

UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA URUGUAY





FACULTAD DE INGENIERÍA UDELAR

Evaluación y mejora del sistema de gestión de aguas y residuos sólidos en un establecimiento lechero experimental con estabulación tipo compost barn en Uruguay

Santiago Couto

Juan Manuel Ferrés

Agustina García

Margaret Wyaux

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil perfil Hidráulica - Ambiental.

Tutores
Manuel Giménez
Eugenio Lorenzo
Agustín Menta

Tribunal
Christian Chreties
Nicolás Rezzano
Pablo Santoro

Montevideo, Uruguay
3 de diciembre de 2025

Evaluación y mejora del sistema de gestión de aguas y residuos sólidos en un establecimiento lechero experimental con estabulación tipo compost barn en Uruguay.

Esta memoria fue preparada en LaTeX.
Contiene un total de 338 páginas.
Compilada el 3 de diciembre de 2025.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco.

Agradecimientos

En esta primera sección, que fue la última en escribirse, no queremos dejar de agradecer a todas las personas que, de una forma u otra, formaron parte de este proyecto. El recorrido de esta tesis no hubiese sido posible sin quienes nos acompañaron, apoyaron y alentaron en cada etapa.

En primer lugar, agradecemos a nuestros tutores. A Manuel, por impulsarnos a leer, leer y leer y generar nuestras herramientas de cálculo. A Agustín, por no perder la esperanza en la redacción del documento y acompañar con paciencia cada corrección. Y a Eugenio, por enseñarnos a ser resilientes en el piso 8 del Ministerio a fuerza de lápiz y papel.

Queremos agradecer especialmente a nuestro entorno fuera de la facultad, que son quienes sufren los efectos secundarios de la Fing. A nuestras familias, parejas, amigos, compañeros de trabajo y a todas aquellas personas que, de una forma u otra, atravesaron alguna etapa de este proceso y nos brindaron su apoyo, su tiempo y su comprensión.

Agradecemos también a la Facultad de Ingeniería de la UdelaR, espacio donde compartimos tantas tardes, noches y madrugadas de estudio, así como a todos los docentes. Al personal del establecimiento de la EEMAC, en particular a Gabriel Menegazzi, por su constante disposición para brindarnos la información necesaria y facilitarnos el desarrollo del trabajo.

Por último, pero no menos importante, queremos agradecer al grupo "Proyecto Tambo", con el que compartimos este año de trabajo. Ha sido un año que no vamos a olvidar.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco.

Resumen

El presente proyecto aborda de manera integral la gestión del agua, los efluentes y los residuos sólidos en el tambo experimental de la Estación Experimental "Dr. Mario A. Cassinoni" (EEMAC), ubicada en el departamento de Paysandú. El trabajo se desarrolló con el propósito de mejorar la gestión hídrica y ambiental del sistema lechero, mediante tres líneas de acción: el diseño de un sistema de riego mediante pivote central, la evaluación y mejora del sistema de gestión de efluentes y la elaboración de un plan integral de gestión de residuos sólidos.

En primera instancia, se analizó la aptitud del predio para incorporar un sistema de riego orientado a aumentar la producción del forraje destinado al rodeo lechero. Se caracterizaron las fuentes de agua disponibles y la demanda hídrica de los cultivos, y se evaluó su capacidad mediante balances hídricos mensuales que permitieron estimar la garantía de abastecimiento frente a distintos niveles de demanda. A partir del análisis de alternativas y de los resultados de dichos balances, se seleccionó un esquema compuesto por dos pivotes centrales capaces de regar 27 ha. El abastecimiento del sistema se propone desde el tajamar existente y desde un nuevo embalse proyectado en serie sobre el mismo curso, el cual se alimenta mayormente mediante un sifón invertido. Desde el primero se efectúa el bombeo hacia los dos pivotes centrales. Se desarrolló el diseño a nivel de proyecto ejecutivo de la estación de bombeo y de las conducciones del sistema de riego.

A su vez, el diagnóstico del sistema de gestión de efluentes evidenció limitaciones en la capacidad de la laguna de almacenamiento y en la forma en que se realiza la disposición final del efluente al terreno. También se identificaron problemas operativos en la limpieza de los patios de alimentación, donde la acumulación de estiércol y su interacción pluviales afecta el desempeño del sistema. Sobre esta base, se elaboró una propuesta integral que incorpora el fertirriego como modalidad de disposición final del efluente y la adecuación de las unidades del SGE para implementar un sistema de flushing que utiliza parte del efluente almacenado en la laguna.

De forma complementaria, se analizó el manejo de los residuos sólidos generados en el establecimiento. El diagnóstico mostró la existencia de corrientes valorizables y prácticas adecuadas para ciertos materiales, pero también debilidades en la separación, el almacenamiento transitorio y la gestión de residuos específicos. Esto fundamentó la elaboración de un Plan de Gestión de Residuos Sólidos que organiza las corrientes del tambo, define prácticas de manejo, establece responsables y propone las infraestructuras necesarias para la correcta gestión de las distintas lineas de residuos sólidos.

Esta página ha sido intencionalmente dejada en blanco.

Índice general

Índice de tablas **14**

Índice de figuras **19**

1. Introducción **25**
1.1. Objetivos . . . 26
1.2. Alcance . . . 26
1.3. Organización del documento . . . 26

2. Marco teórico **28**
2.1. Lechería en Uruguay . . . 28
2.2. Ciclo productivo del rodeo lechero . . . 28
2.3. Sistema de compost barn . . . 29
2.4. Pasturas y cultivos forrajeros . . . 30
2.5. Sistema de riego . . . 31
2.5.1. Riego por aspersión . . . 31
2.5.1.1. Aspersores semi-fijos . . . 31
2.5.1.2. Pivote central . . . 32
2.6. Sistema de gestión de efluentes en sistemas lecheros . . . 35
2.6.1. Pautas generales para un SGE . . . 36
2.6.2. Diseño de un SGE . . . 37
2.7. Sistema de gestión de residuos sólidos en establecimientos lecheros . . . 39

3. Marco Normativo **42**
3.1. Sistemas Lecheros . . . 42
3.2. Riego y manejo de suelos en Uruguay . . . 43
3.3. Sistemas de Gestión de Efluentes . . . 43
3.4. Sistemas de Gestión de Residuos Sólidos . . . 45

4. Descripción de la zona y del sistema de estudio **46**
4.1. Caracterización de la Estación Experimental Mario Alberto Cassinoni . . . 46
4.1.1. Información general . . . 46
4.1.2. Actividades productivas . . . 48
4.1.3. Caracterización del medio físico . . . 48
4.1.3.1. Topografía del terreno . . . 48
4.1.3.2. Cursos de agua y cuencas hidrográficas . . . 49
4.1.3.3. Caracterización geológica y unidades del suelo . . . 50
4.1.3.4. Acuíferos . . . 53
4.1.3.5. Clasificación y uso de suelo . . . 54
4.1.4. Caracterización climática . . . 56
4.1.4.1. Precipitación . . . 57
4.1.4.2. Evaporación . . . 57

4.1.4.3. Evapotranspiración . . . 58
4.2. Caracterización del Establecimiento Lechero . . . 59
4.2.1. Uso de suelo para lechería . . . 59
4.2.2. Sistemas de producción . . . 61
4.2.3. Infraestructura del tambo experimental y gestión del rodeo . . . 62
4.2.3.1. Galpón de cama caliente . . . 62
4.2.3.2. Corral de espera y sala de ordeñe . . . 63
4.2.3.3. Sala de enfriamiento . . . 64
4.2.3.4. Corral a cielo abierto . . . 66

5. Implementación de un sistema de riego mediante pivote central 68
5.1. Evaluación diagnóstica de la situación actual . . . 68
5.1.1. Fuentes de agua . . . 68
5.1.2. Pozos . . . 69
5.1.3. Tajamar . . . 70
5.1.3.1. Caracterización geométrica del tajamar . . . 71
5.1.3.2. Evaluación del funcionamiento del tajamar . . . 72
5.1.4. Conclusiones del diagnóstico de la situación actual . . . 73
5.2. Propuesta de modificación para el sistema de riego . . . 73
5.2.1. Rotaciones y potreros proyectados . . . 74
5.2.2. Demanda hídrica de los cultivos . . . 74
5.2.3. Capacidad de riego de las fuentes de agua existentes . . . 76
5.2.3.1. Capacidad de riego del tajamar actual . . . 76
5.2.3.2. Capacidad de riego de los pozos . . . 78
5.2.4. Alternativas de fuentes de agua . . . 78
5.2.4.1. Alternativa 1 . . . 78
5.2.4.2. Alternativa 2 . . . 78
5.2.4.3. Alternativa 3 . . . 80
5.2.4.4. Alternativa 4 . . . 82
5.2.4.5. Elección de la alternativa óptima . . . 84
5.2.5. Represa proyectada . . . 85
5.2.5.1. Cuenca de aporte al embalse . . . 85
5.2.5.2. Clasificación del embalse . . . 86
5.2.5.3. Diseño de la represa . . . 87
5.2.5.3.1 Capacidad de almacenamiento y área inundada por la represa . . . 87
5.2.5.3.2 Características del dique y materiales para su construcción . . . 88
5.2.5.3.3 Aliviadero . . . 89
5.2.5.3.4 Definición de cotas de diseño . . . 93
5.2.5.3.5 Obra de toma . . . 94
5.2.6. Sistema de sifón invertido entre embalses . . . 95
5.2.6.1. Caudal de trasvase . . . 96
5.2.6.2. Configuración de la tubería y válvulas de control . . . 96
5.2.6.3. Simulación del comportamiento del nivel del embalse . . . 96
5.2.7. Diseño de la línea de impulsión . . . 97
5.2.7.1. Estación de bombeo . . . 98
5.2.7.2. Conducciones . . . 99
5.2.7.2.1 Puntos de funcionamiento del sistema . . . 100
5.2.7.2.2 Verificación del sistema en régimen permanente . . . 103
5.2.7.2.3 Estudio de transitorios hidráulicos . . . 107
5.2.7.3. Válvulas de aire y desagüe . . . 110
5.2.8. Pivote central . . . 111
5.2.8.1. Ubicación de los pivotes . . . 111
5.2.8.2. Lámina de funcionamiento . . . 112

5.2.8.3. Caudal de riego . . . 113
5.2.8.4. Dimensiones del equipo . . . 114
5.2.9. Memoria constructiva . . . 114
5.2.9.1. Actividades previas al comienzo de la obra . . . 114
5.2.9.2. Replanteo planialtimétrico de las obras . . . 114
5.2.9.3. Construcción de la represa . . . 115
5.2.9.4. Construcción de la estación de bombeo . . . 116
5.2.9.5. Construcción de las conducciones . . . 116
5.2.9.6. Equipos, materiales y piezas . . . 118
5.2.10. Memoria operativa . . . 126
5.2.10.1. Operación del sifón . . . 126
5.2.10.2. Operación de la línea de impulsión . . . 126
5.2.10.3. Operación durante mantenimiento . . . 127
5.2.11. Costos . . . 128
5.2.11.1. Costos constructivos . . . 128
5.2.11.2. Costos operativos . . . 128
5.2.11.3. Costos de mantenimiento . . . 129

