volumen de tierra necesario por sector se presenta en la Tabla 7. Se recomienda que el excedente de tierra que viene de la excavación de los pantanos y del fondo de las piscinas originales de la camaronera COFIMAR (24.933 m³) sea utilizado en la reconstrucción de los muros perimetrales, principalmente en el Sector B, donde los muros se encuentran en peor estado, con lugares donde la corona superior del muro es menor a 3 m.

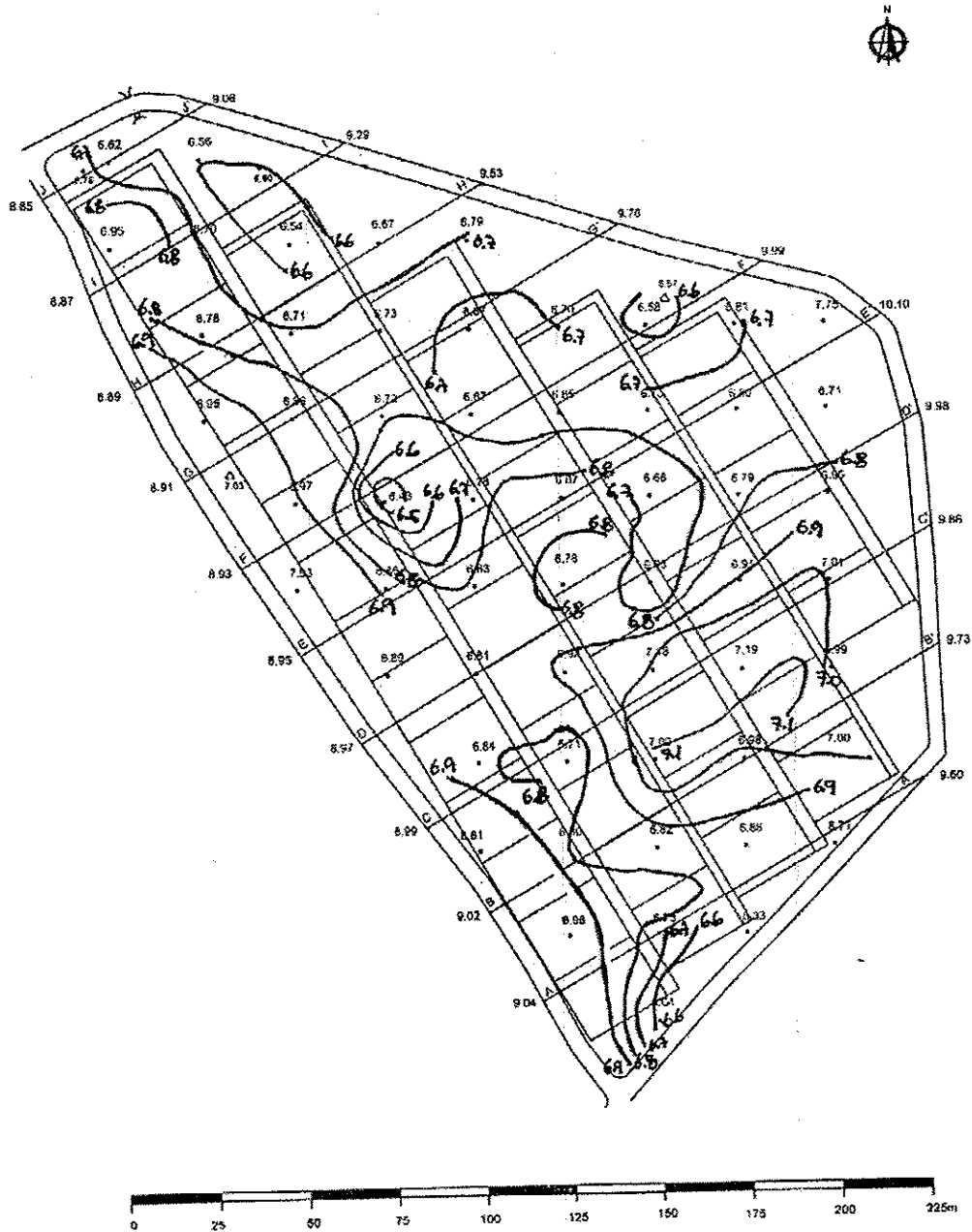


Figura 21: Plan general de la topografía y cortes del Sector A de la estación experimental CENAIM.

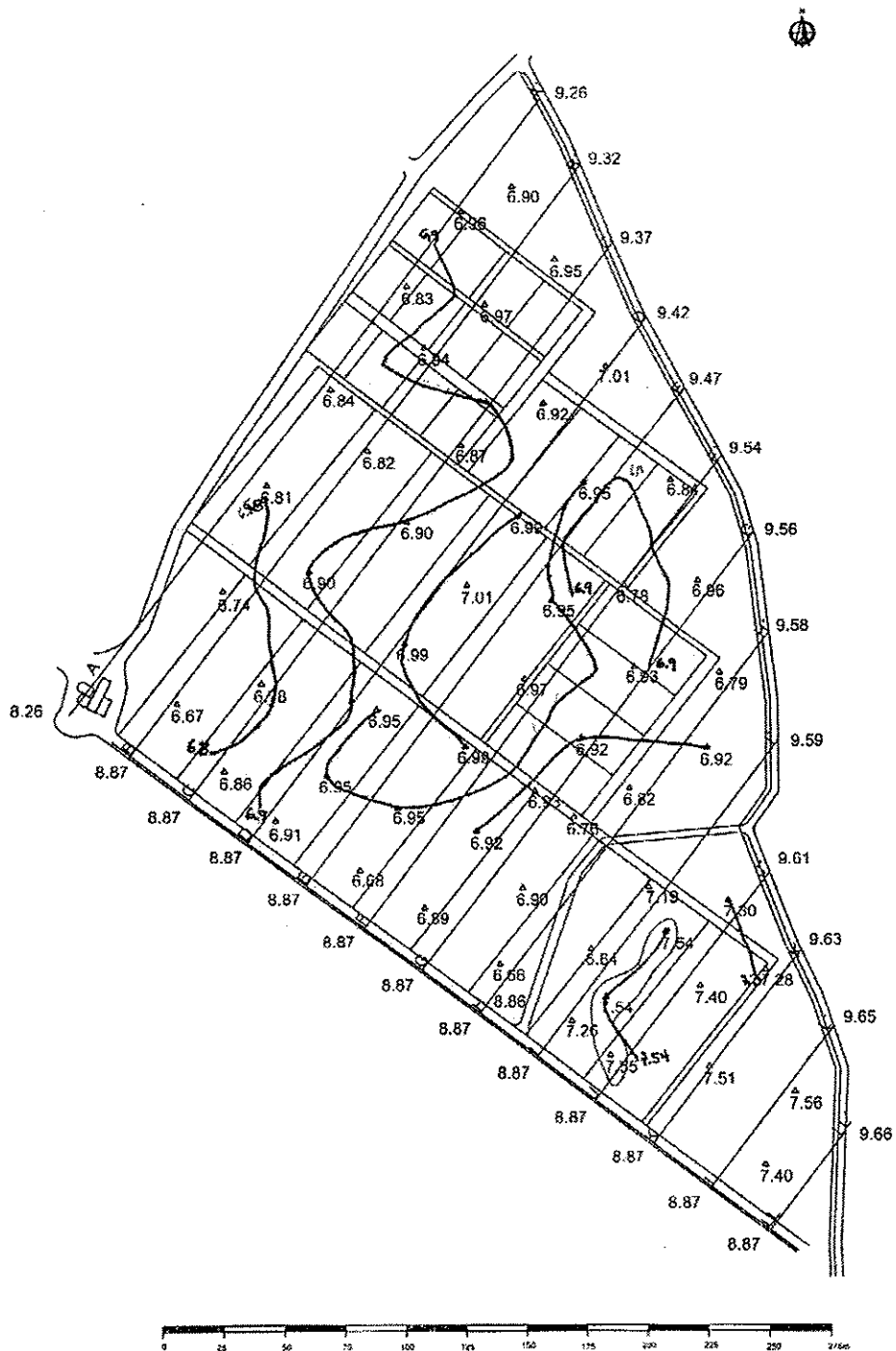


Figura 22: Plan general de la topografía y cortes del Sector B de la estación experimental CENAIM.

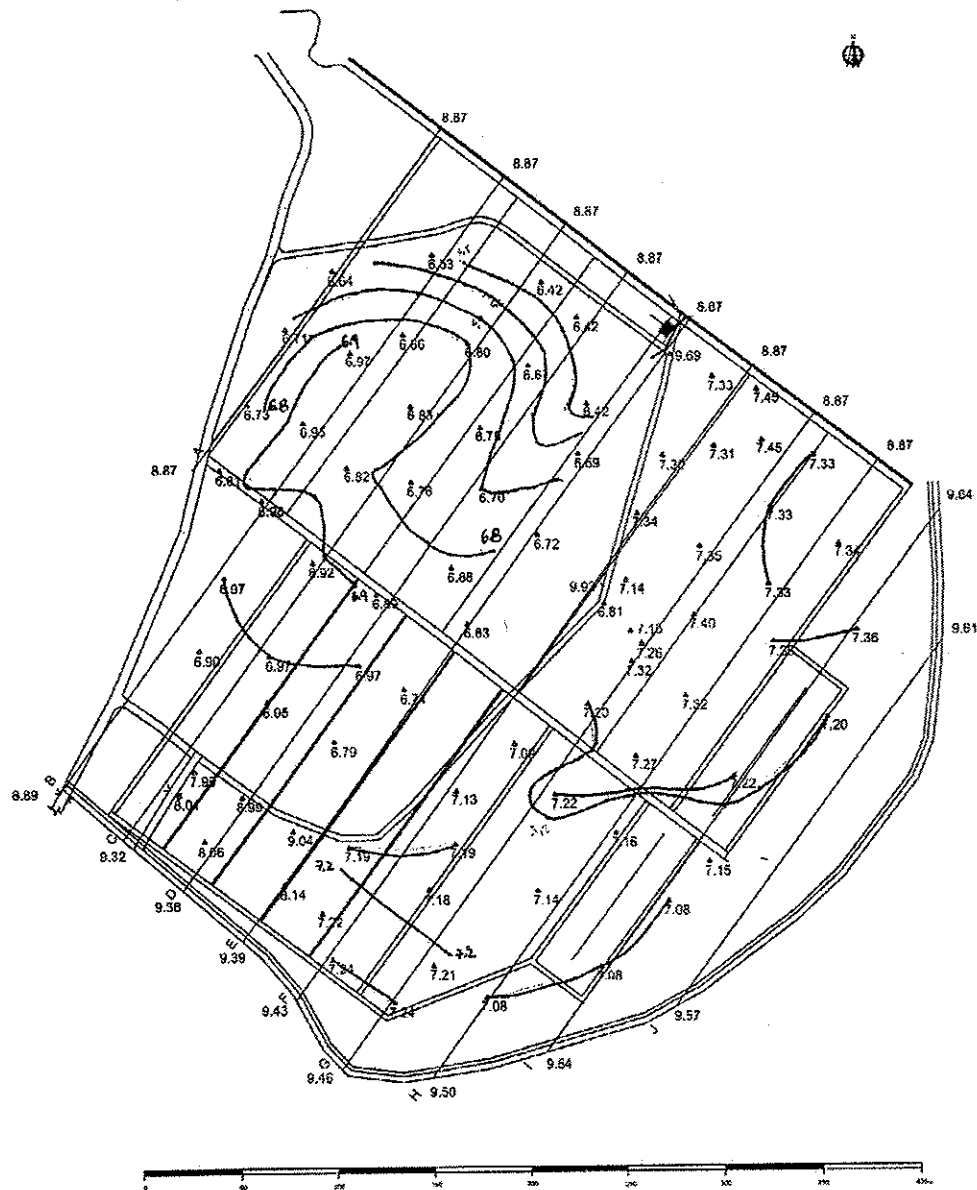


Figura 23: Plan general de la topografía y cortes del Sector C de la estación experimental CENAIM.

Tabla 7: Volúmenes de tierra necesarios para la construcción del rediseño de la estación experimental del CENAIM.

	Sector A	Sector B	Sector C	Total
Volumen muros (m ³)	14.435 + 2.887*	22.766 + 4.553*	1.185 + 237*	38.386 + 7.677*
Volumen rellenos (m ³)	577 + 116*	2.452 + 491*	2.999 + 600*	6.028 + 1.207*
Tierra disponible (m ³)	10.021	22.598	16.331	48.950
Para los muros (m ³)	7.218	11.383	593	19.194
Para los rellenos (m ³)	462	1.962	2.399	4.823
Excedente (m ³)	2.341	9.253	13.339	24.933
Tierra a traer (m ³)	10.335	16.917	2.029	29.281
Para los muros (m ³)	10.104	15.936	829	26.869
Para los rellenos (m ³)	231	981	1.200	2.412

* Los volúmenes de tierra necesarios para la construcción de muros y zonas de rellenos consideran un 20% adicional para compactación

4.3. SISTEMA DE BOMBEO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA

Se mantiene la bomba principal de COFIMAR que alimenta el canal de aducción que se comparte con tres granjas vecinas (bomba con motor Caterpillar de 120 hp y 9.000 gpm de capacidad). El agua es llevada con el canal de aducción (450 m) a un nuevo reservorio ubicado en la parte oeste de la estación experimental. La entrada del agua entre el canal de aducción y el reservorio se hace a través de una compuerta donde se puede ubicar mallas y tableros para regular el flujo. El reservorio tiene una extensión de 1 ha con 3 m de profundidad y la capacidad de mantener entre 20.000 y 25.000 m³ de agua. Se instalará una bomba en la parte norte del reservorio para alimentar un sistema de tubería que llevara el agua a las diferentes piscinas. Los cálculos para seleccionar la bomba se hicieron utilizando la metodología descrita por Yoo y Boyd (1994) y se dan a continuación:

- Se asumió un caudal de 900 gpm, una tubería de 10 pulg. para la succión y una de 6 pulg. para la descarga en la tubería madre.
- La tubería madre de distribución de agua es de 10 pulg. y la tubería que lleva el agua de la tubería madre hacia las piscinas es de 6 pulg.

- Se calculó la resistencia máxima que existe en el sistema de distribución de agua (Tabla 8) basado en la distancia vertical entre el fondo del reservorio y la parte más alta del sistema de distribución de agua (cabezal de elevación), la energía requerida para mantener un caudal de 900 gpm (cabezal de velocidad) y la energía perdida por resistencia en el sistema de distribución (cabezal de fricción).

Tabla 8: Cálculos de los cabezales de succión y de descarga en el sistema de distribución de agua de la estación experimental del CENAIM.

	Cabezal de succión	Cabezal de descarga
Cabezal de elevación (pies)	13,11	3,28
Cabezal de velocidad (pies)	1,55	0,21
Perdidas por fricción (pies)	1,56	7,54
Perdidas menores* (pies)	3,28	1,19
Total (pies)	19,50	12,22

*Las pérdidas menores incluyen pérdidas por el pasaje del agua a través de conectores, codos, válvulas o alguna restricción en el diámetro de la tubería. Ver APÉNDICE C con una lista completa por Sector.

- Se calculó la potencia de la bomba en base al cabezal total dinámico (TDH) y se asumió una eficiencia de 70% para la bomba.

$$\text{TDH} = \text{Cabezal de succión} + \text{Cabezal de descarga} = 31,72 \text{ pies}$$

$$\text{Potencia de agua} = \text{WP (hp)} = \frac{\text{Caudal (gpm)} \times \text{TDH (ft)}}{3.960} =$$

$$\frac{(900) (31,72)}{3.960} = 7,21 \text{ hp}$$

- Basando en esta información, la potencia requerida en la entrada de la bomba (o potencia de freno) es de 11 hp.

$$\text{Potencial de freno} = \text{BP (hp)} = \frac{\text{WP (hp)}}{\text{Eficiencia de la bomba (E}_p\text{)}} = \frac{7,21}{0,70} =$$

10,30 hp

- Para cumplir con los requisitos del sistema de distribución de agua, se escogió una bomba axial con motor eléctrico cuya descripción se encuentra en la Tabla 9. Se recomienda contar con una bomba de respaldo que tendrá igual características pero con motor a diesel, en caso de tener problemas con el sistema eléctrico.

Tabla 9: Descripción de la bomba para el sistema de distribución de agua en la estación experimental del CENAIM.

Especificación	Unidades sistema métrico	Unidades sistema Inglés
Capacidad	190 m ³ /h	836 gpm
Carga	12,5 m	41 pies
NPSH _r	3,5 m	11,5 pies
Eficiencia	76%	76%
Poder de freno	8,55 kw	11,46 hp
Velocidad	1.450 rpm	1.450 rpm
Peso	106 kg	234 lb

El agua va ser llevada desde el reservorio a las piscinas por una tubería madre de 10 pulg. y descargada a las piscinas por una tubería de 6 pulg. Los tiempos de llenado se dan en la Tabla 10, considerando un caudal de 830 gpm (característica de la bomba) y los volúmenes calculados para cada tipo de piscina (Tabla 6). Las tuberías van ser enterradas en un lado de los muros y mínimo 20 cm bajo la tierra para evitar daños por tráfico. Para no llenar todo el sistema de distribución cada vez que se requiere llenar algunas piscinas, se instalaron válvulas que permiten aislar diferentes sectores. Las válvulas pueden ser de tipo guillotina o de tipo mariposa y deberían ser instaladas bajo tierra con una llave que se

acciona desde fuera. Ver Figuras 24, 25 y 26 para los detalles de instalación de las tuberías y de las válvulas para el sistema de distribución de agua en los diferentes sectores.

Tabla 10: Volumen de agua y tiempo de llenado para los diferentes tamaños de las piscinas de la estación experimental del CENAIM.

Tamaño de las piscinas (ha)	Volumen de agua (m ³)	Tiempo de llenado
Piscina de 0,05 ha	376	2 h 00 min
Piscina de 0,10 ha	801	4 h 16 min
Piscina de 0,25 ha	2.189	11 h 41 min
Piscina de 0,30 ha	2.621	13 h 59 min
Piscina de 0,50 ha	4.376	23 h 21 min
Piscina de 0,80 ha	8.000	42 h 41 min
Piscina de 1,00 ha	9.261	49 h 25 min

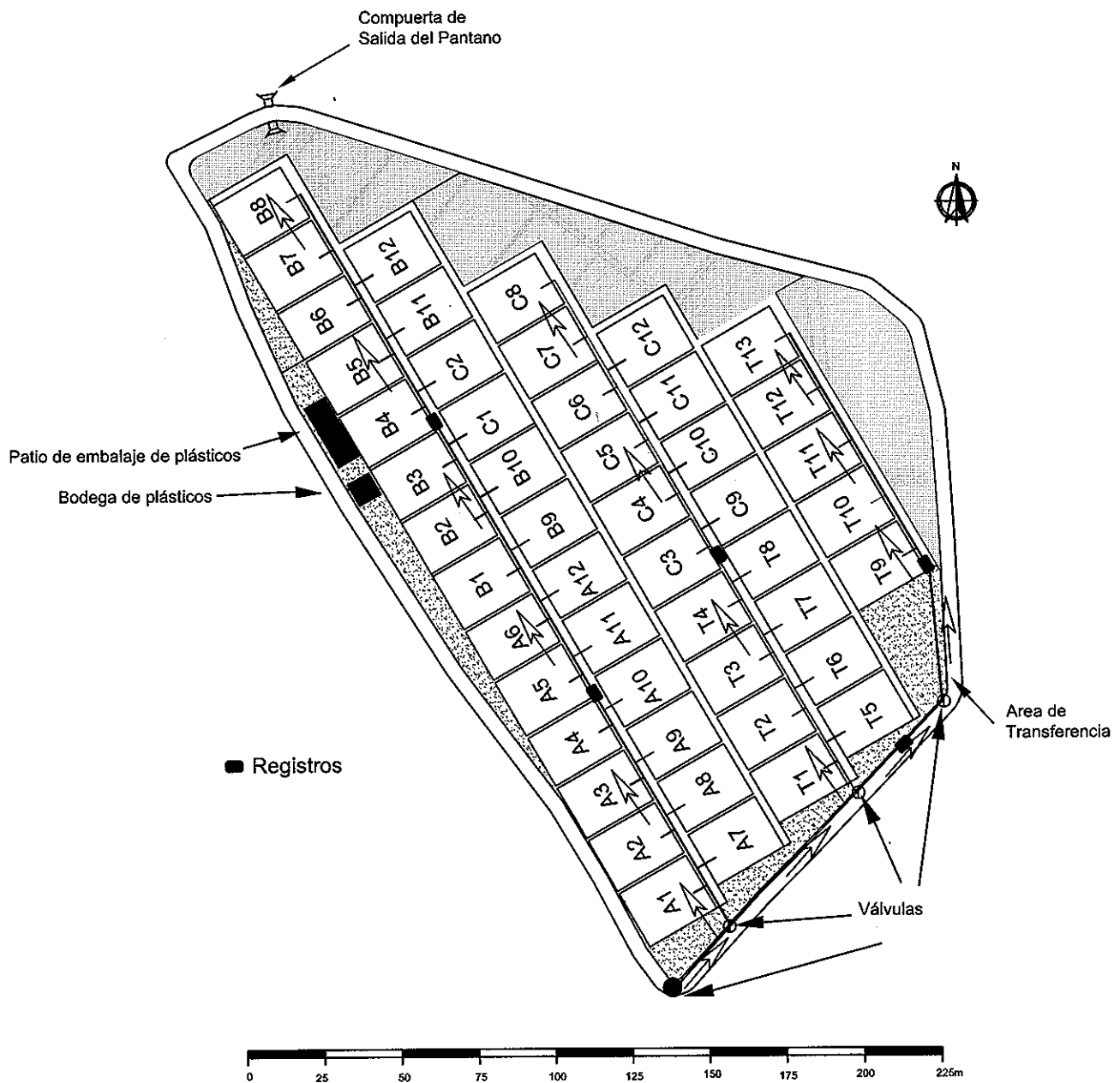


Figura 24: Plan del rediseño del Sector A de la estación experimental del CENAIM con indicación del sistema de distribución del agua por tubería.

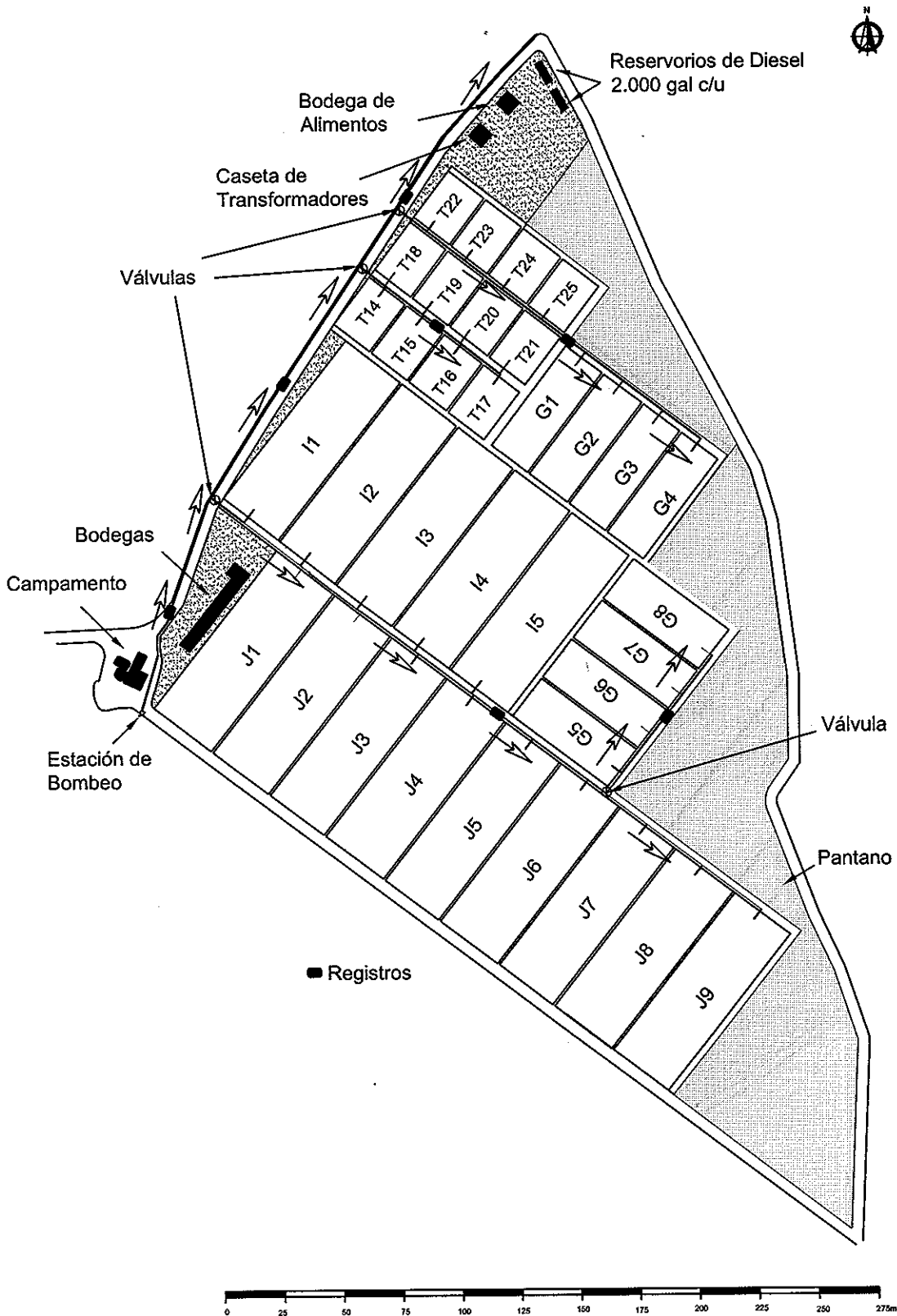


Figura 25: Plan del rediseño del Sector B de la estación experimental del CENAIM con indicación del sistema de distribución del agua por tubería.