6. Sistema de gestión de efluentes 131
6.1. Evaluación diagnóstica de la situación actual . . . 131
6.1.1. Puntos de generación del efluente . . . 131
6.1.1.1. Sala de ordeñe y sala de enfriamiento . . . 132
6.1.1.2. Corral de espera . . . 132
6.1.1.3. Patio de alimentación - galpón de cama caliente . . . 133
6.1.2. Caracterización del efluente . . . 137
6.1.2.1. Volúmenes y Caudales de efluente . . . 137
6.1.2.2. Parámetros del estiércol y el efluente crudo . . . 138
6.1.3. Consideraciones para la evaluación del sistema de gestión de efluentes . . . 139
6.1.4. Generación de estiércol en el sistema lechero . . . 140
6.1.4.1. Estiércol en corral de espera . . . 140
6.1.4.2. Patio de alimentación . . . 141
6.1.5. Generación de orina en el sistema lechero . . . 141
6.1.6. Infraestructura del SGE . . . 142
6.1.6.1. Conducciones . . . 142
6.1.6.2. Desarenador . . . 143
6.1.6.3. Pozo de bombeo y tamiz estático . . . 145
6.1.6.4. Laguna de almacenamiento . . . 149
6.1.6.5. Aplicación al terreno . . . 156
6.1.7. Conclusiones del diagnóstico de la situación actual . . . 159
6.2. Propuesta de modificación para el SGE . . . 159
6.2.1. Identificación de medidas de mejora para el sistema . . . 159
6.2.1.1. Medidas orientadas a la reducción del volumen ingresado a la laguna . . . 160
6.2.1.1.1 Incorporación de válvula reguladora de presión . . . 160
6.2.1.1.2 Reducción del tiempo de lavado del corral de espera . . . 161
6.2.1.1.3 Cambio en la estrategia de lavado del corral de espera . . . 161
6.2.1.1.4 Techado de la laguna . . . 161
6.2.1.1.5 Análisis de medidas que reducen el volumen de ingreso a la laguna . 161
6.2.1.2. Medidas orientadas al aumento del volumen egresado de la laguna . . . 162
6.2.1.2.1 Modificación de la disposición final del efluente . . . 162
6.2.1.2.2 Reúso de efluente almacenado en la laguna . . . 162
6.2.1.2.3 Análisis de medidas que aumentan el volumen de egreso de la laguna 163
6.2.1.3. Medidas orientadas a la capacidad de almacenamiento de la laguna . . . 163
6.2.1.4. Conclusión sobre las medidas consideradas . . . 164

6.2.1.5. Presentación de medidas compuestas . . . 164
6.2.1.5.1 Alternativa 1 . . . 164
6.2.1.5.2 Alternativa 2 . . . 165
6.2.1.5.3 Alternativa 3 . . . 165
6.2.1.5.4 Elección de alternativa óptima . . . 166
6.2.2. Descripción de la alternativa seleccionada . . . 168
6.2.2.1. Almacenamiento . . . 168
6.2.2.2. Tubería de impulsión de efluente . . . 169
6.2.2.3. Inyección de efluente . . . 169
6.2.2.4. Tubería de impulsión de fertirriego . . . 169
6.2.2.5. Pivotes centrales . . . 170
6.2.2.6. Plan de aplicación superficial de efluente al suelo . . . 170

7. Sistema de gestión de residuos sólidos 173
7.1. Evaluación diagnóstica de la situación actual . . . 173
7.1.1. Residuos sólidos generados por las actividades del tambo . . . 173
7.1.1.1. Ordeñe de las vacas . . . 174
7.1.1.2. Actividades desarrolladas en el patio de alimentación . . . 175
7.1.1.3. Reposición de las camas calientes . . . 175
7.1.1.4. Limpieza de las unidades del SGE . . . 175
7.1.1.5. Atención veterinaria . . . 176
7.1.1.6. Manejo del rodeo . . . 176
7.1.1.7. Actividades agrícolas . . . 176
7.1.1.8. Residuos asimilables a domiciliarios . . . 177
7.1.2. Consideraciones para la evaluación del sistema de gestión de residuos sólidos . . . 177
7.1.3. Volumen y tasa de generación de los residuos . . . 177
7.1.4. Operativa actual de la gestión de residuos sólidos . . . 178
7.1.4.1. Estiércol del patio de alimentación . . . 178
7.1.4.2. Residuos sólidos de las unidades del SGE . . . 179
7.1.4.3. Residuo de cama de compostaje . . . 179
7.1.4.4. Leche de descarte . . . 179
7.1.4.5. Residuos de atención veterinaria . . . 179
7.1.4.6. Envases de productos veterinarios . . . 179
7.1.4.7. Envases de agroquímicos (triple lavado) . . . 179
7.1.4.8. Silo bolsas (residuos de forraje) . . . 179
7.1.4.9. Aceites, filtros, neumáticos y otros residuos de maquinaria . . . 179
7.1.4.10. Rodenticidas y productos zooterápicos . . . 179
7.1.4.11. Animales muertos . . . 179
7.1.5. Descripción de unidades de gestión de los residuos sólidos . . . 180
7.1.5.1. Búnker de sólidos del patio de alimentación . . . 180
7.1.5.2. Búnker de sólidos del tamiz . . . 182
7.1.5.3. Sector de acopio de estiércol y residuo de cama caliente . . . 182
7.1.6. Verificación de unidades de gestión de residuos sólidos . . . 182
7.1.6.1. Verificación de Búnker de sólidos del patio de alimentación . . . 182
7.1.6.2. Verificación de sector de acopio de estiércol y residuo de cama caliente . . . 183
7.1.6.3. Verificación de fosa de enterramiento de animales muertos . . . 183
7.1.6.4. Verificación del área de aplicación al terreno del estiércol y residuo de cama caliente . . . 184
7.1.7. Conclusiones del diagnóstico de la situación actual . . . 185
7.2. Propuestas de modificación para la gestión de residuos sólidos . . . 186
7.2.1. Descripción del sistema de flushing . . . 186
7.2.1.1. Sistema de recirculación del efluente . . . 188
7.2.1.2. Modificación de unidades del sistema de gestión de efluentes . . . 190

7.2.2. Elaboración del Plan de Gestión de Residuos Sólidos . . . 193
7.2.2.1. Objetivo y alcance del PGRS . . . 193
7.2.2.2. Marco teórico del PGRS . . . 193
7.2.2.3. Clasificación de residuos . . . 193
7.2.2.4. Metodología . . . 195
7.2.2.5. Diagrama de flujo de residuos sólidos . . . 195
7.2.2.6. Corrientes y cantidades de residuos generados en el sistema proyectado . . . 196
7.2.2.7. Cantidades de residuos generados en el sistema proyectado . . . 197
7.2.2.8. Gestión de residuos sólidos . . . 198
7.2.2.8.1 Gestión de residuos plásticos . . . 199
7.2.2.8.2 Gestión de residuos agro-veterinarios . . . 204
7.2.2.8.3 Gestión del estiércol, residuos de cama caliente y sólidos del SGE . . . 206
7.2.2.8.4 Gestión de animales muertos . . . 208
7.2.2.8.5 Gestión de neumáticos y residuos mecánicos . . . 209
7.2.2.8.6 Aceites, lubricantes y otros residuos de maquinaria . . . 209
7.2.2.8.7 Baterías . . . 210
7.2.2.8.8 Gestión de residuos domiciliarios . . . 210
7.2.2.8.9 Gestión de la leche de descarte . . . 210
7.2.2.9. Proyectos de mejoras . . . 211
7.2.2.10. Plan de contingencias . . . 212
7.2.2.11. Plan de control y seguimiento . . . 213
7.2.2.11.1 Registros . . . 213
7.2.2.11.2 Indicadores . . . 213

8. Conclusiones generales **215**

Bibliografía **216**

A. Parámetros morfológicos de las cuencas **226**

B. Datos meteorológicos **227**
B.1. Estimación de la evaporación . . . 227
B.2. Estimación de la evapotranspiración . . . 228

C. Información complementaria del establecimiento **230**
C.1. Información adicional de los pozos identificados en el predio . . . 230
C.1.0.1. Pozos DIN A 954/1, DIN A 954/2 y DIN A 982/3 . . . 230
C.1.0.2. Pozo PRN 850 . . . 231

D. Uso de suelo en la estación desde 2017-2024 **232**

E. Memoria de cálculo de implementación de un sistema de riego mediante pivote central **234**
E.1. Balance hídrico a los cultivos . . . 234
E.2. Balance hídrico a los embalses . . . 236
E.2.0.1. Precipitación y evaporación . . . 237
E.2.0.2. Volumen de escorrentía . . . 237
E.2.0.3. Volumen de demanda . . . 239
E.3. Avenidas de máximas . . . 239
E.3.1. Tiempo de concentración . . . 239
E.3.2. Método Racional . . . 240
E.3.3. Método NRCS . . . 243
E.3.4. Sifón invertido . . . 248
E.4. Diseño de la represa . . . 250
E.4.1. Diseño de aliviadero . . . 250

E.4.1.1. Laminación . . . 250
E.4.2. Cota de coronamiento . . . 254
E.4.3. Movimiento de suelo . . . 255
E.5. Línea de impulsión . . . 257
E.5.1. Diseño hidráulico . . . 257
E.5.2. Transitorios hidráulicos . . . 259
E.5.3. Dimensionado de válvulas de aire y desagüe . . . 260
E.5.3.1. Válvulas de desagüe . . . 260
E.5.3.2. Válvulas de aire de triple efecto . . . 262
E.5.3.3. Válvulas de aire de simple efecto . . . 265
E.5.4. Costos de la línea de impulsión . . . 267

F. Memoria de cálculo para el SGE 272
F.1. Memoria de cálculo del diagnóstico del SGE . . . 272
F.1.1. Conducciones . . . 272
F.1.2. Desarenador . . . 273
F.1.3. Pozo de bombeo y tamiz . . . 275
F.1.4. Balance hídrico de la laguna de almacenamiento . . . 278
F.1.4.1. Condiciones de aplicación al terreno . . . 279
F.1.4.2. Cálculo de los componentes . . . 280
F.1.4.3. Balance hídrico en el suelo . . . 280
F.1.5. Sistema de bombeo desde la laguna al aspersor móvil . . . 281
F.1.6. Balance de nutrientes al suelo . . . 283
F.1.6.0.1. Insumos requeridos: . . . 284
F.2. Memoria de cálculo de la caracterización del efluente . . . 287
F.2.0.1. Volumen y caudal de efluente generado en actividad de ordeñe . . . 287
F.2.0.2. Volumen de efluente generado en patio de alimentación . . . 288
F.2.0.3. Volumen y caudal de agua pluvial desde superficies impermeables no techadas 289
F.2.0.4. Resumen de valores de caudales y volúmenes . . . 292
F.2.0.5. Parámetros del estiércol y el efluente crudo . . . 293
F.3. Costos de las alternativas . . . 295
F.4. Caracterización del efluente del SGE proyectado . . . 298
F.5. Balance de nutrientes del SGE proyectado . . . 299
F.6. Incorporación de efluente al sistema de riego . . . 301

G. Memoria de cálculo del PGRS 303
G.1. Cuantificación de residuos sólidos . . . 303
G.1.1. Residuos sólidos generados en el patio de alimentación . . . 303
G.1.2. Residuos de alimento de animales . . . 303
G.1.3. Residuos sólidos generados en las camas de compostaje . . . 304
G.1.4. Leche de descarte . . . 304
G.1.5. Animales Muertos . . . 304
G.1.6. Envases de detergentes y desinfectantes . . . 304
G.1.7. Residuos sólidos generados en las unidades del sistema de gestión de efluentes . . . 305
G.1.7.1. Tamiz estático . . . 307
G.1.7.2. Laguna de almacenamiento . . . 307
G.1.8. Residuos veterinarios . . . 308
G.1.9. Envases de agroquímicos triple lavado . . . 310
G.1.10. Envases de productos veterinarios . . . 311
G.1.11. Residuo de silos bolsas . . . 312
G.1.12. Residuos asimilables a domiciliarios . . . 313
G.1.13. Neumáticos y residuos de maquinaria . . . 313
G.1.14. Estimación de generación de aceites usados . . . 316

G.2. Verificación de unidades de residuos sólidos . . . 316
G.2.0.1. Búnker de sólidos del patio de alimentación . . . 316
G.2.1. Balance de nutrientes con estiércol y residuos de cama caliente . . . 316
G.3. Gestión del estiércol . . . 319
G.3.1. Diseño de infraestructura de almacenamiento . . . 319
G.4. Lavado por flushing . . . 321
G.4.1. Recirculación de efluente . . . 321
G.4.2. Configuración de tanque y conducciones . . . 322
G.4.3. Modificación de unidades del SGE . . . 324

H. Planillas de control del PGRS **329**
H.1. Registros de residuos generados y gestionados . . . 329

I. Plan de aplicación de Residuos en el suelo **332**
I.1. Introducción . . . 332
I.2. Alcance . . . 332
I.3. Plan de aplicación . . . 332
I.3.1. Aplicación de estiércol . . . 332
I.3.2. Rotación de cultivos . . . 333
I.4. Plan de Monitoreo de Suelos . . . 334
I.4.1. Parámetros de control . . . 334
I.4.2. Frecuencia . . . 334
I.4.3. Metodología para la toma de las muestras . . . 334
I.4.4. Identificación y envío de las muestras . . . 335
I.5. Seguimiento y evaluación . . . 335