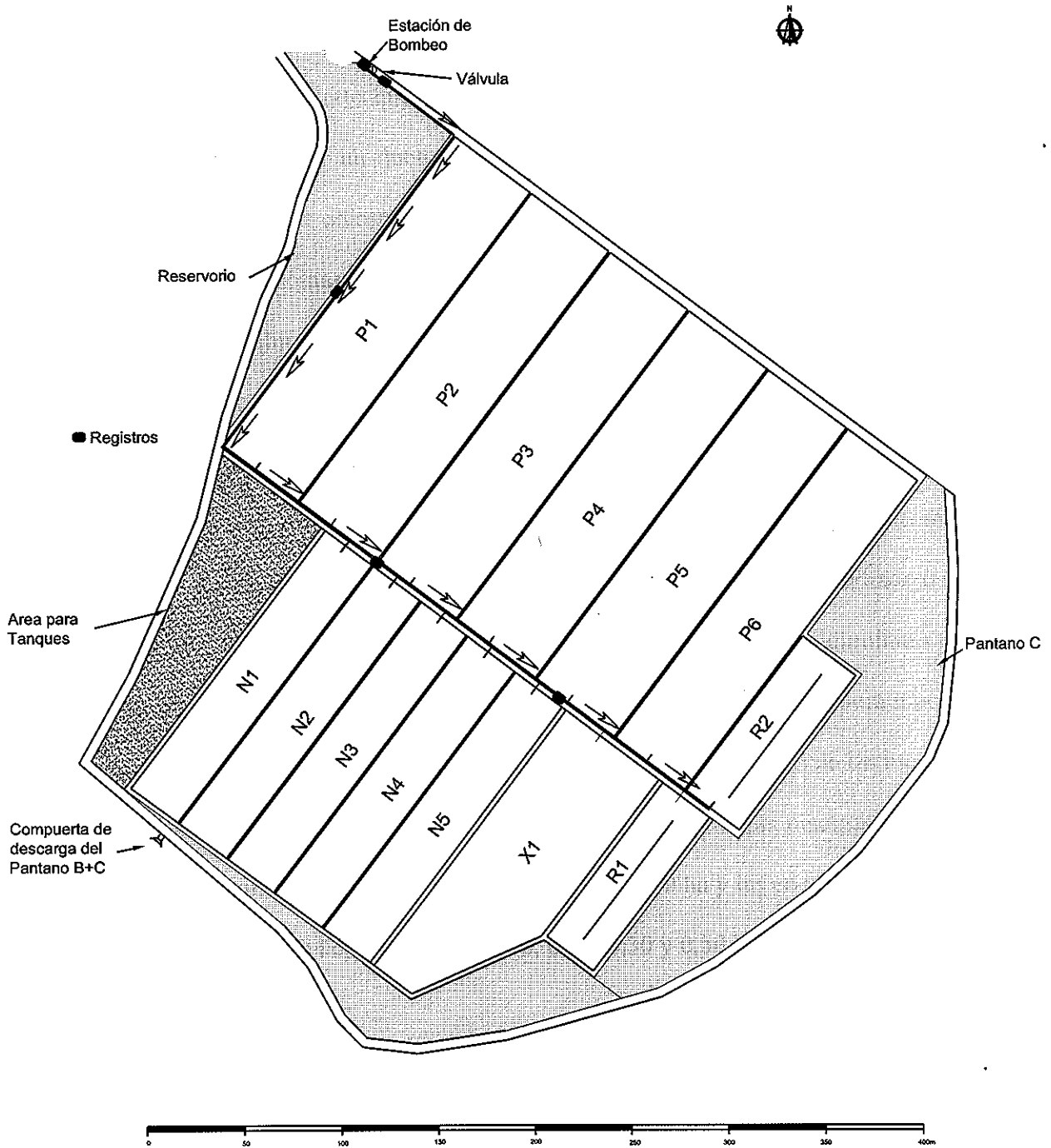


Figura 26: Plan del rediseño del Sector C de la estación experimental del CENAIM con indicación del sistema de distribución del agua por tubería.

4.4. COMPUERTAS Y SISTEMA DE DRENAJE

Para ahorrar espacio al nivel de la estación experimental, se diseñó un nuevo sistema de drenaje por lo cual se realizaron algunas adaptaciones a las compuertas tradicionales. Para no tener un canal abierto que recibe los efluentes y que se ubica entre dos filas de piscinas, se optó por tener un ducto cerrado ubicado en la base del muro compartido. Este sistema de drenaje se ubicaría del mismo lado que el sistema de distribución de agua. El agua sale de las piscinas como en el sistema tradicional, a través de una compuerta donde se regula la altura de la columna de agua con dos filas de tableros (Fig. 27). Sin embargo, la compuerta está ubicada completamente dentro de la piscina y se la dimensionó para poder colocar el bolso de pesca y permitir que dos personas trabajen en el espacio delimitado. El piso de la compuerta es de hormigón para evitar problemas con agua turbia durante los trabajos de cosecha. También se colocó un pozo cuadrado o cajón de pesca de entre 0,6 y 1,0 m de profundidad en el centro del espacio delimitado por la compuerta, para poder ubicar una bomba de agua conectada a una cosechadora mecánica. Las compuertas varían en sus dimensiones según las piscinas y detalles de las medidas se encuentran en la Figura 28. Las compuertas pequeñas son para las piscinas de 0,05 ha, las compuertas grandes son para las piscinas de 0,80 y 1,00 ha y las compuertas medianas se ubicaran en el resto de las piscinas (de 0,10, 0,25, 0,30 y 0,50 ha).

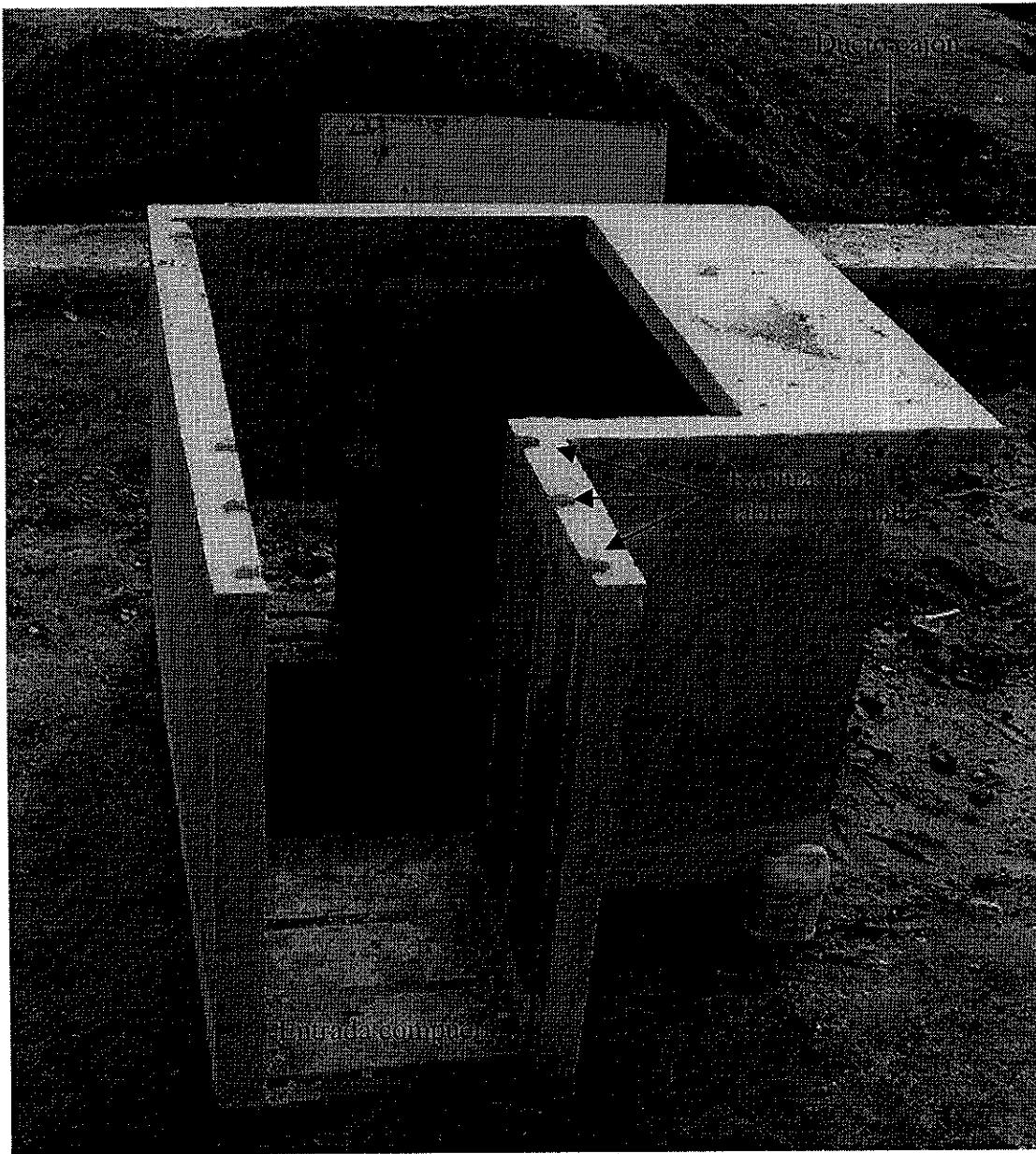
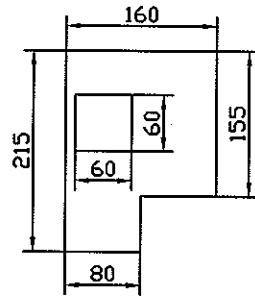


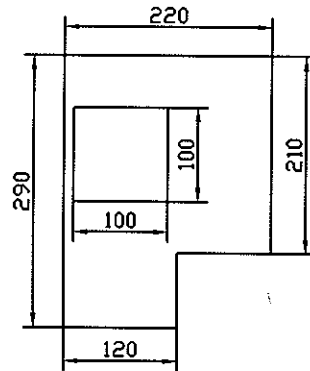
Figura 27: Foto de una compuerta del Sector A de la estación experimental del CENAIM y su relación con el ducto cajón.

SECTOR A



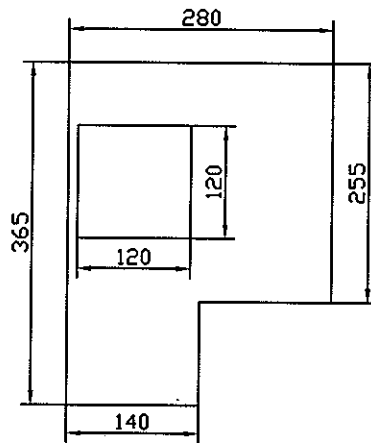
Profundidad de cajón de pesca=60 cm
Altura de compuerta=130 cm

SECTOR B



Profundidad de cajón de pesca = 80 cm
Altura de compuerta=150 cm

SECTOR C



Profundidad de cajón de pesca =100 cm
Altura de compuerta =170 cm

Figura 28: Vistas aéreas de las compuertas con sus respectivas dimensiones de acuerdo al sector de la estación experimental del CENAIM.

De acuerdo al tamaño de las piscinas y de sus respectivas compuertas, se puede calcular el tiempo de drenado de las piscinas asumiendo que los tableros son de 20 cm de altura y utilizando la estimación del flujo sobre el rebalse de un vertedero (ver detalles de los cálculos en el APÉNDICE D). Los tiempos de drenado varían entre 40 min. para las piscinas de 0,05 ha y 19 h 20 min. para las piscinas de 1,00 ha. Sin embargo, estas estimaciones no toman en cuenta los problemas de fricción que podrían ocurrir en los ductos.

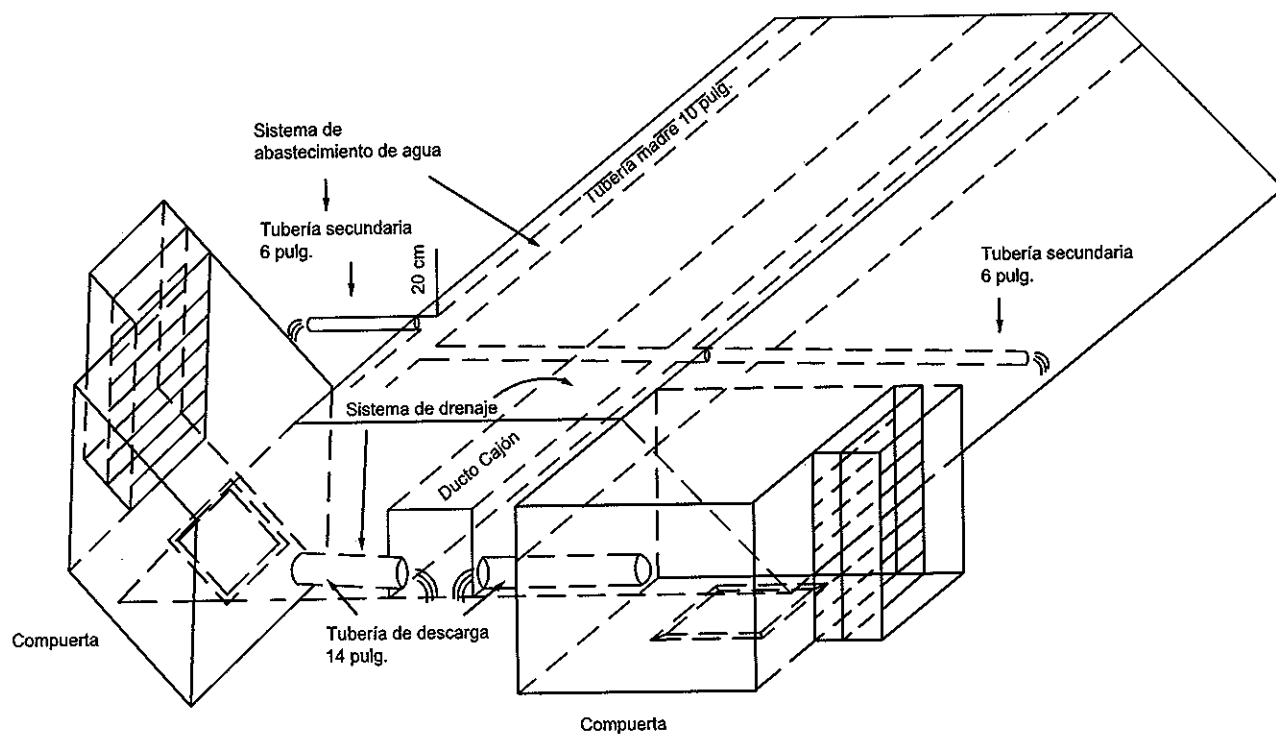


Figura 29: Vista del muro transversal con el sistema de abastecimiento de agua y sistema de drenaje.

El ducto es de concreto con un área de 40x40 cm en el sector A, 50x50 cm en el sector B y 60x60 cm en el sector C. El agua pasa de la compuerta al ducto cerrado a través de una tubería de PVC de 14 pulg. ó de un canal de hormigón de igual dimensión (Fig. 29). Esta tubería tiene un ángulo horizontal de 45° en relación con el ducto y un declive de 40 cm para facilitar el drenaje de las piscinas. Los efluentes en los dos ductos principales del Sector A fluyen en una dirección norte-sur, pasan al pie del muro que separan los sectores A y B y entran en el extremo sur del pantano (Fig. 30). Las cinco piscinas más al este del sector (T9 a T13) descargan sus efluentes directamente al pantano. Los efluentes de los sectores B y C fluyen en una dirección oeste-este dentro de los ductos cajón (Fig. 31 y 32). Las piscinas T24, T25, de G1 a G8 y de J7 a J9 del sector B descargan sus efluentes directamente al pantano. Todos los ductos tendrán una pequeña pendiente hacia los pantanos de entre 0,1 y 0,05%. Una vez alcanzado el tiempo requerido para el tratamiento de los efluentes, los pantanos se drenan en los canales de drenaje fuera de la estación experimental en la parte norte y sur de la estación. La compuerta del pantano del Sector A se mantiene de la camaronera COFIMAR. Sin embargo, la compuerta para la salida del pantano de los Sectores B y C debe reubicarse como se indica en la Figura 32.

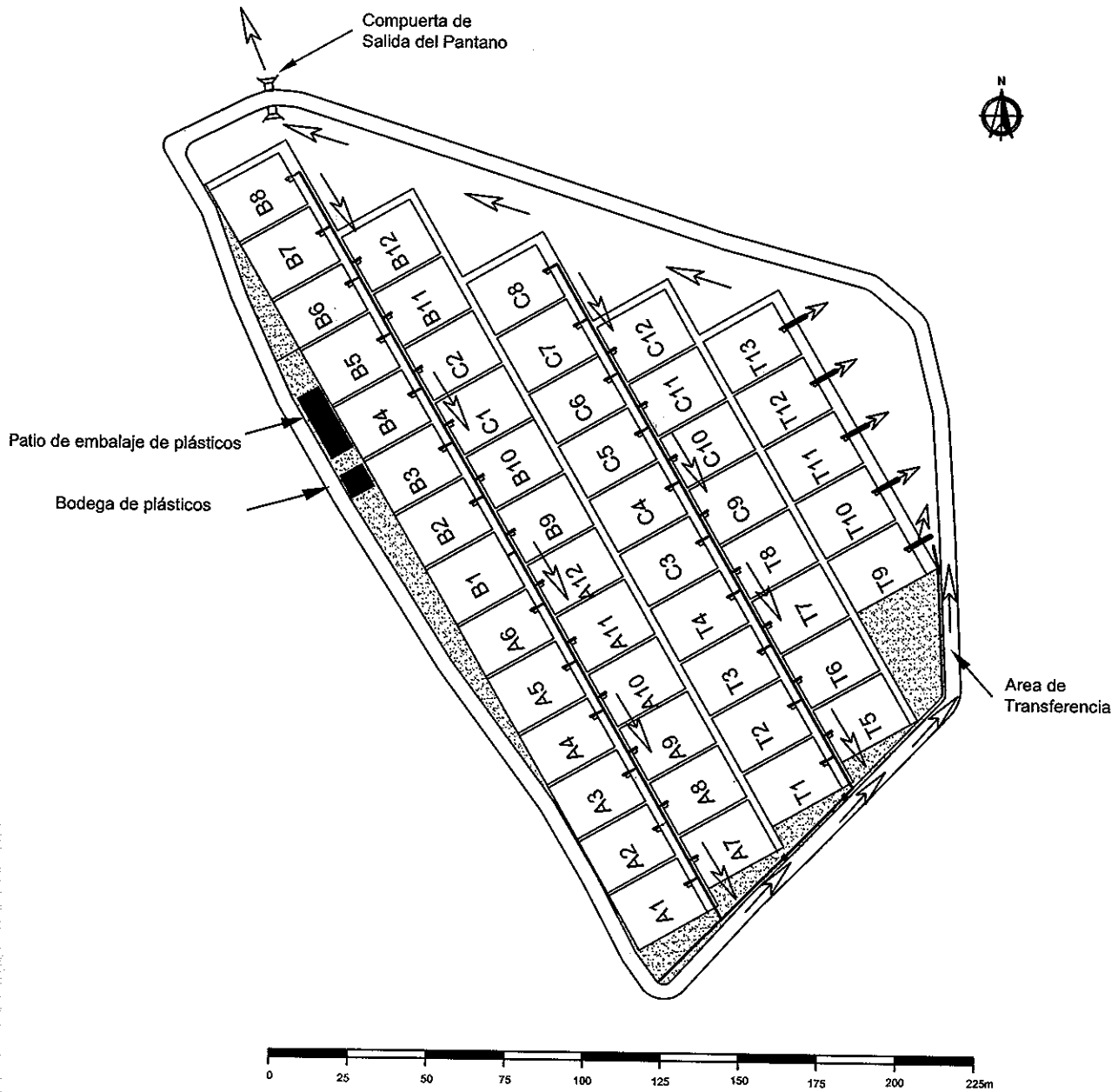


Figura 30: Plan del sistema de drenaje para el Sector A de la estación experimental del CENAIM.

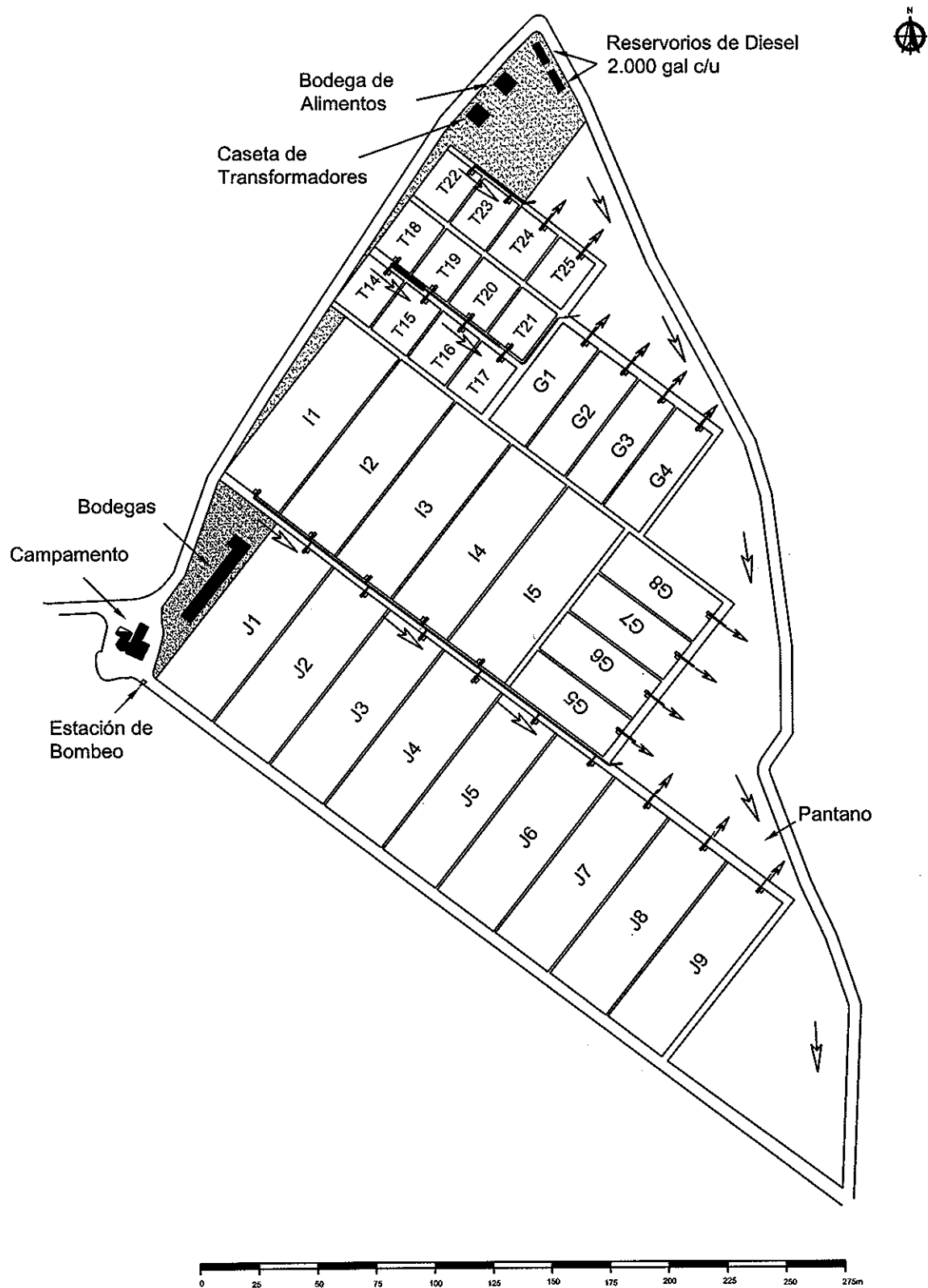


Figura 31: Plan del sistema de drenaje para el Sector B de la estación experimental del CENAIM.