J. Láminas del proyecto **336**

Índice de tablas

2.7.1. Potenciales residuos generados en los establecimientos lecheros. Extraído de [2] . . . 40

4.1.1. Parámetros morfológicos de las cuencas. . . . 50
4.1.2. Agua disponible (AD) en las unidades de suelo del padrón rural Nº124. . . . 52
4.1.3. Referencias geológicas presentes en el área de estudio. . . . 53
4.2.1. Distribución del uso del suelo y superficie de los potreros destinados al establecimiento lechero. 61
4.2.2. Número de vacas en ordeñe y producción promedio según sistema de manejo. . . . 62

5.1.1. Caudales y características de los pozos en el predio. . . . 69
5.1.2. Parámetros de la cuenca de aporte al tajamar. . . . 70
5.1.3. Curvas H–A–V del tajamar. . . . 71
5.1.4. Alturas de referencia y volúmenes del tajamar. . . . 72
5.2.1. Secuencia de cultivos en período cinco años. . . . 74
5.2.2. Principales períodos de sequía en Uruguay en el período 1998-2024 con los fenómenos asociados. . . . 76
5.2.3. Porcentajes de falla anual y mensual para el tajamar actual. . . . 77
5.2.4. Caracterización geométrica de aumento de cota de vertido del tajamar actual. . . . 79

5.2.5. Porcentajes de falla anual y mensual según aumento de cota de vertido para alternativa 2. 80
5.2.6. Caracterización geométrica del nuevo tajamar aguas abajo. 81
5.2.7. Porcentajes de falla anual y mensual según aumento de cota de vertido para alternativa 3. 82
5.2.8. Caracterización geométrica del nuevo embalse. 83
5.2.9. Porcentajes de falla anual y mensual según aumento de cota de vertido para alternativa 4. 84
5.2.10. Comparación de alternativas según movimiento de suelo y longitud de conducciones. 85
5.2.11. Parámetros morfológicos de la cuenca de aporte. 86
5.2.12. Resumen de caudales pico para $T_R = 100$ años. 91
5.2.13. Resultados de tránsito de avenida para T_r 100 años. 93
5.2.14. Porcentajes de falla anual y mensual en las distintas configuraciones para abastecer 27 hectáreas. 97
5.2.15. Descripción de la línea de impulsión hacia P01. 100
5.2.16. Descripción de la línea de impulsión hacia P02. 100
5.2.17. Cargas a superar para abastecer el P01. 101
5.2.18. Cargas a superar para abastecer el P02. 102
5.2.19. Funcionamiento de la línea de impulsión. 104
5.2.20. Funcionamiento de la línea de impulsión hacia P01. 105
5.2.21. Funcionamiento de la línea de impulsión hacia P02. 106
5.2.22. Descripción de válvulas de aire y desagüe en las conducciones. 110
5.2.23. Caudales de riego de los pivotes. 113
5.2.24. Características de las conducciones en cada tramo. 116
5.2.25. Características de la conducción en cada tramo. 118
5.2.26. Características de la bomba seleccionada. 118
5.2.27. Características de las válvulas esclusa según ubicación en la línea de impulsión. 119
5.2.28. Características de las válvulas mariposa según ubicación en la conducción. 120
5.2.29. Características de las válvulas compuerta según ubicación en la conducción. 121
5.2.30. Características de las válvulas antirretorno en los distintos puntos de la conducción. 121
5.2.31. Características de las válvulas de aire en los distintos puntos de la conducción. 122
5.2.32. Características de las válvulas de aire en los distintos puntos de la línea de impulsión. . . . 123
5.2.33. Características de las juntas de unión multidiámetro en los distintos puntos de la conducción. 123
5.2.34. Características de los codos, tee y reducciones distintos puntos de la conducción. 124
5.2.35. Condiciones de bombeo (Escenario 1) 127
5.2.36. Condiciones de bombeo (Escenario 2 y 3) 127
5.2.37. Resumen de costos de obra para la estación de bombeo. 128
5.2.38. Resumen de costos de obra para las conducciones. 128
5.2.39. Resumen de costos para obra de montaje de pivotes. 128
5.2.40. Características y costos del bombeo 129
5.2.41. Características y costos de la operación de los pivotes. 129
5.2.42. Características y costos de mantenimiento del bombeo 129
5.2.43. Características y costos de mantenimiento de los pivotes. 130

6.1.1. Volúmenes y caudales de efluente que ingresan al SGE. 138
6.1.2. Caracterización fisicoquímica del estiércol dado por el análisis realizado en 2023 y del efluente crudo. 139
6.1.3. Número de vacas considerado para la evaluación del SGE. 139
6.1.4. Volumen de estiércol generado en el corral de espera. 141
6.1.5. Volumen de estiércol generado en el patio de alimentación. 141
6.1.6. Resumen de orina generada por zona. 142
6.1.7. Resumen de las conducciones del sistema de gestión de efluentes. 142
6.1.8. Tirante y velocidad de las conducciones. 143
6.1.9. Dimensiones y parámetros calculados del desarenador. 144
6.1.10. Caudales considerados para la evaluación del desarenador y tasas de aplicación superficial calculadas. 145

6.1.11. Pozo de bombeo: dimensiones y cotas . . . 147
6.1.12. Dimensiones del búnker de sólidos del tamiz estático. . . . 148
6.1.13. Dimensiones de la laguna. . . . 151
6.1.14. Valores representativos del escenario 1. . . . 152
6.1.15. Valores representativos del escenario 2. . . . 153
6.1.16. Valores representativos del escenario 3. . . . 154
6.1.17. Valores representativos del escenario 4. . . . 155
6.1.18. Resumen comparativo de resultados de simulación de los cuatro escenarios operativos. . . . 155
6.1.19. Áreas necesarias de disposición de efluentes según requerimiento de nutrientes. . . . 157
6.1.20. Estándares de aplicación al terreno según la Propuesta técnica de modificación del Decreto 253/79. . . . 158
6.1.21. Condiciones para la aplicación del efluente y su verificación. . . . 158
6.2.1. Valores resumen del balance hídrico a la laguna para escenario 4. . . . 160
6.2.2. Comparativa de medidas de mejora para reducción de volumen de ingreso a la laguna. . . . 162
6.2.3. Comparativa de medidas de mejora para el aumento de volumen de egreso de la laguna. . . . 163
6.2.4. Dimensiones de la laguna . . . 163
6.2.5. Resultados con almacenamiento modificado . . . 164
6.2.6. Resultados obtenidos para la alternativa 1 . . . 165
6.2.7. Parámetros de aplicación del efluente . . . 165
6.2.8. Resultados obtenidos para la alternativa 2 . . . 165
6.2.9. Dimensiones del pivote . . . 166
6.2.10. Resultados obtenidos para la alternativa 3 . . . 166
6.2.11. Costos asociados a cada una de las alternativas. . . . 167
6.2.12. Vertidos generados por alternativa. . . . 167
6.2.13. Consumos energéticos anuales. . . . 167
6.2.14. Horas de personal anuales requeridas. . . . 168
6.2.15. Dimensiones de la laguna. . . . 168
6.2.16. Rotación proyectada: secuencia de cultivos en cinco años. . . . 170
6.2.17. Valores mensuales de almacenamiento y cantidades máximas de aplicación . . . 171

7.1.1. Residuos sólidos generados en la EEMAC. . . . 174
7.1.2. Tasa de generación de residuos de la EEMAC. . . . 178
7.1.3. Coordenadas de la fosa de enterramiento. . . . 180
7.1.4. Dimensiones del búnker de sólidos del patio de alimentación. . . . 181
7.1.5. Condiciones de ubicación de la fosa de enterramiento y su verificación. . . . 184
7.1.6. Estándares de aplicación al terreno según Propuesta de modificación de Decreto 253/79. . . . 184
7.1.7. Condiciones para la aplicación del estiércol y residuo de cama caliente y su verificación. . . . 185
7.2.1. Cargas a superar para abastecer los tanques de flushing. . . . 188
7.2.2. Dimensiones y características de la canaleta colectora. . . . 190
7.2.3. Dimensiones adoptadas para el desarenador. . . . 191
7.2.4. Dimensiones del pozo de bombeo proyectado. . . . 191
7.2.5. Cotas del pozo de bombeo proyectado. . . . 192
7.2.6. Parámetros de diseño del aliviadero del pozo de bombeo. . . . 192
7.2.7. Áreas resultantes del balance de nutrientes. . . . 193
7.2.8. Tasa de generación de residuos de la EEMAC con implementación de flushing. . . . 198
7.2.9. Zonas de recepción de acopio CEV en Paysandú. . . . 205
7.2.10. Volúmenes a acopiar en un año en infraestructura de almacenamiento . . . 207
7.2.11. Dimensiones de infraestructura de almacenamiento de estiércol y residuos del SGE . . . 208
7.2.12. Características de la conducción de lixiviados del estiércol y residuos del SGE. . . . 208

A.0.1. Parámetros morfológicos de las cuencas. . . . 226

C.1.1. Tuberías de los pozos DIN . . . 230

C.1.2. Filtros de los pozos DIN . . . 230
C.1.3. Diámetros de perforación de los pozos DIN . . . 231
C.1.4. Filtros del pozo PRN 850 . . . 231
C.1.5. Litología del pozo PRN 850 . . . 231
C.1.6. Diámetros del pozo PRN 850 . . . 231

D.0.1. Secuencia de cultivos por potrero y zafra . . . 233

E.1.1. Fenología de cultivos y coeficientes de cultivo mensuales (K_c), según [113]. . . . 236
E.2.1. Superficie de las cuencas de aporte consideradas en cada escenario. . . . 237
E.2.2. Parámetros del modelo de Témez utilizados. . . . 238
E.3.1. Coeficientes para la construcción del hidrograma. . . . 243
E.3.2. Resultados de la tormenta de diseño para $T_R = 100$ años. . . . 244
E.3.3. Tormenta de diseño: acumulados, precipitación efectiva y déficit. . . . 245
E.3.4. Coeficientes para la construcción del hidrograma unitario. . . . 246
E.4.1. Ley de vertido para aliviadero con $B = 10\,\text{m}$. . . . 252
E.4.2. Ley de vertido para aliviadero con $B = 15\,\text{m}$. . . . 252
E.4.3. Ley de vertido para aliviadero con $B = 20\,\text{m}$. . . . 252
E.4.4. Ley de vertido para aliviadero con $B = 25\,\text{m}$. . . . 253
E.4.5. Ley de vertido para aliviadero con $B = 30\,\text{m}$. . . . 253
E.4.6. Resumen de volúmenes de movimiento de suelos para la alternativa 3. . . . 256
E.4.7. Resumen de volúmenes de movimiento de suelos para la alternativa 4. . . . 256
E.5.1. Resultados de la resolución de la línea de impulsión. . . . 258
E.5.2. Resultados de la resolución de la línea de impulsión hacia P01. . . . 259
E.5.3. Resultados de la resolución de la línea de impulsión hacia P02. . . . 259
E.5.4. Parámetros considerados en la modelación del transitorio hidráulico. . . . 260
E.5.5. Caudales de descarga, diámetro de orificios y tiempos de vaciado. . . . 262
E.5.6. Caudales de aire durante el vaciado y llenado de la tubería en progresiva $0 + 254$ m. . . . 263
E.5.7. Caudales de aire durante el vaciado y llenado de la tubería en progresiva $1 + 070$ m. . . . 264
E.5.8. Caudales de aire durante el vaciado y llenado de la tubería en progresiva $1 + 139$ m. . . . 264
E.5.9. Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+000. . . . 265
E.5.10. Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+140. . . . 266
E.5.11. Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+399. . . . 266
E.5.12. Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+500. . . . 266
E.5.13. Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 1+222. . . . 267
E.5.14. Costos de obra para la estación de bombeo. . . . 268
E.5.15. Costos de obra de las conducciones (Parte 1) . . . 269
E.5.16. Costos de obra de las conducciones (Parte 2) . . . 270
E.5.17. Costos de obra de montaje de los pivotes. . . . 271

F.1.1. Origen de los caudales considerados en cada tramo. . . . 273
F.1.2. Caudales considerados para la evaluación del desarenador. . . . 273
F.1.3. Tasa de superficie aplicada para distintos escenarios. . . . 274
F.1.4. Resumen de volúmenes aportados al pozo de bombeo por los flujos diarios del sistema, para cada escenario. . . . 275
F.1.5. Parámetros utilizados para el cálculo de pérdidas de carga . . . 276
F.1.6. Parámetros utilizados para el cálculo de pérdidas de carga en los tramos de impulsión y manguera . . . 282