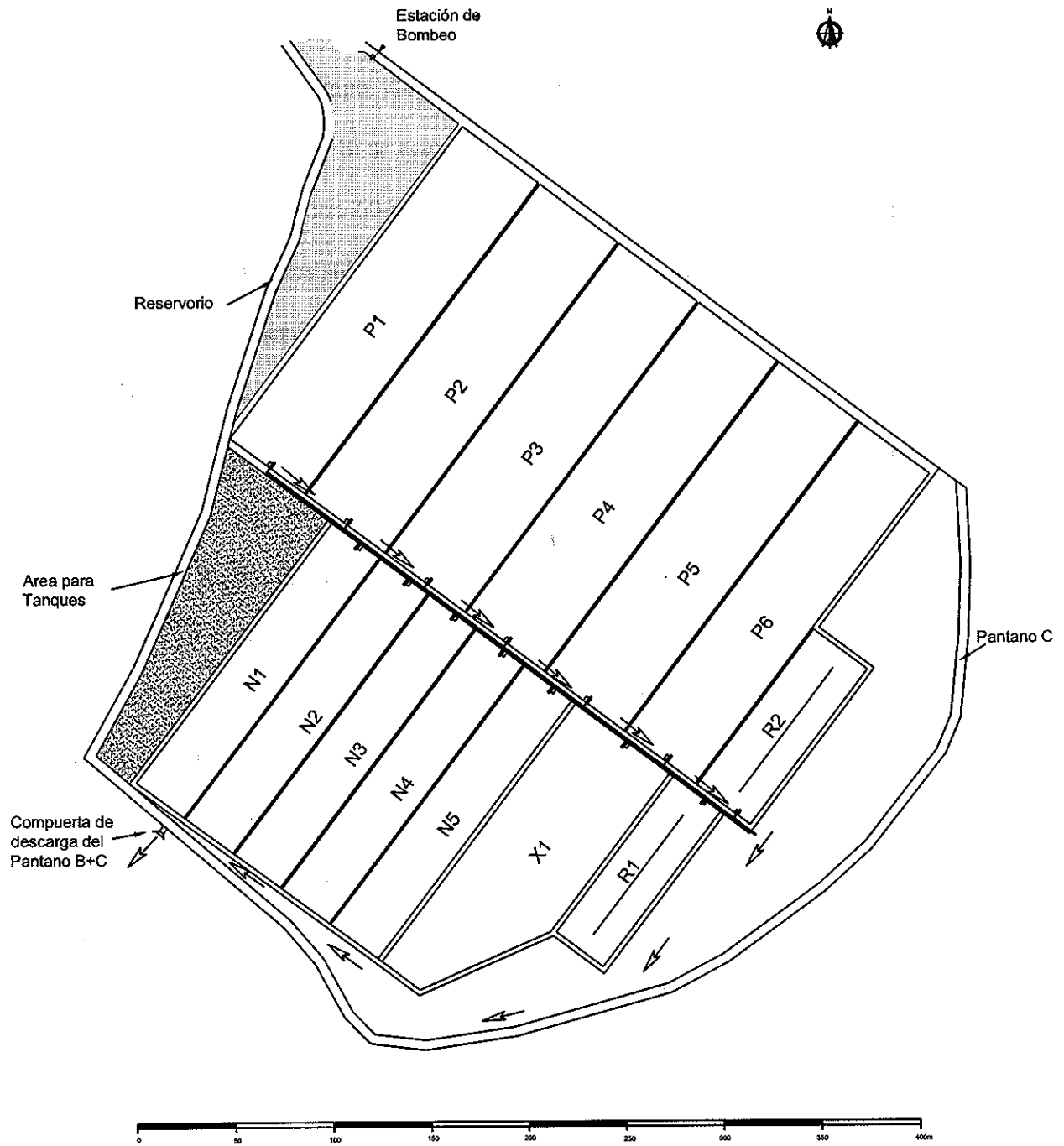


Figura 32: Plan del sistema de drenaje para el Sector C de la estación experimental del CENAIM.

Es bien conocido que las piscinas de sedimentación se llenan en el tiempo con la acumulación de sedimentos en su fondo (Boyd y Tucker, 1998). Una estimación gruesa de la pérdida en volumen se puede realizar conociendo la concentración total de los sólidos suspendidos (TSS) en los efluentes y asumiendo que todos estos sólidos sedimentarán con el tiempo y se acumularán en el fondo de los pantanos sin sufrir procesos de degradación. Si se acepta como rango de TSS en los efluentes de la estación experimental, valores entre 60 y 300 mg/L (Saldías, 2001) y una densidad representativa de $0,75 \text{ g/cm}^3$ para estos sólidos (Boyd, 1995), se tomará entre 56 y 280 años y entre 76 y 380 años para perder 20% del volumen de los pantanos del Sector A y Sector B y C, respectivamente (ver APÉNDICE E para los detalles de los cálculos). Estos cálculos indican que no debería existir mayor problema de pérdida de volumen en los pantanos como consecuencia de la sedimentación de los sólidos que salen de las piscinas de producción. Sin embargo, se debe recalcar que estos cálculos no consideran los problemas de erosión de los taludes que conforman los pantanos que podrían causar un incremento mucho más consecuente en la acumulación de sedimentos. Para mantener la efectividad de los pantanos, se recomienda sembrar plantas herbosas que toleran las condiciones de alta salinidad de Palmar, monitorear la batimetría de los pantanos y planificar su secado completo con trabajo de excavación si se pierde un 20% de sus volúmenes.

4.5. EDIFICIOS Y OTRAS CONSIDERACIONES

En una granja acuícola también es necesario contar con áreas de análisis, oficinas, sala de reuniones, bodegas, alojamiento, cocina, comedor, baños y otras facilidades. En el caso de la estación experimental del CENAIM, estas infraestructuras civiles van a ser

repartidas en toda la propiedad y mínimo deberían incluir: (1) un campamento con dos oficinas para el personal administrativo, una sala de reunión, una sala de recepción para visitantes, dormitorios para técnicos y visitantes, una sala de estar y un pequeño laboratorio, que se ubicará en el mismo lugar que el campamento de la camaronera COFIMAR en el centro del lado oeste de la propiedad; (2) dormitorios para operarios, comedor y un área de deportes en la parte sur-oeste del terreno; (3) entre el sector A y el sector B un área para almacenamiento de combustible y bodega principal donde vehículos pueda acceder, además del control eléctrico principal con generadores; (4) tres bodegas secundarias para el almacenamiento del alimento y de material, una en cada sector; (5) en el lado oeste del Sector A un taller para reparación de los invernaderos y motores; y (6) a la entrada, un baño para personal flotante, un área de tránsito con una caseta de seguridad, un laboratorio húmedo para procesar las cosechas y un reservorio de agua dulce. Además cada sector debe tener tanques sépticos para sus instalaciones sanitarias. Los requisitos para el personal son calculados asumiendo la operación total de la estación experimental por lo cual se requiere de dos técnicos, cuatro operarios, y 10 trabajadores diarios (que entran y salen cada día). Adicionalmente, se estima que la estación podría recibir a dos visitantes (estudiantes, científicos u otros) de manera permanente.

5. ANÁLISIS DE COSTO

5.1. CONSIDERACIONES GENERALES

El precio de una camaronera puede variar fuertemente de acuerdo a la época en la cual se considera comprarla. Antes del problema de la mancha blanca, una hectárea de camaronera en Ecuador podía costar hasta US\$ 10.000. Sin embargo, los precios bajaron drásticamente después del 2000 y se valora actualmente la hectárea de camaronera entre US\$ 3.000 y US\$ 5.000. Whetstone *et al.* (2002) valoraron el terreno para la construcción de una camaronera en Texas, EE.UU., a US\$ 3.750 por ha. CENAIM adquirió COFIMAR el 10 de Diciembre del 2002 por un valor total de US\$ 86.658,71, lo que incluyó a los 25 ha de terreno, las dos bombas, las 11 compuertas y el edificio. El costo promedio fue de US\$ 3.467 por ha.

El costo de construcción de piscinas acuícolas también varía mucho. Whitis (2002) menciona que la construcción de una piscina para el cultivo de bagre de canal en EE.UU. con la edificación de una represa en un valle, cuesta entre US\$ 2.500 y US\$ 4.500 por ha. Este valor incluye los costos de preparación del sitio, movimiento de tierra, excavación, instalación del sistema de drenaje y válvula, estructuras de concretos y acomodación de la parte superior de la represa para el tráfico (Whitis, 2002). Whetstone *et al.* (2002) presentan un análisis de costo para un proyecto piloto de producción de camarón en Texas, EE.UU., que incluye cuatro piscinas de 2 ha cada una, piscinas de sedimentación para cada piscina y un pantano de 6 ha por una superficie total de 20 ha (Tabla 11). El costo promedio para la finca piloto es de US\$ 22.978 por ha y se destaca durante la construcción el costo de movimiento de tierra que representó en promedio US\$ 3.649 por ha (Whetstone *et al.*, 2002).

Tabla 11: Costo para la implementación de una camaronera piloto de 20 ha en Texas, EE.UU. (Adaptado de Whetstone *et al.*, 2002).

Rubro	Costo (US\$)
<i>Servicios contratados</i>	
Manejo de la construcción, operador y alquiler de maquinaria	20.045
Movimiento de tierra	72.982
Diseño e instalación del sistema de electricidad	25.000
Cerca (1.500 m instalados)	10.815
Seguro, mantenimiento y reparación, análisis de agua, extras	6.000
Costos legales (permisos, etc.)	50.000
<i>Material</i>	
Vegetación para pantano, césped, diesel, herramientas, etc.	18.400
Tubería, madera para construcción, artículos de ferretería	20.073
<i>Equipamiento</i>	
Terreno (20 hectáreas a US\$ 3.750/ha)	75.000
Bombas	5.000
Equipamiento para alimentación: alimentador, silo de 8 toneladas	10.770
Arreadores, paneles de control, cables eléctricos	28.565
Arreador de emergencia	4.449
Tractor (usado, 120 hp), camioneta (usada, 3/4 toneladas, 4 por 4)	25.000
Generador eléctrico (PTO driven, 50 kva)	5.000
Drenajes, cajones de pesca	7.953
Raspador tipo cuchilla, cortacéspedes	4.000
Mallas, equipos para aclimatación de las larvas	3.500
Casa-remolque (oficina, bodega, alojamiento ocasional, muebles)	11.000
Laboratorio de calidad de agua	8.500
Reparaciones, plan de contingencia	11.000
<i>Personal</i>	
Personal de la camaronera, consultoría	36.500
TOTAL	459.552

La construcción de la estación experimental podría ser más costosa por su complejidad en el diseño y el gran número de piscinas de pequeño tamaño. Un análisis detallado se realizó para la estación experimental del CENAIM para incluir los costos de movimiento de tierra, sistemas de distribución de agua y drenaje y edificios. En las siguientes secciones se presentan detalles de los cálculos para cada categoría considerada.

La inversión para la construcción de la estación experimental del CENAIM, incluyendo los costos de movimiento de tierra, sistemas de distribución de agua y drenaje y edificios, representa US\$ 472.003,50 (Tabla 12), al cuál se debe sumar US\$ 3.403 para la compra de las dos bombas. El costo promedio de construcción es de US\$ 19.017 por ha, parecido al costo reportado por Whetstone *et al.* (2002) para la finca piloto en Texas, sin embargo, no incluye costos para el diseño y la instalación de un sistema eléctrico, la instalación de las geomembranas y de los invernaderos, ni el sistema de aeración y los equipos para la alimentación y manejo de las cosechas. Sin incluir el costo de las bombas y de los edificios, las inversiones respectivas para los sectores A, B y C representan 32,8%, 47,7% y 19,5% del total. El movimiento de tierra representa 36% de la inversión total y es más costoso en el Sector B, principalmente por el tipo de tierra con la cual se debe trabajar en este sector. La inversión a realizar para la construcción de las diferentes infraestructuras civiles representa 32% y los sistemas de abastecimiento de agua y drenaje representan igualmente 32% de la inversión total.

Tabla 12: Resumen de los costos de movimiento de tierra, sistemas de abastecimiento de agua y drenaje y de los edificios para la estación experimental del CENAIM.

Rubro	Costos (US\$)			
	Sector A	Sector B	Sector C	TOTAL
Movimiento de tierra	47.680,00	94.005,00	30.695,00	172.380,00
Sistema de abastecimiento de agua	17.313,00	18.453,00	10.223,00	49.392,00
Sistema de drenaje	42.109,00	33.484,00	21.773,00	97.366,00
Edificios	99.375,00	40.650,00	10.200,00	150.225,00
Total	206.477,00	186.592,00	72.891,00	469.363,00

5.2. COSTO DE MOVIMIENTO DE TIERRA

El costo estimado para el movimiento de tierra es de US\$ 172.380 (Tabla 13). Se consideraron, el volumen de tierra a mover con una retroexcavadora para la construcción de los pantanos y del reservorio (Retroexcavadora pantano), el volumen de tierra a extraer de la loma en San Pedro (Retroexcavadora cantera San Pedro) y transporte hasta la estación experimental (Volquetas tierra San Pedro), el volumen de tierra que conforme los muros y rellenos (Bulldózer muros-rellenos) y el volumen de tierra sobrante de los pantanos a repartir en cada sector (Bulldózer tierra sobrante).

El rendimiento para la retroexcavadora fue calculado en base al volumen de la cuchara (1 m^3) y la cantidad de cucharas que se puede levantar en una hora (80 cucharas/hora), asumiendo que no hay desplazamiento de la retroexcavadora para colocar la tierra en otro sitio. El rendimiento para la volqueta fue calculado en base al volumen del balde (6 m^3) y del número de viajes posible entre San Pedro y la estación experimental en una hora (2,3 viajes/hora). El rendimiento del bulldózer (D6) para la construcción de los muros y rellenos fue calculado de la siguiente manera:

- Se asumió un rendimiento estándar de $75 \text{ m}^3/\text{hr}$ por un desplazamiento promedio de 100 m en los Sectores A y B y de $30 \text{ m}^3/\text{hr}$ por un desplazamiento promedio de 200 m en el Sector C;
- Este rendimiento estándar fue corregido para la eficiencia del operador (eficiencia estándar – 0,75 de factor de corrección), asumiendo que se trabaja 50 minutos por hora (0,83 de factor de corrección) y que la tierra del sector B es pegajosa y difícil de trabajar (0,80 de factor de corrección – los demás sectores no tienen un factor de corrección para el tipo de tierra);
- Este rendimiento corregido es para desplazar la tierra hasta el lugar de levantamiento de los muros y generalmente se debe dividir para dos si se considera el tiempo que requiere para formar los muros y compactar las diferentes capas.

Finalmente, para el rendimiento del buldózer (D6) para repartir el volumen de tierra sobrante de los pantanos en cada sector, se asumió una distancia promedio de 30 m con un rendimiento estándar de $275 \text{ m}^3/\text{hr}$, un operador con eficiencia estándar (0,75 de factor de corrección), que trabaja 50 minutos por hora (0,83 de factor de corrección) y que la tierra del Sector B es pegajosa y difícil de trabajar (0,80 de factor de corrección – los demás sectores no tienen un factor de corrección para el tipo de tierra). Se recibieron cotizaciones para alquiler de maquinaria en la Península de Santa Elena y se utilizó un valor promedio de US\$ 35 por hora para la retroexcavadora (cuchara de 1 m^3), US\$ 20 por hora para la volqueta (con balde de 6 m^3 de capacidad) y US\$ 30 por hora para el buldózer (tipo D6).

Tabla 13: Detalles de los cálculos de costo para el movimiento de tierra y conformación de los muros y zonas de rellenos de la estación experimental del CENAIM.

	Volumen (m ³)	Rendimiento (m ³ /h)	Horas de trabajo	Costo/hora (US\$)	Costo (US\$)
Sector A					47.680,00
Retroexcavadora pantano	10.021	80	126	35,00	4.410,00
Retroexcavadora cantera	10.335	80	130	35,00	4.550,00
San Pedro					
Volquetas tierra San Pedro	10.335	14	739	20,00	14.780,00
Buldozer muros-rellenos	18.015	23	784	30,00	23.520,00
Buldozer tierra sobrante	2.341	171	14	30,00	420,00
Sector B					94.005,00
Retroexcavadora pantano	22.598	80	283	35,00	9.905,00
Retroexcavadora cantera	16.917	80	212	35,00	7.420,00
San Pedro					
Volquetas tierra San Pedro	16.917	14	1.209	20,00	24.180,00
Buldozer muros-rellenos	30.262	18	1.682	30,00	50.460,00
Buldozer tierra sobrante	9.253	136	68	30,00	2.040,00
Sector C					30.695,00
Retroexcavadora pantano	16.331	80	205	35,00	7.175,00
Retroexcavadora cantera	2.029	80	26	35,00	910,00
San Pedro					
Volquetas tierra San Pedro	2.029	14	145	20,00	2.900,00
Buldozer muros-rellenos	5.021	9	558	30,00	16.740,00
Buldozer tierra sobrante	13.339	135	99	30,00	2.970,00
COSTO TOTAL					172.380,00

5.3. COSTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

El costo estimado para el sistema de abastecimiento de agua es de US\$ 45.989,00 (Tabla 14), al cual se debe sumar el costo para la compra de las dos bombas. El valor de la bomba con motor eléctrico es de US\$ 2.408 y para la bomba con motor diesel es de US\$ 995 (cotizaciones de la compañía Soneville S.A.).

Para realizar los cálculos de costo para el sistema de abastecimiento de agua, se cotizaron con las compañías "Hecadu S.A" y "Distribuciones PVC" los precios de tubería, codos, tapones y conectores y con las compañías "Ferretera C.A." y "La llave S.A." el precio de las válvulas. Se estimó el costo de construcción para los registros del sistema de abastecimiento de agua a US\$ 118 por m³ de hormigón y 0,125 m³ de hormigón por registro (cuadro de 0,50 m de lado con 0,10 m de espesor y una tapa). El costo de mano de obra y alquiler de maquinaria para la instalación de la tubería fue estimado a US\$ 2,25 por metro lineal instalado.

Tabla 14: Detalles de los cálculos de costo para el material y la instalación del sistema de abastecimiento de agua de la estación experimental del CENAIM.

	Cantidad	Costo por unidad	Costo (US\$)
Sector A			17.313,31
Tubería de 10 pulg.	726 m	US\$ 72,06/6 m	8.719,26
Tubería de 6 pulg.	198 m	US\$ 30,04/6m	991,32
Válvula (10 pulg.)	4 unidades	US\$ 814,62	3.258,48
Codos para tubería de 10 pulg.	5 unidades	US\$ 50,00/unidad	250,00
Codos para tubería de 6 pulg.	5 unidades	US\$ 7,00/unidad	35,00
T para pasar de 10 pulg. a 6 pulg.	49 unidades	US\$ 40,00/unidad	1.960,00
Tapones para tubería de 6 pulg.	49 unidades	US\$ 8,00/unidad	392,00
Instalación tuberías	726 m	US\$ 2,25/m	1.633,50
Registros (0,125 m ³ cada uno)	5 unidades	US\$ 14,75/unidad	73,75
Sector B			18.453,91
Tubería de 10 pulg.	876 m	US\$ 72,06/6 m	10.520,26
Tubería de 6 pulg.	138 m	US\$ 30,04/6m	690,92
Válvula (10 pulg.)	4 unidades	US\$ 814,62	3.258,48
Codos para tubería de 10 pulg.	5 unidades	US\$ 50,00/unidad	250,00
Codos para tubería de 6 pulg.	4 unidades	US\$ 7,00/unidad	28,00
T para pasar de 10 pulg. a 6 pulg.	34 unidades	US\$ 40,00/unidad	1.360,00
Tapones para tubería de 6 pulg.	34 unidades	US\$ 8,00/unidad	272,00
Instalación tuberías	876 m	US\$ 2,25/m	1.971,00
Registros (0,125 m ³ cada uno)	7 unidades	US\$ 14,75/unidad	103,25

	Cantidad	Costo por unidad	Costo (US\$)
Sector C			10.223,78
Tubería de 10 pulg.	576 m	US\$ 72,06/6 m	6.917,76
Tubería de 6 pulg.	60 m	US\$ 30,04/6m	300,40
Válvula (10 pulg.)	1 unidad	US\$ 814,62	814,62
Codos para tubería de 10 pulg.	3 unidades	US\$ 50,00/unidad	150,00
Codos para tubería de 6 pulg.	2 unidades	US\$ 7,00/unidad	14,00
T para pasar de 10 pulg. a 6 pulg.	14 unidades	US\$ 40,00/unidad	560,00
Tapones para tubería de 6 pulg.	14 unidades	US\$ 8,00/unidad	112,00
Instalación tuberías	576 m	US\$ 2,25/m	1.296,00
Registros (0,125 m ³ cada uno)	4 unidades	US\$ 14,75/unidad	59,00
TOTAL			45.991,00

5.4. COSTO DEL SISTEMA DE DRENAJE

El costo estimado para el sistema de drenaje es de US\$ 97.365,50 (Tabla 15). Para realizar los cálculos de costo, se cotizó con las compañías "Hecadu S.A." y "Distribuciones PVC" el precio para una tubería de 14 pulg. Se estimó el costo de construcción de los ductos cajón en base a sus dimensiones para cada sector y un precio de US\$ 118 por m³ de hormigón instalado. Se estimó el costo de las compuertas calculando el requerimiento en cemento (US\$ 5,50 por saco de 45 kg.), varillas de hierro de 8 mm (US\$ 4 por varilla), material agregado como arena y piedras y puntales para cada compuerta (Tabla 16). Adicionalmente, se asumió que el encofrado puede servir para la construcción de tres compuertas (US\$ 24 por plancha de plywood), que un equipo supervisado por un maestro y con seis operarios puede construir una compuerta en dos días y que el costo de esta mano de obra es de US\$ 200 por compuerta.

Tabla 15: Cálculos de costo para el sistema de abastecimiento de agua de la estación experimental del CENAIM.

	Cantidad	Costo por unidad	Costo (US\$)
Sector A			42.109,00
Tubería de 14 pulg.	132 m	US\$ 184,00/6 m	4.048,00
Ducto cajón (0,20 m ²)	655 m	US\$ 118,00/m ³	15.458,00
Compuertas	Ver Tabla 16		22.603,00
Sector B			33.484,00
Tubería de 14 pulg.	66 m	US\$ 184,00/6 m	2.024,00
Ducto cajón (0,24 m ²)	425 m	US\$ 118,00/m ³	12.036,00
Compuertas	Ver Tabla 16		19.424,00
Sector C			21.772,50
Tubería de 14 pulg.	42 m	US\$ 184,00/6 m	1.288,00
Ducto cajón (0,28 m ²)	300 m	US\$ 118,00/m ³	9.912,00
Compuertas	Ver Tabla 16	US\$ 814,62	10.572,50
TOTAL			97.365,50

Tabla 16: Detalles de los cálculos de costo para la construcción de las diferentes compuertas de la estación experimental del CENAIM.

	Requerimientos por compuerta	Costos (US\$)			
		Sector A	Sector B	Sector C	TOTAL
Compuerta pequeña		49	12	0	
Cemento	10 sacos	2.695,00	660,00	0,00	
Hierro	17 varillas	3.332,00	816,00	0,00	
Agregado	US\$ 50,00	2.450,00	600,00	0,00	
Encofrado*	7 planchas	2.856,00	672,00	0,00	
Puntales	US\$ 30,00	1.470,00	360,00	0,00	
Mano de obra	US\$ 200,00	9.800,00	2.400,00	0,00	
Subtotal costo	US\$ 460,84	22.603,00	5.508,00	0,00	28.111,00

	Requerimientos por compuerta	Costos (US\$)			
		Sector A	Sector B	Sector C	TOTAL
Compuerta mediana		0	22	7	
Cemento	20 sacos	0,00	2.420,00	770,00	
Hierro	26 varillas	0,00	2.288,00	728,00	
Agregado	US\$ 100,00	0,00	2.200,00	700,00	
Encofrado*	9 planchas	0,00	1.728,00	648,00	
Puntales	US\$ 40,00	0,00	880,00	280,00	
Mano de obra	US\$ 200,00	0,00	4.400,00	1.400,00	
Subtotal costo	US\$ 635,93	0,00	13.916,00	4.526,00	18.442,00
Compuerta grande		0	0	7	
Cemento	25 sacos	0,00	0,00	962,50	
Hierro	43 varillas	0,00	0,00	1.204,00	
Agregado	US\$ 150,00	0,00	0,00	1.050,00	
Encofrado*	15 planchas	0,00	0,00	1.080,00	
Puntales	US\$ 50,00	0,00	0,00	350,00	
Mano de obra	US\$ 200,00	0,00	0,00	1.400,00	
Subtotal costo	US\$ 863,79	0,00	0,00	6.046,50	6.046,50
TOTAL (US\$)		22.603,00	19.424,00	10.572,50	52.599,50

*El encofrado sirve para tres compuertas

5.5. COSTO DE LOS EDIFICIOS

El costo estimado para los edificios es de US\$ 150.225,00 (Tabla 17). Para realizar los cálculos de costo, se estimó un costo de construcción promedio de US\$ 150 por m², independientemente del tipo de edificio.

Tabla 17: Cálculos de los costos de construcción para la infraestructuras civiles de la estación experimental del CENAIM.