F.1.7. Rotaciones del potrero 23 y fertilización aplicada. . . . 284
F.1.8. Rendimientos y extracciones por tonelada de MS. . . . 285
F.1.9. Especies, ciclo, fijación y extracciones anuales por cultivo. . . . 285
F.1.10. Balance anual de nutrientes por cultivo (negativo = déficit). . . . 286
F.1.11. Concentración y carga anual de nutrientes del efluente. . . . 286
F.1.12. Áreas necesarias por nutrientes para que el aporte neto de en el suelo sea nulo. . . . 287
F.2.1. Insumos y resultados para estimar el volumen de agua de lavado del tanque de frío. . . . 288
F.2.2. Origen, volumen y caudal de los efluentes generados asociados a la actividad de ordeñe. . . . 288
F.2.3. Resumen de orina generada en el patio de alimentación. . . . 289
F.2.4. Área y caudal máximo por zona. . . . 291
F.2.5. Área y volumen generado en 5 minutos por zona. . . . 292
F.2.6. Volumen de efluente que ingresa al SGE . . . 292
F.2.7. Caudales de efluente que ingresan al SGE . . . 293
F.2.8. Datos para estimación de humedad en estiércol. . . . 294
F.3.1. Valores destacados de la laguna . . . 295
F.4.1. Datos para el cálculo de parámetros del efluente . . . 298
F.4.2. Volúmenes de aporte al SGE . . . 298
F.4.3. Caracterización fisicoquímica del efluente en el SGE proyectado. . . . 299
F.5.1. Rotación de cultivos considerados. . . . 299
F.5.2. Extracciones de los cultivos considerados. . . . 300
F.5.3. Resultados de los balances de nutrientes. . . . 300
F.5.4. Eficiencias de remoción en concentración del tamiz estático. Extraído de: [106]. . . . 300
F.5.5. Cargas totales y concentraciones de los parámetros del efluente. . . . 300
F.5.6. Áreas resultantes del balance de nutrientes. . . . 301
F.6.1. Condiciones de funcionamiento para cada escenario . . . 302

G.1.1. Cálculo del estiércol generado en el patio de alimentación en un período de dos semanas . 303
G.1.2. Consumo promedio por lote. Extraído de [1]. . . . 303
G.1.3. Cantidad de alimento desperdiciado en el patio de alimentación. . . . 304
G.1.4. Tasa de generación de envases de detergentes y desinfectantes. . . . 305
G.1.5. Parámetros físicos y eficiencia de remoción de sólidos de las principales unidades del sistema. 307
G.1.6. Volumen de material acumulado por día en las unidades del sistema de gestión de efluentes. 308
G.1.7. Productos aplicados y estimación de envases descartados anualmente. . . . 311
G.1.8. Estimación de envases veterinarios . . . 312
G.1.9. Maquinaria disponible en el establecimiento . . . 314
G.1.10. Residuos totales generados por recambio de insumos de la maquinaria . . . 314
G.1.11. Matriz de mantenimiento y recambio de insumos por maquinaria del establecimiento. . . . 315
G.1.12. Mantenimiento y recambio de insumos por maquinaria del establecimiento. . . . 315
G.1.13. Lubricantes usados generados por maquinaria del establecimiento. . . . 316
G.2.1. Concentración en base seca de nitrógeno, fósforo y potasio del residuo de cama caliente . . 317
G.2.2. Concentración en base seca de nitrógeno, fósforo y potasio del residuo de cama caliente . . 317
G.2.3. Carga diaria total de nitrógeno, fósforo y potasio en el estiércol en el tambo. . . . 317
G.2.4. Carga total anual de nitrógeno, fósforo y potasio en estiércol y residuo de cama caliente. . 318
G.2.5. Rotación de cultivos considerados. . . . 318
G.2.6. Extracciones de los cultivos considerados. . . . 318
G.2.7. Resultados de los balances de nutrientes. . . . 319
G.2.8. Rotación de cultivos considerados. . . . 319
G.3.1. Volúmenes a acopiar en un año en infraestructura de almacenamiento . . . 320
G.3.2. Dimensiones de infraestructura de almacenamiento de estiércol y residuos del SGE . . . 320
G.3.3. Características de la conducción de lixiviados del estiércol y residuos del SGE. . . . 320
G.4.1. Condiciones de carga geométrica a superar. . . . 321
G.4.2. Parámetros utilizados para el cálculo de pérdidas de carga. . . . 321
G.4.3. Dimensiones de los patios de alimentación. . . . 322

G.4.4. Configuración definida para el lavado por flushing. . . . 324
G.4.5. Parámetros de diseño de la canaleta colectora. . . . 325
G.4.6. Parámetros de diseño del desarenador. . . . 325
G.4.7. Parámetros de diseño del desarenador. . . . 326
G.4.8. Componentes del volumen necesario en el pozo de bombeo. . . . 327
G.4.9. Dimensiones del pozo de bombeo proyectado. . . . 327
G.4.10. Cotas del pozo de bombeo proyectado. . . . 328
G.4.11. Parámetros de diseño del aliviadero del pozo de bombeo. . . . 328

I.3.1. Potreros del establecimiento destinados a la aplicación de residuos sólidos. . . . 333
I.3.2. Rotación de cultivos considerados. . . . 333

J.0.1. Identificación de láminas del proyecto. . . . 337

Índice de figuras

2.3.1. Esquema de cama caliente. a) Vista de un lado del galpón de cama caliente en la EEMAC, tomada desde la zona de ingreso. b) Cama caliente tras proceso de laboreo mecánico. . . . 30
2.5.1. Esquema de funcionamiento de la aplicación al terreno mediante aspersor móvil. Extraído de: [44]. . . . 32
2.5.2. Lateral del equipo de riego por pivote central. Extraído de [39]. . . . 33
2.5.3. Distribución de los pivotes en Uruguay según la lámina de diseño considerada. Extraído de [38]. . . . 34
2.5.4. Componentes del sistema de pivote central. Obtenido de [40]. . . . 35

4.1.1. Ubicación de EEMAC. . . . 47
4.1.2. MDT obtenido de IDEUy con curvas de nivel cada 5 m. . . . 49
4.1.3. Cursos de agua y cuencas hidrográficas en el padrón de estudio. . . . 50
4.1.4. Caracterización geológica según la CGU, escala 1:1.000.000. . . . 51
4.1.5. Unidades de suelo presentes en el padrón de estudio según la CRSU, escala 1:1.000.000. . . . 52
4.1.6. Caracterización hidrogeológica según la CHU, escala 1:1.000.000. . . . 53
4.1.7. Clasificación según índice CONEAT en el padrón de estudio, escala 1:40.000. . . . 54
4.1.8. Cobertura de suelo según DINOT en el padrón de estudio, escala 1:40.0000. . . . 55
4.1.9. Localización de estación meteorológica presente en la zona de estudio. . . . 56
4.1.10. Registro histórico de datos climáticos. . . . 57
4.1.11. Ciclo medio anual de la precipitación en la EEMAC. . . . 57
4.1.12. Ciclo medio anual de evaporación en la EEMAC. . . . 58
4.1.13. Ciclo medio anual de evapotranspiración en la EEMAC. . . . 59
4.2.1. Distribución de potreros designados a lechería en la EEMAC. . . . 60
4.2.2. Vista en planta del potrero N°26 con las instalaciones del tambo. . . . 62
4.2.3. Distribución interna del galpón de cama caliente. . . . 63
4.2.4. Disposición del sector de ordeñe. a) Vista general del corral de espera, tomada desde la zona de ingreso a la sala de ordeñe. b) Interior de la sala de ordeñe con fosa central, plataformas de cada lado y órganos de ordeñe. . . . 64
4.2.5. Sala de enfriamiento donde se ubica el tanque de frío. . . . 65
4.2.6. a) Conexiones de la línea de leche desde sala de ordeñe, hacia tanque de frío. b) Vista general del sistema de CIP. . . . 66

4.2.7. Corral a cielo abierto. 67

5.1.1. Fuentes de agua presentes en el padrón de estudio. 69
5.1.2. Ubicación del tajamar existente en el predio. 70
5.1.3. Curva H–A-V del tajamar. 71
5.1.4. Precipitación mensual y escorrentía estimada por el modelo de Témez (1995–2024). 72
5.1.5. Variación del nivel de agua en el tajamar. 73
5.2.1. Potreros potenciales para riego y fuentes de agua presentes en la zona de estudio. 74
5.2.2. Demanda mensual para la rotación establecida en el período de 1995-2004. 75
5.2.3. Variación del nivel de agua del tajamar y garantía de cumplimiento para riego de 10 hectáreas. 77
5.2.4. Esquema de la alternativa 2. 79
5.2.5. Esquema de la alternativa 3. 81
5.2.6. Variación de la cota del nuevo embalse aguas abajo y garantía de cumplimiento para riego de 17 hectáreas. 82
5.2.7. Esquema de la alternativa 4. 83
5.2.8. Variación de la cota del nuevo embalse y garantía de cumplimiento para riego de 17 hectáreas. 84
5.2.9. Cuencas de aporte a tajamar existente y tajamar proyectado sobre curvas de nivel cada 5 metros obtenidas del MDT del IDEuy. 86
5.2.10. Clasificación de embalses según DINAGUA. Extraído de [159]. 87
5.2.11. Curvas H-A-V de represa proyectada. 88
5.2.12. Hidrograma de avenida mediante el método Racional para represa proyectada (Tr = 100). 90
5.2.13. Hidrograma de avenida mediante el método de NRCS para represa proyectada (Tr = 100). 91
5.2.14. Comparación de hidrograma de entrada al embalse con los hidrogramas de salida laminados, generados para diferentes anchos del vertedero. 92
5.2.15. Perfil de elevación a lo largo de la presa indicando cotas de diseño. Todas las cotas están referidas al EGM-08 (IDEuy). 94
5.2.16. Variación del nivel de agua en el nuevo embalse sin el trasvase del sifón. 96
5.2.17. Variación del nivel de agua en el nuevo embalse con el trasvase del sifón. 97
5.2.18. Estación de bombeo de sistema de riego agrícola. Extraído de [128]. 99
5.2.19. Esquema de las líneas de impulsión desde el tajamar proyectado hasta los pivotes centrales con la incorporación de efluente desde la laguna de almacenamiento. 100
5.2.20. Puntos de funcionamiento dado por el cruce de curvas para el uso de ambas bombas. . . . 102
5.2.21. Punto de funcionamiento con el P01. 103
5.2.22. Punto de funcionamiento con el P02. 103
5.2.23. Carga piezométrica en la impulsión hacia el P01 utilizando dos bombas. 104
5.2.24. Carga piezométrica en la impulsión hacia el P02 utilizando dos bombas. 105
5.2.25. Carga piezométrica en la impulsión hacia el P01 utilizando una bomba 106
5.2.26. Carga piezométrica en la impulsión hacia el P02 utilizando una bomba 107
5.2.27. Esquema en planta de la modelación del sistema de impulsión realizado en el software HiTrans 4.1.1. 107
5.2.28. Envolvente de líneas piezométricas para impulsión hacia P01. 108
5.2.29. Envolvente de presiones para impulsión hacia P01. 109
5.2.30. Envolvente de líneas piezométricas para impulsión hacia P02. 109
5.2.31. Envolvente de presiones para impulsión hacia P02. 110
5.2.32. Ubicación de los pivotes y área regada. 112
5.2.33. Bomba seleccionada para la impulsión hacia los pivotes centrales. Extraído de [126]. 119
5.2.34. Válvula de cierre tipo esclusa bridada marca MECH. Extraído de [127] 120
5.2.35. Válvula de cierre tipo mariposa bridada marca CONDOR. Extraído de [128] 120
5.2.36. Válvula de cierre tipo compuerta marca CONDOR. Extraído de [128] 121
5.2.37. Válvula antirretorno marca CONDOR. Extraído de [128]. 122
5.2.38. Válvula de aire combinada marca BERMAD. Extraído de [127]. 122
5.2.39. Válvula de purga de aire automática marca AQUESTIA. Extraído de [129]. 123
5.2.40. Junta de unión multidiámetro de anclaje axial marca KRAUSZ. Extraído de [131]. 124

5.2.41. a) Codo de 45°. b) Codo de 90°. c) Reducción. d) Tee con bridas orientable. Extraído de [128]. 125
5.2.42. Brida orientable marca CONDOR. Extraído de [128]. 125
5.2.43. Junta elástica marca CONDOR. Extraído de [128]. 126

6.1.1. Esquema del recorrido del efluente en el sistema de gestión actual. 131
6.1.2. a) Localización de la cámara en la fosa de la sala de ordeñe; b) Detalle de la captación con tapa y, sobre ella, tubería de ingreso A-B. 132
6.1.3. Procedimiento de limpieza del corral de espera, con escurrimiento superficial dirigido hacia el canal de hormigón lateral. 133
6.1.4. a) Efluente generado en el área del patio de alimentación. b) Disposición de la conducción F–G sobre la explanada de hormigón; tamiz y búnker de sólidos. c) Obstrucción identificada en el punto de ingreso de la conducción F–G. 134
6.1.5. Sistema desarenador, pozo de bombeo y tamiz estático. 135
6.1.6. Laguna de almacenamiento del sistema de gestión de efluentes. 136
6.1.7. Aspersor móvil que se conecta a la conducción N-O. 137
6.1.8. Desarenador existente en el SGE. 144
6.1.9. Pozo de bombeo e impulsión hacia tamiz estático del sistema. 146
6.1.10. Tamiz estático del sistema; la fracción sólida se separa y se acopia en el búnker de sólidos, correspondiente a la estructura de hormigón visible en la imagen. 148
6.1.11. Laguna de almacenamiento existente en la EEMAC. 150
6.1.12. Esquema de una laguna de tratamiento con margen de almacenamiento destinado a contener una lluvia con período de retorno de 25 años y duración de 24 horas. Fuente: [99]. 152
6.1.13. Vertidos y precipitación simulados para el escenario 1. 153
6.1.14. Vertidos y precipitación simulados para el escenario 2. 154
6.1.15. Vertidos y precipitación simulados para el escenario 3. 154
6.1.16. Vertidos y precipitación simulados para el escenario 4. 155
6.1.17. Conducción de efluente y Ubicación de hidrantes en el potrero 23. 156
6.2.1. Esquema de balance hídrico en la laguna de almacenamiento. 159

7.1.1. Ubicación de fosa de enterramiento de animales muertos. 180
7.1.2. Búnker de sólidos para el almacenamiento del estiércol del patio de alimentación. 181
7.1.3. Zona de acopio de estiércol y residuo de la cama caliente. 182
7.1.4. (a) Acumulación de estiércol con mucha humedad en el patio de alimentación. (b) Acumulación de residuos de la cama de compostaje y de estiércol en la explanada de hormigón. . 183
7.2.1. Sistema de dos tanques de almacenamiento para lavado por flushing extraído de [103]. . . . 187
7.2.2. Vista de la limpieza de un patio de alimentación por flushing extraído de [103]. 188
7.2.3. Modelo de bomba utilizada GEA 3” modelo High Pressure Pump extraído de [104]. 189
7.2.4. Punto de funcionamiento para la bomba de recirculación de efluente. 189
7.2.5. Sustancias y porcentajes para residuos categoría 1. Extraído de [18]. 194
7.2.6. Concentraciones establecidas para el test de lixiviados de residuos de categoría 1. Extraído de [18]. 194
7.2.7. Diagrama de flujo de entradas y salidas de residuos en el establecimiento. 196
7.2.8. Silos para forraje en la EEMAC. 199
7.2.9. Zona de almacenamiento de Silo bolsas. Extraído de [2]. 200
7.2.10. Bolsones Big bag. Extraído de [158]. 201
7.2.11. (a) Bidón de herbicida glifosato [142]. (b) Envase de herbicida Paraquat [143]. 202
7.2.12. (a) Bidón de detergente ácido para la máquina de ordeñe [139]. (b) Bidón de detergente alcalino para la máquina de ordeñe [139]. 203
7.2.13. (a) Presentación de fertilizante en bidón [138]. (b) Presentación de fertilizante en bolsa [137]. 204
7.2.14. Jeringas y carvanas son residuos agroveterinarios [144]. 205
7.2.15. Infraestructura para almacenar estiércol y residuos de aplicación al terreno, techada para evitar que se moje [108]. 207
7.2.16. Neumáticos fuera de uso [145]. 209

B.1.1. Comparación de evaporación entre estaciones SG y EEMAC con ajuste lineal. 228
B.2.1. Evapotranspiración de referencia registrada en EEMAC y SG durante el período 2010–2024. 229
B.2.2. Relación entre ETo de la EEMAC y SG con ajuste lineal. 229

E.1.1. Esquema de balance hídrico. Fuente: Elaboración propia. 234
E.2.1. Esquema conceptual del modelo de Témez. Fuente: adaptación propia en base a [116]. . . . 239
E.3.1. Coeficientes de escorrentía en función del uso del suelo, pendiente y tiempo de retorno. Extraído de [160] 241
E.3.2. Isoyetas de precipitaciones extremas para Uruguay asociadas a una duración de 3 horas y 10 años de período de retorno.Extraído de [160]. 242
E.3.3. Hidrograma de avenida de proyecto del método Racional para represa proyectada (Tr = 100). 243
E.3.4. Precipitación efectiva y tormenta de diseño para represa proyectada (Tr = 100). 246
E.3.5. Hidrograma unitario para represa proyectada (Tr = 100). 247
E.3.6. Hidrograma de avenida para represa proyectada (Tr = 100). 247
E.4.1. Esquema del problema planteado. Extraído de [153]. 251
E.4.2. Comparación de hidrograma de entrada al embalse con los hidrogramas de salida laminados, generados para diferentes anchos del vertedero. 254
E.5.1. Esquema de la línea de impulsión de riego 257
E.5.2. Esquema de la implulsión a P01 258
E.5.3. Esquema de las válvulas de desagüe y aire en la línea de impulsión. 261
E.5.4. Diagrama de flujo para válvula en progresiva $0 + 254$ m. Extraído de: [127]. 263
E.5.5. Tamaño de orificios seleccionados para la válvula de aire en la progresiva $0+254$ m. Extraído de: [127] 264
E.5.6. Diagrama de flujo para válvula en progresiva $1 + 139$ m. Extraído de:[127] 265

F.1.1. Gráfico del punto de funcionamiento de la bomba del pozo de bombeo del SGE. 277
F.1.2. Esquema de componentes del balance hídrico en la laguna de almacenamiento. 279
F.1.3. Esquema conceptual del balance hídrico en el suelo receptor. 281
F.1.4. Gráficos utilizados para determinar el punto de funcionamiento del sistema de bombeo de aplicación de efluente al terreno. 283
F.2.1. Superficie de zonas impermeables no techadas del tambo de la EEMAC. 291
F.6.1. Perdidas de carga generadas por el filtro. 302

G.4.1. Esquema de formulación tanque-orificio. Extraído de [105]. 324

I.4.1. Proceso de toma de muestras de suelo. Extraído de [169]. 335
I.4.2. Proceso de guardado e identificación de muestras de suelo. Extraído de [169]. 335

Glosario

BID Banco Interamericano de Desarrollo.

CECONEU Centro de Comerciantes en Neumáticos del Uruguay.

CEGRU Cámara de Empresas Gestoras de Residuos del Uruguay.

CEV Centro de Especialidades Veterinarias.

CGU Carta Geológica del Uruguay.

CHU Carta Hidrogeológica del Uruguay.

CINU Cámara de Importadores de Neumáticos del Uruguay.

CIP Clean-In-Place.

CONAPROLE Cooperativa Nacional de Productores de Leche.

CONEAT Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra.

CRSU Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay.

Curvas IDF Intensidad-Duración-Frecuencia.

DINACEA Dirección Nacional de Calidad y Evaluación Ambiental.

DINAGUA Dirección Nacional de Aguas.

DINAMIGE Dirección Nacional de Minería y Geología.

DINOT Dirección Nacional de Ordenamiento Territorial.

DMI Consumo de materia seca.

EEMAC Estación Experimental "Dr. Mario A. Cassinoni".

GENEU Gestión de Neumáticos Usados.

IDEUy Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay.

INALE Instituto Nacional de la Leche.

INIA Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria.

KSa Sedimentos Cretácico Superior Asencio.

KSm Sedimentos Cretácico Superior Mercedes.

MDT Modelo Digital de Terreno.

ME Excreción total de estiércol.

MGAP Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca.

MS Materia Seca.

NCFU Neumáticos y Cámaras Fuera de Uso.

PGRS Plan de Gestión de Residuos Sólidos.

PLESEM Plan de Eliminación Segura de Medicamentos.

PROLESA Productores de Leche Sociedad Anónima.

PUSA Planes de uso de Suelos y Aguas.

SGE Sistema de Gestión de Efluentes.

SGRS Sistema de Gestión de Residuos Sólidos.

Tfb Sedimentos terciarios Fray Bentos.

UdelaR Universidad de la República.

UTU Universidad del Trabajo del Uruguay.

Capítulo 1

Introducción

En los últimos años, el sector lechero del país ha experimentado un proceso sostenido de intensificación, caracterizado por un aumento en la carga animal y en la producción por unidad de superficie [1]. Esta tendencia, si bien ha contribuido a mejorar la eficiencia productiva, también ha incrementado la presión sobre los recursos naturales.

Como respuesta a esta intensificación, en Uruguay se están adoptando nuevas tecnologías y modalidades de gestión dentro de los establecimientos lecheros. Entre ellas se encuentran sistemas de suplementación en corrales, mejoras en las instalaciones de manejo del ganado y, más recientemente, la incorporación de sistemas de estabulación permanente o temporal. Dentro de este último grupo destaca la implementación de las camas de compostaje (también conocido como compost barn), que introduce cambios significativos en la dinámica del estiércol, en la generación de efluentes y en los requerimientos de infraestructura para su gestión.

La adopción de estas tecnologías implica la necesidad de adaptar los sistemas de tratamiento, manejo de aguas y residuos de los establecimientos lecheros. Desde la ingeniería hidráulica-ambiental, estos cambios demandan un abordaje integral que contemple la recolección, conducción y disposición segura de los efluentes y la gestión de los residuos sólidos generados. Esto implica no solo el diseño y dimensionamiento de la infraestructura hidráulica, sino también la definición de criterios de operación, monitoreo y mantenimiento que permitan minimizar los riesgos de contaminación y asegurar el cumplimiento de la normativa ambiental vigente.

Además, en este contexto de sistemas lecheros intensificados, el correcto manejo de los recursos hídricos adquiere una relevancia creciente para asegurar su disponibilidad en cantidad y calidad para el funcionamiento de las actividades productivas [2]. Al mismo tiempo, la disponibilidad de forraje como alimento del ganado, se vuelve un factor económico importante para sostener la productividad en los establecimientos. Frente a ello, la incorporación de sistemas de riego surge como una herramienta estratégica para estabilizar e incrementar la producción de forraje, reduciendo la vulnerabilidad de los sistemas productivos ante los eventos de déficit hídrico y favoreciendo un uso más eficiente del recurso suelo.

En este contexto, la Estación Experimental Mario Alberto Cassinoni (EEMAC) se presenta como caso de estudio, al combinar en un mismo predio un tambo con estabulación tipo compost barn y potreros con cultivos forrajeros implantados para la alimentación del ganado. Esta coexistencia de producción lechera intensificada y agricultura genera exigencias específicas en materia de demanda de agua, manejo de efluentes y gestión de residuos sólidos, y pone en evidencia debilidades en los sistemas actualmente implementados.

En el presente proyecto se aborda la implementación de un sistema de riego y la gestión integral de efluentes y residuos sólidos en la EEMAC, a partir de la identificación de las limitaciones y del análisis de alternativas de mejora en la infraestructura.

1.1. Objetivos

El presente proyecto tiene como objetivo general contribuir a la mejora de la gestión hídrica y ambiental del sistema lechero de la EEMAC mediante tres objetivos específicos:

1. Diseñar un sistema de riego mediante pivote central, orientado a incrementar la disponibilidad y productividad del forraje utilizado para la alimentación del rodeo lechero, considerando las fuentes de agua disponibles en el establecimiento.
2. Evaluar el sistema de gestión de efluentes del tambo y proponer alternativas de mejora.
3. Elaborar un plan de gestión integral de residuos sólidos del tambo.