	Superficie	Costo (US\$)
Sector A		99.375,00
Baños para personal flotante	18 m ²	2.700,00
Área de tránsito	32 m ²	4.800,00
Laboratorio húmedo	288 m ²	43.200,00
Cisterna de agua dulce	40 m ²	6.000,00
Pozo séptico	40 m ²	6.000,00
Caseta de guardiana	1,50 m ²	225,00
Bodega secundaria de alimento	20 m ²	3.000,00
Talleres de reparación	223 m ²	33.450,00
Sector B		40.650,00
Almacenamiento combustible y lubricantes	20 m ²	3.000,00
Bodega general de alimento y fertilizantes	42 m ²	6.300,00
Bodega secundaria de alimento	20 m ²	3.000,00
Bodega de materiales y repuestos	72 m ²	10.800,00
Campamento planta baja		
Oficinas (2)	20 m ²	3.000,00
Sala de reunión	24 m ²	3.600,00
Sala de recepción	9 m ²	1.350,00
Laboratorio	18 m ²	2.700,00
Campamento planta alta		
Dormitorios para técnicos	12 m ²	1.800,00
Dormitorios para visitantes	9 m ²	1.350,00
Sala de estar	25 m ²	3.750,00
Sector C		10.200,00
Dormitorios para operarios	24 m ²	3.600,00
Comedor	24 m ²	3.600,00
Bodega secundaria de alimento	20 m ²	3.000,00
COSTO TOTAL		150.225,00

6. CONCLUSIONES:

- La estación experimental de la Fundación CENAIM-ESPOL se divide en tres sectores y tiene un total de 97 piscinas correspondiente a 17,25 ha de espejo de agua. El Sector A tiene 49 piscinas de 0,05 ha y un pantano para el tratamiento de efluentes de un volumen total de agua de 6.400 m³ con un volumen descargable de 1.300 m³. El Sector B está compuesto de 34 piscinas que van de 0,05 a 0,25 ha. En este sector se ubicó un reservorio de 1,00 ha y 3 m de profundidad para suplir la demanda de agua de la estación experimental. El Sector C incluye seis piscinas de 1,00 ha, cinco piscinas de 0,50 ha, una piscina de 0,80 ha, dos piscinas rectangulares de 0,30 ha con un talud central y una área de tanques para larvicultura y aclimatación. El pantano de los sectores B y C tiene un área total de 3,40 ha con un volumen total de agua de 51.000 m³ y volumen descargable de 13.600 m³.
- Todas las piscinas tienen una altura promedio de los muros de 1,50 m y de la columna de agua de 1,0 m, además de tener sus fondos con pendientes que varían entre 0,4 y 0,8%.
- Los muros perimetrales tienen un ancho de corona de 5 m. Los muros laterales de división entre piscinas tienen una corona superior de 1 m. Los muros que llevan la tubería para la distribución de agua y los ductos de drenaje de los efluentes tienen un ancho superior de 4,0 m, mientras que los demás muros transversales tienen un ancho superior de 2,5 m. Todos los muros tienen una pendiente de 1,5:1,0.
- El sistema de abastecimiento de agua consta de un canal de aducción que es alimentado en marea alta por una bomba con motor Caterpillar de 120 hp y capacidad de 9.000 gpm. El agua pasa del canal de aducción al reservorio de la estación por una compuerta. Una bomba de 11 hp en la parte norte del reservorio alimenta un sistema de tuberías que lleva el agua a las diferentes piscinas.

- El sistema de distribución de agua consta de una tubería madre de 10 pulg. para llevar agua desde el reservorio a las piscinas y una tubería de 6 pulg. para descargar a las piscinas, además de tener nueve válvulas para aislar diferentes sectores al momento de llenar las piscinas. Las tuberías son enterradas en un lado de los muros y mínimo 20 cm bajo la tierra. El tiempo de llenado de las piscinas va desde 2 horas para las piscinas de 0,05 ha hasta 49 horas para las piscinas de 1,00 ha.
- Las compuertas están ubicadas en su totalidad dentro de las piscinas y con las dimensiones necesarias para colocar un bolso de pesca y permitir a dos personas maniobrar la cosecha. En el centro de las compuertas se instaló un cajón de pesca para poder ubicar una bomba de agua conectada a una cosechadora mecánica. Los tiempos de drenado de las piscinas varían entre 40 min. para las piscinas de 0,05 ha y 19 h 20 min. para las piscinas de 1,00 ha.
- El sistema de drenaje consta de un ducto cerrado ubicado en la base del muro compartido que recibe el agua de las piscinas y que está ubicado del mismo lado del sistema de distribución de agua. Los ductos tienen una pequeña pendiente hacia los pantanos de entre 0,1 y 0,05%.
- La inversión para el movimiento de tierra, instalación de los sistemas de distribución de agua y drenaje y construcción de las infraestructuras civiles es de US\$ 469.363,00 lo que representa un costo promedio de US\$ 18.775 por ha.

7. RECOMENDACIONES

- La instalación de estructuras de piedra de tipo "rip-rap" para evitar problemas de erosión y debilitamiento de los muros durante los eventos ENSO.
- Utilizar el excedente de tierra que viene de la excavación de los pantanos y del fondo de las piscinas originales de COFIMAR (24.933 m³) en la reconstrucción de los muros perimetrales.
- Recalcular las pérdidas de volumen en los pantanos considerando los problemas de erosión de los taludes que conforman dichos pantanos.
- Sembrar plantas herbosas que toleran las condiciones de alta salinidad en los taludes de los pantanos.
- Monitorear la batimetría de los pantanos y planificar su secado completo con trabajo de excavación si se pierde un 20% de sus volúmenes.
- Recalcular los tiempos de drenado de las piscinas considerando las pérdidas por fricción en los ductos cajón.
- Monitorear la calidad de agua de los efluentes para verificar la eficiencia de los pantanos.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Avery, J.L., R.P. Romaine y W.R. McClain. 1998. Crawfish Production. Production Economics, Pond Construction and Water Supply. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 240. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Bankston, J.D. y F.E. Baker. 1994a. Piping Systems. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 373. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Bankston, J.D. y F.E. Baker. 1994b. Selecting the Proper Pump. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 372. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Bankston, J.D. y F.E. Baker. 1995. Open Channel Flow in Aquaculture. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 374. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Baños, G.C. 1994. Construcción de Estanques para el Cultivo de Especies Bioacuáticas. Universidad de Guayaquil-Facultad de Ciencias Naturales y Universidad Técnica de Machala, Guayaquil, Ecuador.
- Bose A.N., S.N. Ghosh, C.T. Yang y A. Mitra. 1991. Coastal Aquaculture Engineering. Cambridge University Press, Cambridge, EE.UU.
- Boyd, C.E. 1995. Bottom Soils, Sediment, and Pond Aquaculture. Kluwer Academic Publishers, Norwell, Massachusetts, EE.UU.
- Boyd, C.E. 2000. Water Quality: An Introduction. Kluwer Academic Publishers, Norwell, Massachusetts, EE.UU.
- Boyd, C.E., y L. Massaut. 1998. Soils in pond aquaculture. Aquaculture Asia 3(January-March):6-10.
- Boyd C.E., y C.S. Tucker. 1998. Pond Aquaculture Water Quality Management. Kluwer Academic Publishers, Boston, EE.UU.

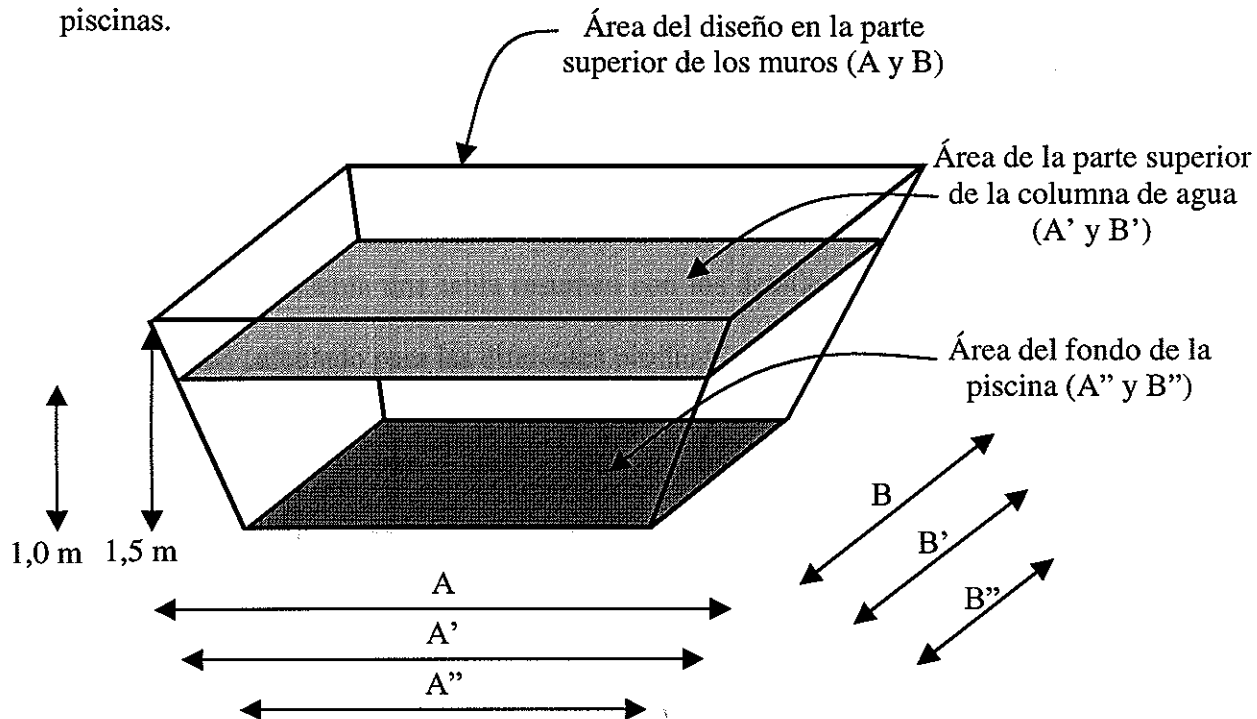
- Cáceres, L. 2001. Cambio climático. Comunicación Nacional de la República del Ecuador, Convención Marco de las Naciones Unidas. Biblioteca del Instituto Nacional de Pesca, Quito, Ecuador.
- CNA 2000a. Estadísticas. <http://www.cna-ecuador.com/estadisticas/impactows/default1.htm>
- CNA 2000b. Estadísticas. <http://www.cna-ecuador.com/estadisticas/impactows/default1.htm>
- CNA, 2001. Estadísticas. <http://www.cna-ecuador.com/estadisticas/exp-dest.htm>.
- Haws, M.C., C.E. Boyd y B.W. Green. 2001. Buenas Practicas de Manejo en el Cultivo de Camarón en Honduras. Coastal Resources Center, University of Rhode Island, EE.UU.
- Jones, A.B., N.P Preston, y W.C. Dennison. 2002. The efficiency and condition of oysters and macroalgae used as biological filters of shrimp pond effluent. *Aquaculture Research* 33:1-19.
- Jones, A.B., W.C. Dennison, y N.P Preston. 2001. Integrated treatment of shrimp effluent by sedimentation, oyster filtration and macroalgal absorption: a laboratory scale study. *Aquaculture* 193:155-178.
- Jory, D.E. 1999. A review of world shrimp farming in 1998. Páginas 40-59 *En Aquaculture Magazine Buyer's Guide '99 and Industry Directory. 28th Annual Edition. Aquaculture Magazine, North Carolina, EE.UU.*
- Lotz, J.M. 1997. Viruses, biosecurity, and specific pathogen free stocks in shrimp aquaculture. *World Journal of Microbiology and Biotechnology* 13:405-413.
- Marriott, F. 2003. Análisis del sector camaronero. Apuntes de Economía No. 29, Dirección de Investigaciones Económicas del Banco Central del Ecuador, Guayaquil, Ecuador.

- Massaut, L. 1999. Mangrove Management and Shrimp Aquaculture. Research and Development Series No. 44, Alabama Agricultural Experiment Station, Auburn University, Alabama, EE.UU.
- Rosenberry, B. 2000. World Shrimp Farming Number 13. Shrimp News International, San Diego, California, EE.UU.
- Saldías, C.A. 2001. Efluentes y balance de nutrientes en piscinas camaroneras con diferentes prácticas de manejo. Tesis para optar la grado de Magíster en Ciencias, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil, Ecuador.
- Solís-Coello, P., y W. Méndez. 1999. Puertos Pesqueros Artesanales de la Costa Ecuatoriana. Instituto Nacional de Pesca con el apoyo del Programa de Cooperación Técnica para la Pesca de la Unión Europa – VECEP a la 92/43, Guayaquil, Ecuador.
- Steeby, J. y J. Avery. 2002. Construction of Levee Ponds for Commercial Catfish Production. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 101. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Steeby, J.A., N. Stone, H.S. Killian y D.K. Carman. 1998. Repairing Fish Pond Levees. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 104. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Stone, N. 1999. Renovating Leaky Ponds. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 105. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Subasinghe, R.P., U. Barg, M.J. Phillips, D. Bartley y A.G.J. Tacon. 1998. Aquatic animal health management: investment opportunities within developing countries. *Journal of Applied Ichthyology* 14:123-129.
- Teichert-Coddington, D.R., D.B. Rouse, A. Potts y C.E. Boyd. 1999. Treatment of harvest discharge from intensive shrimp ponds by settling. *Aquacultural Engineering* 19:147-161.