1.2. Alcance

1. Estudio del sistema de riego.
   - ***a***) Descripción de la situación actual.
   - ***b***) Evaluación de fuentes de agua y capacidad de riego del predio.
   - ***c***) Memorias descriptiva y de cálculo para el sistema de riego previsto y piezas gráficas a nivel de anteproyecto.
   - ***d***) Diseño a nivel de proyecto ejecutivo de estación de bombeo y conducciones del sistema de riego, incluyendo memoria descriptiva, memoria de cálculo, memoria de construcción con especificaciones técnicas, memoria de operación, rubrado detallado y piezas gráficas de los detalles pertinentes.
2. Sistema de gestión de efluentes.
   - ***a***) Descripción de situación actual.
   - ***b***) Análisis de alternativas y selección de alternativa óptima.
   - ***c***) Memoria descriptiva y de cálculo de la alternativa seleccionada y piezas gráficas a nivel de anteproyecto.
3. Plan de gestión de residuos sólidos.
   - ***a***) Descripción de situación actual.
   - ***b***) Plan de gestión de residuos para el establecimiento lechero.
   - ***c***) Anteproyecto de las instalaciones que resultará necesario acondicionar para materializar la modalidad de gestión prevista.

1.3. Organización del documento

El documento se estructura en ocho capítulos principales y diez anexos que complementan el desarrollo del trabajo.

El Capítulo 1 introduce el contexto general del proyecto, los objetivos planteados, el alcance del trabajo y la organización del documento.

El Capítulo 2 presenta el marco teórico, que reúne los conceptos fundamentales asociados a la lechería en Uruguay, los sistemas de compost barn, los sistemas de riego aplicables a la producción de forraje, la gestión de efluentes y la gestión de residuos sólidos en establecimientos lecheros.

El Capítulo 3 desarrolla el marco normativo, incluyendo las principales disposiciones, lineamientos y regulaciones vinculadas a los sistemas lecheros, el uso del agua y del suelo, la gestión de efluentes y la gestión de residuos sólidos.

El Capítulo 4 contiene la descripción de la zona de estudio, con la caracterización general de la EEMAC, sus actividades productivas, el medio físico, el clima y la infraestructura del tambo experimental.

El Capítulo 5 aborda la implementación del sistema de riego mediante pivote central, incluyendo la evaluación de la situación actual, el análisis de fuentes de agua y la propuesta de diseño del sistema de riego.

El Capítulo 6 presenta el sistema de gestión de efluentes, la evaluación de la situación actual, desde la identificación de puntos de generación y la caracterización del efluente hasta la evaluación de la infraestructura existente y la formulación de mejoras.

El Capítulo 7 expone el plan de gestión de residuos sólidos, desarrollando la evaluación diagnóstica, la clasificación de los residuos generados, la metodología propuesta y el diseño preliminar de las instalaciones requeridas.

El capítulo 8 está constituido por las conclusiones del proyecto. Se retoman los objetivos planteados en el capítulo 1 para evaluar los resultados obtenidos.

Finalmente, se incorporan diversos anexos que reúnen información complementaria, memorias de cálculo y documentación técnica adicional relativa a aspectos meteorológicos, características del establecimiento, uso del suelo y diseños hidráulicos asociados tanto al riego como al sistema de gestión de efluentes. Como último punto del anexo se presentan las láminas del proyecto.

Capítulo 2

Marco teórico

Este capítulo presenta los fundamentos conceptuales necesarios para abordar el estudio. En primer lugar, se describe la actividad lechera en Uruguay y los factores que impulsan su proceso de intensificación. Luego, se introduce la tecnología de cama caliente (compost barn) como alternativa de manejo y se detallan los esquemas de gestión de efluentes y residuos sólidos asociados. Finalmente, se desarrolla el marco de riego y las tecnologías aplicables en sistemas lecheros, destacando su contribución a la productividad de los cultivos forrajeros destinados a la alimentación del rodeo.

2.1. Lechería en Uruguay

La lechería constituye uno de los principales rubros agropecuarios en Uruguay. Este sector reúne a miles de productores que abastecen una industria láctea altamente concentrada y con fuerte inserción exportadora. En 2023, la remisión de leche a las plantas industriales se ubicó en torno a los 2 mil millones de litros, lo que representó un incremento respecto a años anteriores [5].

El modelo predominante ha sido históricamente el tambo pastoril, caracterizado por la alimentación a base de pasturas naturales y mejoradas, con suplementación. Sin embargo, en las últimas dos décadas se observa un proceso de intensificación y diversificación de sistemas, impulsado por la búsqueda de mayor productividad y estabilidad frente a la variabilidad climática y de precios [6].

En términos generales, esta intensificación se ha traducido en una menor proporción de pasto consumido por pastoreo directo y en un mayor uso de forrajes conservados (ensilajes, henos), como de concentrados energéticos. Ello requirió incorporar infraestructuras específicas para la alimentación, incluidos comederos fijos, que posibilitan sostener dietas más homogéneas durante el año, reducir el gasto energético asociado al pastoreo y liberar superficie para otros usos productivos.

Actualmente coexisten distintos sistemas productivos: desde tambos pastoriles tradicionales, hasta sistemas intensivos con confinamiento parcial o total de los animales, pasando por esquemas mixtos que combinan pastoreo con suplementación en corrales o galpones [7]. Dentro de estos últimos, se han incorporado modalidades como el dry-lot, el free-stall y el compost barn, siendo este último objeto de experiencias recientes en Uruguay y objeto de estudio de este trabajo.

2.2. Ciclo productivo del rodeo lechero

El ciclo productivo de una vaca lechera está organizado en etapas sucesivas que permiten sostener la producción de leche de forma continua [6],[11]:

- **Parto:** es el inicio del ciclo, cuando la vaca pare y comienza a producir leche. El parto ocurre tras una gestación de aproximadamente 9 meses. Este momento es crítico porque define la entrada de la vaca

a la lactancia y requiere cuidados sanitarios especiales tanto para la madre como para el ternero. En Uruguay, los partos suelen concentrarse en otoño y primavera, para acompasar la oferta de pasturas con la demanda de las vacas.

- **Lactancia:** se extiende en promedio durante 10 meses. En esta etapa, la vaca es ordeñada diariamente y su producción de leche varía: comienza con un pico alto en las primeras semanas posparto y luego decrece de forma progresiva. La producción depende de factores como la alimentación, el confort, la genética y el manejo del estrés. Además, la vaca debe volver a quedar preñada dentro de los primeros 100-120 días de lactancia para mantener un intervalo entre partos de 12 a 13 meses.
- **Secado:** hacia el final de la lactancia, la vaca entra en un período de descanso fisiológico de aproximadamente 45 a 60 días. Durante el secado no se la ordeña, lo que permite la regeneración del tejido mamario y la acumulación de reservas corporales.
- **Nuevo parto:** tras el descanso, la vaca vuelve a parir y reinicia el ciclo productivo con la siguiente lactancia.

Este ciclo solo puede sostenerse en la medida en que la alimentación sea adecuada y constante a lo largo del año. Por ello, las pasturas y cultivos forrajeros constituyen el eje central de la nutrición del rodeo.

2.3. Sistema de compost barn

El sistema de compost barn, también denominado cama caliente, consiste en un establo totalmente techado que dispone de un patio de alimentación —ubicada en forma central o perimetral— y un área de descanso para las vacas conformada por una cama de compost. Esta cama resulta de la mezcla entre las deyecciones generados por los animales, que aportan nitrógeno y humedad, y material orgánico agregado que aporta carbono. La cama conformada se laborea entre dos y tres veces por día, con el objetivo de introducir oxígeno y favorecer la descomposición aeróbica de la materia orgánica [7].

Los materiales orgánicos utilizados incluyen aserrín, chip de madera, cáscara de arroz y cáscara de pino. La aireación mecánica se efectúa mediante un cincel que remueve la cama hasta una profundidad aproximada de 30 cm, dos veces al día, garantizando el ingreso de oxígeno. El control operativo se centra en mantener la humedad en un rango de 40-60 % y la temperatura entre 43-60°C. A medida que avanza el proceso de compostaje, el espesor de la cama disminuye progresivamente, por lo que es necesario reponer material fresco de forma periódica [1].

En la Figura 2.3.1 se presenta el esquema de cama caliente de la EEMAC y el proceso de laboreo mecánico de la misma.



Figura 2.3.1: Esquema de cama caliente. a) Vista de un lado del galpón de cama caliente en la EEMAC, tomada desde la zona de ingreso. b) Cama caliente tras proceso de laboreo mecánico.

El proceso de compostaje atraviesa cuatro fases biológicas [8]:

1. **Fase mesófila:** ocurre en los primeros días, con temperaturas de 20-40°C. Los microorganismos mesófilos degradan compuestos fácilmente asimilables, lo que provoca un rápido aumento de la temperatura.
2. **Fase termófila:** se caracteriza por temperaturas de 45-70°C y una intensa actividad microbiana. Bacterias termófilas degradan compuestos más complejos. En esta fase se higieniza el compost gracias a la eliminación de patógenos.
3. **Fase de enfriamiento:** al agotarse los compuestos más degradables, la temperatura desciende a 40-45°C. Los microorganismos mesófilos retoman la actividad y continúa la degradación de compuestos resistentes. Aparecen hongos y el pH se estabiliza.
4. **Fase de maduración:** corresponde a la etapa final, de varios meses, donde el material se estabiliza y se forman sustancias húmicas estables. La temperatura se aproxima a la ambiental y el compost adquiere sus características finales como enmienda orgánica.

2.4. Pasturas y cultivos forrajeros

La alimentación del rodeo se basa principalmente en el uso de pasturas y cultivos forrajeros. Estos recursos pueden clasificarse según diferentes criterios:

- Duración:
  - Anuales: completan su ciclo en menos de un año y deben sembrarse nuevamente cada campaña (ejemplo: raigrás anual, avena, soja, maíz).
  - Perennes: persisten más de dos años, aportando estabilidad productiva (ejemplo: festuca, trébol blanco, lotus, alfalfa).
- Época de siembra:
  - Otoño–invierno: verdeos como raigrás, avena o trébol rojo, que cubren la estación fría.
  - Primavera–verano: cultivos como maíz, sorgo y soja, que proveen forraje fresco o grano y se integran en la rotación agrícola-ganadera.
- Grupo botánico:

- Gramíneas: como raigrás, avena, sorgo, maíz o festuca, que aportan energía y volumen de materia seca.
- Leguminosas: como trébol rojo y blanco, lotus, alfalfa o soja, que aportan proteína de alta calidad y fijan nitrógeno en el suelo.

En Uruguay, los verdeos de invierno como raigrás o avena pueden sembrarse en forma pura y luego pastorearse. En la estación de verano, se utilizan cultivos anuales como maíz y soja, que aportan gran cantidad de forraje en forma de silo o grano. Por otro lado, las praderas implantadas son mezclas de gramíneas y leguminosas que se mantienen entre 2 y 5 años. Ejemplos frecuentes incluyen festuca con trébol blanco, lotus o alfalfa [10].

2.5. Sistema de riego

El riego agrícola es una práctica tecnológica que consiste en suministrar agua a los cultivos con el fin de cubrir sus requerimientos hídricos. En regiones de clima templado como Uruguay, el riego cumple una función suplementaria: aunque las precipitaciones naturales constituyen la fuente predominante de agua, el riego se aplica cuando estas no son suficientes para satisfacer las necesidades tanto de los cultivos como del ganado. La incorporación del riego contribuye significativamente al aumento de los rendimientos productivos y permite reducir la variabilidad interanual al mitigar las pérdidas ocasionadas por períodos de déficit hídrico [36].

Se prevé que, en el futuro, la demanda de agua por parte de los cultivos y del sector ganadero continúe en aumento. Proyecciones para el período 2010–2040 indican un posible incremento de hasta 1,5 °C en la temperatura máxima en Uruguay. Aunque este aumento podría venir acompañado de un incremento en las precipitaciones, también se espera una mayor variabilidad tanto intraanual como entre años, lo que incrementa el riesgo de eventos de sequía. Además, se estima una mayor frecuencia de olas de calor, lo que refuerza la necesidad de sistemas de riego más resilientes y eficientes [36].

Entre los principales sistemas utilizados para riego se encuentran el riego por superficie, riego por aspersión, riego subterráneo y el riego localizado, cada uno con diferentes tecnologías [37].

2.5.1. Riego por aspersión

Los sistemas de riego por aspersión utilizan dispositivos que descargan agua mediante un sistema presurizado, consiste en la aplicación de agua bajo presión en forma de gotas que simulan una lluvia uniforme, con el objetivo de que el agua infiltre en el suelo en el mismo lugar donde impacta [36]. La principal ventaja que presentan estos sistemas es que se tiene un control sobre la cantidad y la tasa de aplicación del agua, esto permite que la intensidad de la precipitación sea menor que la tasa de infiltración del suelo y no se genere de esta forma escorrentía superficial lo que generaría erosión en los suelos.

Los sistemas de riego se pueden dividir en sistemas que son estacionarios o que son autopropulsados. En los estacionarios los aspersores permanecen fijos en un lugar mientras se lleva a cabo la práctica del riego, mientras que en los móviles, estos son transportados de forma independiente por las tuberías que los contienen. Los principales sistemas de riego móviles son: laterales de avance frontal, cañones tirados por una tubería con enrollador o por cable y los pivotes, cuya tendencia ha implementarse ha ido aumentando notoriamente en los últimos años [117].

El riego mediante aspersión tiene una gran variedad de aplicaciones para diferentes tipos de topografías y climas, esto se debe a la amplia gama de láminas que es posible aplicar mediante este método. Cuando el diseño es adecuado es posible aplicar agua con una buena uniformidad en el suelo y con una pluviometría coherente con la tasa de infiltración de los suelos. La pluviometría es la intensidad con la que el agua es aplicada [117].

2.5.1.1. Aspersores semi-fijos

Según lo mencionado por [117], este tipo de sistemas de riego, basados en el traslado de aspersores y tuberías laterales, operan con bajos caudales y utilizan una disposición de posiciones alternas a lo largo de los laterales.

Los aspersores se conectan a la tubería, aplican la dosis de riego en una posición, y luego se desconectan y trasladan manualmente a la siguiente ubicación, repitiendo el proceso hasta cubrir toda la parcela. Este método permite una operación eficiente y flexible, ya que no requiere interrumpir el flujo de agua durante los cambios de posición, gracias al uso de válvulas de cierre automático incorporadas en cada punto de conexión. Este mecanismo se presenta en la Figura 2.5.1.

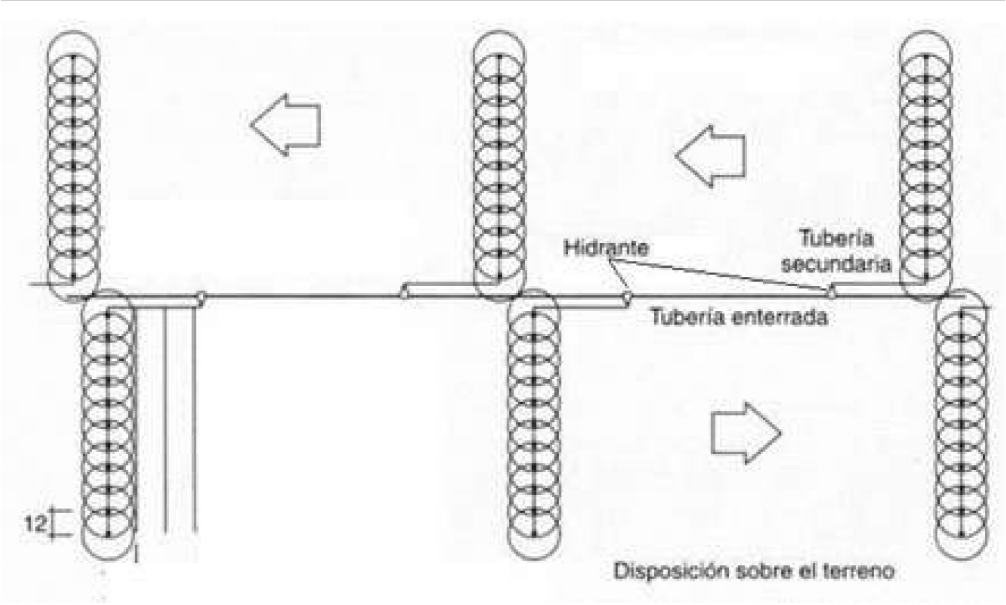


Figura 2.5.1: Esquema de funcionamiento de la aplicación al terreno mediante aspersor móvil. Extraído de: [44].

Además, el sistema puede funcionar durante largos periodos sin supervisión, lo que lo hace adecuado para riegos nocturnos. Existen distintas configuraciones operativas: puede usarse un aspersor por cada tres posiciones o bien instalar dos aspersores por tubería lateral, lo que optimiza el uso de mano de obra. Las válvulas de acoplamiento rápido, con mecanismo de cierre por esfera, permiten una manipulación ágil y segura de los aspersores.

Este sistema se complementa con una infraestructura básica compuesta por una tubería principal enterrada y una tubería lateral móvil que conecta la principal con los aspersores. Estas tuberías laterales son generalmente de material flexible o tipo manguera, lo que contribuye a reducir las pérdidas de carga y facilita su traslado entre posiciones durante la operación de riego.

2.5.1.2. Pivote central

Actualmente existe una fuerte presión y competencia entre los distintos rubros de producción por el recurso tierra y a su vez la intensificación de la producción ha llevado a un aumento de las necesidades de agua por unidad de área. En respuesta a este nuevo escenario del agro, la adopción del riego en los sistemas de producción agrícola y pastoril es cada vez más frecuente, a efectos de obtenerse mayores rendimientos y estabilidad de la producción. En Uruguay los sistemas riego presurizados con pivotes centrales están siendo uno de los métodos más utilizados para regar cultivos extensivos y pasturas en grandes superficies. En los últimos años el número de pivotes se ha incrementado exponencialmente y se esta marcando una tendencia al uso de este equipo en el país [38].

El sistema de riego por pivote central se basa en una estructura fija o móvil desde la cual parte una tubería lateral de acero galvanizado que gira en torno a esa base, regando en forma circular. El lateral del pivote se mueve a partir de torres con ruedas motorizadas que permiten que el sistema gire en torno a la base

central, también de material de acero galvanizado. A lo largo de la tubería lateral se cuelgan los aspersores, distribuidos según los requerimientos del pivote. En la Figura 2.5.2 se presenta un esquema de este tipo de sistemas de riego.



Figura 2.5.2: Lateral del equipo de riego por pivote central. Extraído de [39].

En la Figura 2.5.2, se puede apreciar sobre el final del pivote un cañon de alta presión que permite aumentar la superficie de riego.

El lateral del pivote se apoya sobre torres metálicas motorizadas, separadas entre 30 y 50 metros, que permiten el desplazamiento circular del sistema de forma horaria o antihoraria. Las longitudes del lateral varían entre menos de 100 y más de 800 metros, lo que permite regar superficies de 10 a más de 200 hectáreas, con diámetros de tubería que oscilan entre 100 y 250 mm según el área regada [117].

El agua es suministrada al pivote mediante una tubería enterrada conectada a una junta giratoria en el centro, lo que posibilita el giro del equipo. El movimiento de las torres se acciona mediante motores eléctricos independientes, controlados desde un panel central que regula la velocidad angular del conjunto. La velocidad de rotación se ajusta según la dosis de riego requerida: a menor velocidad, mayor cantidad de agua aplicada. Las dosis típicas de riego varían entre 5 y 30 mm, lo que hace a estos sistemas especialmente adecuados para aplicaciones frecuentes y de baja lámina [117].

En el estudio realizado por la Facultad de Agronomía y el INIA [38], se presentan los valores de láminas brutas de diseño más implementadas en Uruguay:

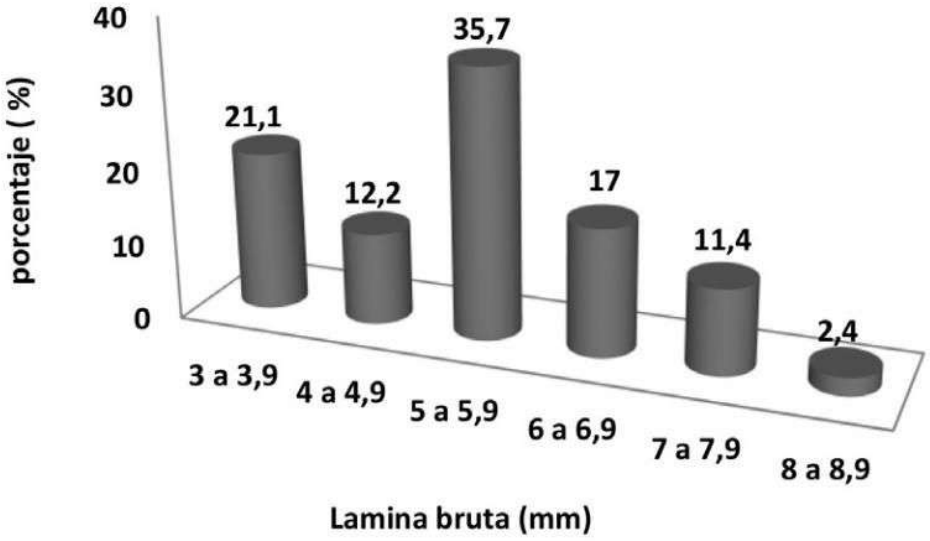


Figura 2.5.3: Distribución de los pivotes en Uruguay según la lámina de diseño considerada. Extraído de [38].

En resumen, un sistema de pivote central está conformado por los componentes punteados a continuación, cuya representación se presenta en la Figura 2.5.4:

- Unidad de bombeo
- Sistema de alimentación
- Base del pivote
- Lateral móvil y aspersores
- Cañon final (en algunos casos)

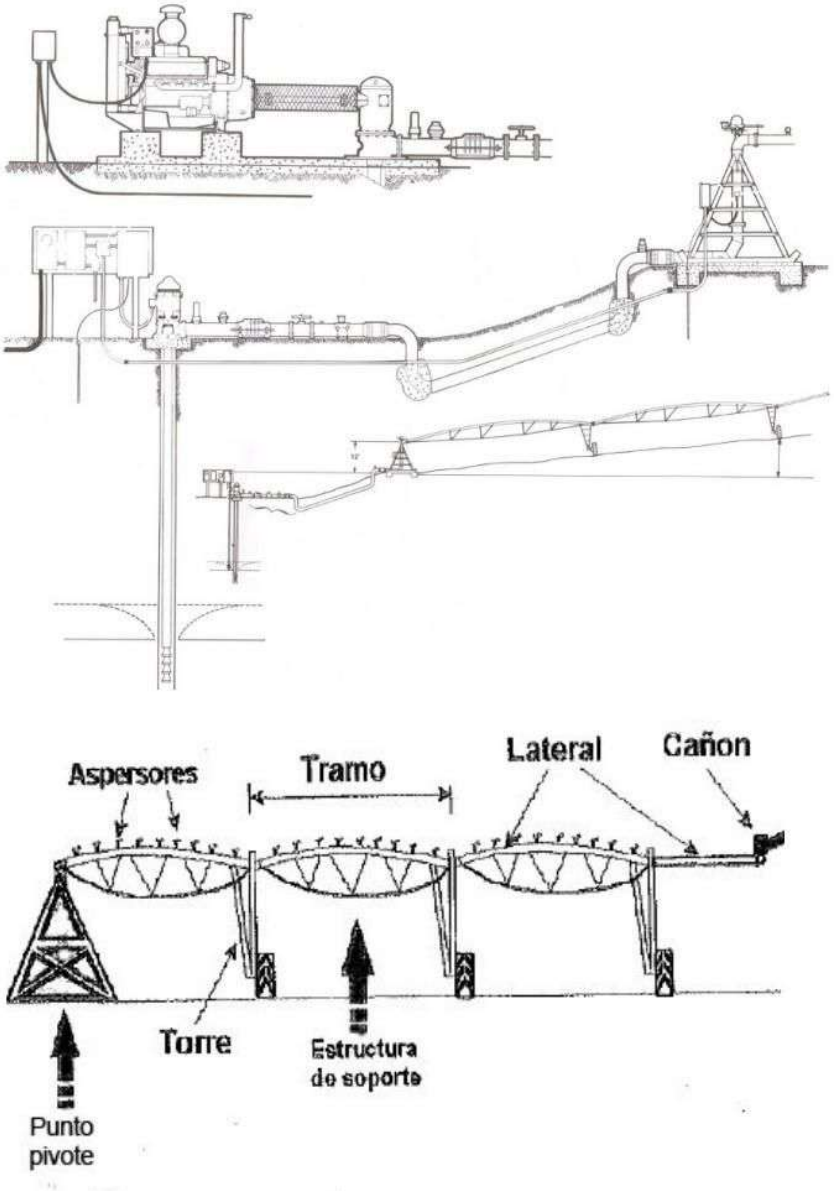


Figura 2.5.4: Componentes del sistema de pivote central. Obtenido de [40].