- Tilley, D.R., H. Badrinarayanan, R. Rosati y J. Son. 2002. Constructed wetlands as recirculation filters in large-scale shrimp aquaculture. *Aquacultural Engineering* 26:81-109.
- Wellborn, T.L. 1988. Site Selection of Levee-type Fish Production Ponds. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No.100. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Wheaton, F.W. 1977. *Aquacultural Engineering*. John Wiley & Sons, New York, EE.UU.
- Whetstone, J.M., G.D. Treece, C.L. Browdy, y A.D. Stokes. 2002. Opportunities and Constraints in Marine Shrimp Farming. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 2600. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Whitis, G.N. 2002. Watershed Fish Production Ponds. Guide to Site Selection and Construction. Southern Regional Aquaculture Center, Publication No. 102. www.msstate.edu/dept/srac/fslist.htm.
- Yoo, K.H. y C.E. Boyd. 1994. *Hydrology and Water Supply for Pond Aquaculture*. Chapman & Hall, New York, New York, EE.UU.

9. APÉNDICES

APÉNDICE A – Detalles de los cálculos de volumen de agua para las diferentes piscinas.



Esquema en tres dimensiones de una piscina de la estación experimental sin el declive del fondo y asumiendo una altura promedio de muro de 1,5 m y de la columna de agua de 1,0 m (proporciones no respetadas).

Ejemplo del cálculo del volumen de agua para una piscina de 500 m^2 ($25 \text{ m} \times 20 \text{ m}$):

- Área del diseño (parte superior de los muros) = $A \times B = 25 \text{ m} \times 20 \text{ m} = 500 \text{ m}^2$
- Área de la parte superior de la columna de agua asumiendo un borde libre de 0,5 m y una pendiente de 1,5:1,0 para los muros = $A' \times B' = (A - (2 \times 0,5 \times 1,5)) (B - (2 \times 0,5 \times 1,5)) = (25 \text{ m} - 1,5 \text{ m}) (20 - 1,5 \text{ m}) = 23,5 \text{ m} \times 18,5 \text{ m} = 434,75 \text{ m}^2$
- Área del fondo de la piscina asumiendo que la columna de agua es de 1,0 m en promedio y una pendiente de 1,5:1,0 para los muros = $A'' \times B'' = (A - (2 \times 1,5 \times 1,5)) (B - (2 \times 1,5 \times 1,5)) = (25 \text{ m} - 4,5 \text{ m}) (20 - 4,5 \text{ m}) = 20,5 \text{ m} \times 15,5 \text{ m} = 317,75 \text{ m}^2$

- Área promedio del paralelogramo al nivel de la mitad de la columna del agua =

$$\frac{(A \times B) + (A'' \times B'')}{2} = \frac{434,75 \text{ m}^2 + 317,75 \text{ m}^2}{2} = 376,25 \text{ m}^2$$

- Volumen de la piscina = (Área promedio al nivel de la mitad de la columna del agua) x (altura promedio de la columna de agua) = $376,25 \text{ m}^2 \times 1 \text{ m} = 376,25 \text{ m}^3$

A continuación se presenta una tabla resumen con los detalles de las dimensiones y del volumen de agua calculado para las diferentes piscinas.

Piscina	A (m)	B (m)	A' (m)	B' (m)	A' x B' (m ²)	A'' (m)	B'' (m)	A'' x B'' (m ²)	Volumen agua (m ³)
0,05 ha	25	20	23,5	18,5	434,75	20,5	15,5	317,75	376
0,10 ha	50	20	48,5	18,5	897,25	45,5	15,5	705,25	801
0,25 ha	84	30	82,5	28,5	2.351,25	79,5	25,5	2.027,25	2.189
0,30 ha	100	30	98,5	28,5	2.807,25	95,5	25,5	2.435,25	2.621
0,50 ha	165	30	163,5	28,5	4.659,75	160,5	25,5	4.092,75	4.376
1,00 ha	200	50	198,5	48,5	9.627,25	195,5	45,5	8.895,25	9.261

APÉNDICE B

B.1. Cortes y perfiles representativos del Sector A, utilizados para el cálculo de movimiento de tierra. Escala vertical 1:1.207 y escala horizontal 1:1.234.

B.2. Cortes y perfiles representativos del Sector B, utilizados para el cálculo de movimiento de tierra. Escala vertical 1:1.630 y escala horizontal 1:1.137.

B.3. Cortes y perfiles representativos del Sector C, utilizados para el cálculo de movimiento de tierra. Escala vertical 1:2.720 y escala horizontal 1:1.995.

APÉNDICE C – Lista por sector de los conectores, restricciones de diámetro en la tubería, válvulas y codos que se tomaron en cuenta para el cálculo de perdidas menores para el requerimiento de poder para la bomba.

	Sector A	Sector B	Sector C
Codos para tubería de 10 pulg.	5	5	3
Codos para tubería de 6 pulg.	5	4	2
Válvulas para tubería de 10 pulg.	4	4	1
T para pasar de 10 pulg. a 6 pulg.	48	34	13

APÉNDICE D – Detalles de los cálculos de tiempo de desagüe para los diferentes

tamaños de las piscinas de la estación experimental del CENAIM.

Se utilizó la siguiente fórmula para calcular el caudal (Yoo y Boyd, 1994):

$Q = 3.33 (L_w - 0.2h) h^{2/3}$; donde Q es el caudal (en m³/s), L_w es el ancho de las tablas de la compuerta (en m) y h es el cabezal hidráulico efectivo para cada capa de agua considerada (m).

	h (m)	L _w (m)	Q (m ³ /s)	Área capa (m ²)	Altura capa (m)	Volumen capa (m ³)	Tiempo (s)	Tiempo (min)
Piscina 0,05 ha								
Capa 1	0,20	0,8	0,13	422	0,20	84	642	
Capa 2	0,20	0,8	0,13	398	0,20	80	605	
Capa 3	0,20	0,8	0,13	374	0,20	75	569	
Capa 4	0,30	0,8	0,24	346	0,40	138	572	
TOTAL						377	2.388	40
Piscina 0,10 ha								
Capa 1	0,20	1,2	0,20	877	0,20	175	889	
Capa 2	0,20	1,2	0,20	838	0,20	168	849	
Capa 3	0,20	1,2	0,20	799	0,20	160	810	
Capa 4	0,25	1,2	0,28	756	0,40	303	1.097	
TOTAL						805	3.646	61
Piscina 0,25 ha								
Capa 1	0,20	1,2	0,20	2.318	0,20	464	2.350	
Capa 2	0,20	1,2	0,20	2.252	0,20	450	2.283	
Capa 3	0,20	1,2	0,20	2.187	0,20	437	2.217	
Capa 4	0,20	1,2	0,20	2.123	0,40	849	4.304	
TOTAL						2.201	11.155	186
Piscina 0,30 ha								
Capa 1	0,20	1,4	0,23	2.769	0,20	554	2.407	
Capa 2	0,20	1,4	0,23	2.694	0,20	539	2.341	
Capa 3	0,20	1,4	0,23	2.619	0,20	524	2.276	
Capa 4	0,20	1,4	0,23	2.545	0,40	1.018	4.423	
TOTAL						2.634	11.447	191
Piscina 0,50 ha								
Capa 1	0,20	1,4	0,23	4.602	0,20	920	3.999	
Capa 2	0,20	1,4	0,23	4.488	0,20	898	3.900	
Capa 3	0,20	1,4	0,23	4.374	0,20	875	3.801	
Capa 4	0,10	1,4	0,08	4.289	0,40	1.716	21.084	
TOTAL						4.409	32.785	547
Piscina 1,00 ha								
Capa 1	0,20	1,4	0,23	9.553	0,20	1.911	8.302	
Capa 2	0,20	1,4	0,23	9.406	0,20	1.881	8.174	
Capa 3	0,20	1,4	0,23	9.259	0,20	1.852	8.046	
Capa 4	0,10	1,4	0,08	9.149	0,40	3.660	44.976	
TOTAL						9.303	69.497	1.159

APÉNDICE E – Cálculos de acumulación de sedimentos en los fondos de los pantanos basados en la concentración de los sólidos suspendidos totales y tiempo estimado para perder 20% del volumen de los pantanos por acumulación de sólidos.

Si se acepta como rango de TSS en los efluentes de la estación experimental, valores entre 60 y 300 mg/L (Saldías, 2001) y una densidad representativa de 0,75 g/cm³ para estos sólidos (Boyd, 1995), los siguientes cálculos se pueden realizar:

- Tiempos promedio de cultivo: 20 semanas (ó 2,6 ciclos al año) para las piscinas de 1,00 ha, 0,50 ha y 0,25ha; 30 semanas (ó 1,7 ciclos al año) para las piscinas de 0,80 ha y 0,30 ha; y 17 semanas (ó 3,1 ciclos al año) para las piscinas de 0,10 y 0,05 ha.
- Volumen de efluentes por año (asumiendo que apenas se cosechó una piscina, se la llena al día siguiente):
 - o Para el pantano del Sector A = (49 piscinas de 0,05 ha) (376 m³ de volumen de agua) (3,1 ciclos al año) = 57.115 m³
 - o Para el pantano de los Sectores B y C = [(6 piscinas de 1,00 ha) (9.261 m³) (2,6 ciclos al año)] + [(5 piscinas de 0,50 ha) (4.376 m³) (2,6 ciclos al año)] + [(14 piscinas de 0,25 ha) (2.204 m³) (2,6 ciclos al año)] + [(1 piscina de 0,80 ha) (8.000 m³) (1,7 ciclos al año)] + [(2 piscinas de 0,30 ha) (2.621 m³) (1,7 ciclos al año)] + [(8 piscinas de 0,10 ha) (716 m³) (3,1 ciclos al año)] + [(12 piscinas de 0,05 ha) (376 m³) (3,1 ciclos al año)] = 335.842 m³
- Volumen de sólidos por año asumiendo una concentración promedio de TSS en los efluentes de 60 mg/L (ó 60 g/m³):

$$\circ \text{ Para el pantano del Sector A} = \frac{(57.115 \text{ m}^3)(60 \text{ g/m}^3)}{0,75 \text{ g/cm}^3} = 4.569.200 \text{ cm}^3 = 4,57 \text{ m}^3$$

$$\circ \text{ Para el pantano de los Sectores B y C} = \frac{(335.842 \text{ m}^3)(60 \text{ g/m}^3)}{0,75 \text{ g/cm}^3} = 26.867.360 \text{ cm}^3 = 26,87 \text{ m}^3$$

- Volumen de sólidos por año asumiendo una concentración promedio de TSS en los efluentes de 300 mg/L (ó 300 g/m³):

$$\circ \text{ Para el pantano del Sector A} = \frac{(57.115 \text{ m}^3)(300 \text{ g/m}^3)}{0,75 \text{ g/cm}^3} = 22.846.000 \text{ cm}^3 = 22,85 \text{ m}^3$$

$$\circ \text{ Para el pantano de los Sectores B y C} = \frac{(335.842 \text{ m}^3)(300 \text{ g/m}^3)}{0,75 \text{ g/cm}^3} = 134.336.800 \text{ cm}^3 = 134,34 \text{ m}^3$$

- Tiempo para perder 20% del volumen del pantano asumiendo una concentración promedio de TSS en los efluentes de 60 mg/L:

$$\circ \text{ Para el pantano del Sector A} = \frac{(6.400 \text{ m}^3)(0,20)}{4,57 \text{ m}^3/\text{año}} = 280 \text{ años}$$

$$\circ \text{ Para el pantano de los Sectores B y C} = \frac{(51.000 \text{ m}^3)(0,20)}{26,87 \text{ m}^3/\text{año}} = 380 \text{ años}$$

- Tiempo para perder 20% del volumen del pantano asumiendo una concentración promedio de TSS en los efluentes de 300 mg/L:

$$\circ \text{ Para el pantano del Sector A} = \frac{(6.400 \text{ m}^3)(0,20)}{22,85 \text{ m}^3/\text{año}} = 56 \text{ años}$$

$$\circ \text{ Para el pantano de los Sectores B y C} = \frac{(51.000 \text{ m}^3)(0,20)}{134,34 \text{ m}^3/\text{año}} = 76 \text{ años}$$