2.6. Sistema de gestión de efluentes en sistemas lecheros

La gestión de efluentes en establecimientos lecheros se implementa para prevenir o minimizar los impactos ambientales sobre cuerpos de agua superficiales, subterráneos, y sobre el suelo. Su propósito es asegurar un manejo integral que contemple la captura, conducción, tratamiento, almacenamiento, disposición y valorización del efluente.

Los efluentes de los establecimientos lecheros se componen del estiércol generado por las vacas que se compone de bosta y orina, aguas pluviales contaminadas con estiércol y aguas de lavado de las zonas de permanencia del ganado sobre pisos de hormigón. Estos líquidos residuales se caracterizan por tener alto contenido de materia orgánica, de sólidos suspendidos, de nutrientes y de microorganismos. Una inadecuada gestión de los efluentes generados en el tambo puede tener como consecuencia los siguientes problemas:

- Disminución del oxígeno disuelto de los cuerpos de agua constituyendo un episodio de contaminación orgánica [2].
- Escurrimiento de compuestos de nitrógeno y fósforo que alcanzan los cuerpos de agua superficiales provocando episodios de eutrofización de estos [2].
- Contaminación patógena de cuerpos de agua superficial y subterránea [2].

2.6.1. Pautas generales para un SGE

En la actualidad, se observa una tendencia a gestionar el efluente bajo principios de reutilización y valorización, empleándolo como enmendador del suelo en función de su contenido de materia orgánica y nutrientes [2]. En Uruguay, existen requisitos técnicos para obtener la certificación de un sistema de gestión de efluentes basados en buenas prácticas de gestión de los efluentes en tambos y la normativa vigente [34]. Estos se listan a continuación:

- No verter directamente los efluentes a un curso de agua.
- El vertido a terreno no debe ser realizado en forma no controlada, exceptuando tambos con menos de 50 vacas de ordeñe.
- No se debe verter de forma directa a cunetas ubicadas en la vía pública.
- Se debe colectar y conducir la totalidad de las aguas sucias generadas en la sala de ordeñe y corral de espera, para que no sean vertidas sin control al terreno.
- Se debe contar con una o más unidades para almacenar los efluentes, que deberán ser impermeabilizadas. Se exceptúa a tambos con menos de 50 vacas de ordeñe. La impermeabilización debe verificar que la conductividad hidráulica sea menor que $1x10^{-7}$ cm/s y esto se materializa con arcilla compactada o geomembranas u otros métodos verificados mediante ensayos.
- Si el tambo cuenta con patio de alimentación, las aguas sucias deben ser colectadas y conducidas en su totalidad para evitar su vertido a terreno de forma no controlada.
- Se debe operar de forma correcta las unidades de almacenamiento, para evitar desbordes.
- Se debe contar con unidades impermeables/compactadas para el almacenamiento de estiércol, y que permita la conducción de lixiviados hacia el sistema de gestión de efluentes.
- Si el sistema de aplicación al terreno cuenta con algún equipo electromecánico, este debe estar operativo.
- El efluente debe ser aplicado sobre el padrón rural.
- El área sobre la cual se aplica el efluente debe estar a una distancia mayor que 50 m de un curso de agua.
- El área sobre la cual se aplica el efluente debe ubicarse a una distancia mayor de 10 m de las medianeras.
- El sistema de gestión de efluentes diseñado no debe tener inconsistencias técnicas mayores, entendiendo por estas cualesquiera incongruencias que impida el mínimo funcionamiento adecuado del sistema. Por ejemplo, será considerado una inconsistencia mayor no considerar en el diseño de las unidades el volumen de almacenamiento de aguas pluviales no contaminadas cuando estas no son recolectadas [35].
- El área de suelo donde se aplique el efluente debe tener un contenido de P Bray 1 menor a 31 ppm en los primeros 15 cm (siempre que el tambo esté ubicado dentro de la cuenca del Río Santa Lucía).
- Si el contenido de P Bray 1 es mayor a 31 ppm, se debe contar con un plan avalado por un técnico para reducir P en la zona de aplicación.

2.6.2. Diseño de un SGE

El diseño y dimensionamiento de un sistema de gestión de efluentes requiere considerar una serie de factores relevantes. El primero de estos es el volumen de agua utilizado en las tareas realizadas en el tambo que constituye parte del volumen de efluente. El principal aporte al SGE es el lavado del corral de espera luego de cada ordeñe, mientras que otros que se deben considerar son las aguas pluviales contaminadas, aguas de lavado con productos de limpieza de la sala de ordeñe, entre otros. Conocer el volumen de efluente es relevante para dimensionar las unidades de almacenamiento del SGE como laguna de almacenamiento, aplicación al terreno o pozo de bombeo.

El volumen y el caudal de lavado del corral de espera o el patio de alimentación pueden variar en gran medida en función del método de lavado (con agua a presión o por inundación) y condicionar el tamaño de las unidades del SGE aguas abajo. Los caudales son importantes desde el punto de vista hidráulico de las unidades.

Conocer la concentración de los parámetros que caracterizan el efluente es importante en el diseño del sistema de disposición del efluente al terreno para realizar el balance de nutrientes, como también para establecer frecuencias de limpieza de unidades de retención de sólidos.

Otros aspectos de relevancia al diseñar un SGE son:

- Tamaño del rodeo: conocer el número de vacas en el sistema de ordeñe brinda información de la cantidad de estiércol que se genera en las instalaciones del tambo y que deben ser gestionadas, y esto condiciona el tipo de solución a diseñar.
- Manejo del rodeo: es importante conocer cuánto tiempo de permanencia tienen las vacas en cada instalación del tambo ya que la proporción del total de deyecciones de estas en cada lugar es proporcional al tiempo que pasan en cada sitio [28].
- Precipitaciones: el régimen de lluvias de la zona debe ser considerado para estimar el volumen de agua pluvial que puede ingresar al SGE.
- Tipo de suelo: la capacidad de almacenamiento del suelo, resistencia, permeabilidad, entre otras pueden ser factores condicionantes.
- Topografía: la magnitud e irregularidad de las pendientes del terreno pueden condicionar el tipo de solución brindada para la disposición al terreno e influye en los escurrimientos superficiales.
- Presencia de cuerpos de agua: se debe tener especial consideración en mantener distancia a cuerpos de agua al elegir el sitio de la laguna de almacenamiento y de disposición al terreno.

Con estas consideraciones presentes se prosigue con el diseño técnico de un SGE. El modelo conceptual de estos sistemas en la actualidad consiste en aprovechar el potencial agronómico de estos efluentes retornando la mayor cantidad de nutrientes posible al suelo de los potreros, evitando así la contaminación del agua subterránea por infiltración y el agua superficial por escurrimiento.

Un sistema de gestión de efluentes que aspire a cumplir con los requisitos de certificación de un tambo, según las pautas mencionadas previamente, debe incorporar una secuencia mínima de unidades: una reja para la retención de sólidos groseros, un desarenador, un sistema de separación de estiércol, una laguna de almacenamiento y un mecanismo de aplicación del efluente al suelo. A continuación, se presentan y describen estas unidades conforme a [16].

Rejas

Al inicio del SGE se recomienda ubicar una cámara de rejas que retenga sólidos groseros y objetos extraños (jeringas, guantes, piedras, etc.). Las aberturas de las rejas tienen una separación de entre 1,5 y 2,0 cm.

Retención de sólidos

Esta etapa en el sistema es fundamental para que la gestión del efluente del tambo sea adecuada, pues el alto contenido de sólidos de este puede dificultar la conducción y aplicación al terreno. Esta etapa consta de

dos fases: una de desarenado en la que se busca retener los sólidos inorgánicos del efluente (piedras, tierra, arena) para proteger los equipos de bombeo aguas abajo y facilitar el flujo por las conducciones. La segunda fase de retención de sólidos tiene el objetivo de retener la fracción sólida del estiércol; esto permite aplicar las fracciones sólida y líquida del efluente en distintos potreros con diferentes métodos. A su vez, minimiza la formación de lodos en la laguna de almacenamiento.

Existen dos grandes métodos de separación de sólidos del efluente líquido, estos son:

- Por gravedad: son unidades en las que el mecanismo de retención de sólidos es la sedimentación. Sus ventajas son: no requieren el uso de equipos de bombeo, no necesitan fuentes de energía externas, costo de inversión inicial bajo, costo de operación y mantenimiento bajos. Por otro lado, presentan la desventaja de una baja eficiencia de retención del estiércol (60 % aproximadamente), lo cual implica que las unidades aguas abajo reciban un alto contenido de sólidos y se deban prever mayores volúmenes de almacenamiento; además, el sólido retenido tiene un alto contenido de humedad que dificulta su manejo [2]. Entre estas unidades se pueden mencionar: estercoleros, trampas u otros lechos con wheeping wall.
- Separación mecánica: este tipo de tecnologías para separar sólidos cuentan con aberturas de entre $0,5$ y $2,0$ mm. Estas se pueden separar en dos grupos: pantallas de separación pasiva y separadores mecánicos donde la pantalla o un rodillo rotan haciendo más efectiva esta separación [32]. Las pantallas de separación pasiva y los tambores rotatorios separan los sólidos del efluente líquido mientras que las prensas extrusoras separan el sólido del efluente líquido y también el líquido de los sólidos. Las ventajas que presentan este tipo de separación son: alta eficiencia de separación de sólidos, la baja humedad del material separado facilitand su manejo, bajo requerimiento de mano de obra para su operación, lo que disminuye costos de manejo del efluente. Por otro lado, como desventajas se pueden mencionar: costos de inversión iniciales elevados, consumo de energía eléctrica, requieren del uso de bombas y el mantenimiento es poco frecuente pero puede ser dificultoso. Equipos que separan sólidos de esta forma son: tamiz estático inclinado, tamiz rotatorio, prensa extrusora, sinfines inclinados para estiércol, entre otros.

Laguna de almacenamiento

Las unidades de almacenamiento constituyen un elemento central en los SGE. Contar con capacidad de almacenamiento del efluente permite operar y gestionar la aplicación de este al terreno con flexibilidad, ya que se debe esperar a que las condiciones climáticas y del suelo permitan llevar a cabo la aplicación. Las lagunas son un elemento de contingencia, ya que sin estas o con una capacidad insuficiente habría un impacto ambiental severo en el entorno. Para cumplir correctamente con esta función, debe tener una capacidad mínima para almacenar el efluente generado (incluyendo pluviales) durante 30 días; sin embargo, es deseable que pueda hacerlo por 90 días. Otro requisito importante de las lagunas de almacenamiento es que deben ser impermeables, para lo cual puede realizarse con arcilla compactada o geosintéticos, cumpliendo con una conductividad hidráulica menor a 1×10^{-7} cm/s.

Aplicación al terreno

Según la Propuesta técnica para la modificación del Decreto 253/79 [17] la aplicación superficial al terreno se considera una alternativa de disposición del efluente con la que se busca que intervengan los procesos físicos, químicos y biológicos que se desarrollan en la interface planta-suelo-agua y que valorizan el aporte de materia orgánica, nutrientes y los efectos fisicoquímicos en el suelo. También busca que el efluente sea retenido en la zona radicular evitando su escurrimiento e infiltración.

La aplicación del efluente al terreno debe ser diseñada de forma tal que el efluente llegue al potrero destinado a esta componente del SGE, y que el líquido sea retenido en la zona radicular de los cultivos para maximizar el aprovechamiento de los nutrientes y materia orgánica del efluente. Algunos requisitos y consideraciones para la aplicación de efluente al terreno se mencionan a continuación:

- Cumplir con los estándares de vertido a terreno establecido en el Decreto 253/79 (actualmente en revisión).
- Aplicar solamente en zonas rurales.

- Respetar una distancia mínima a cursos de agua de 50 metros.
- Tener un plan de rotación de cultivos que absorban los nutrientes y materia orgánica del efluente.
- No aplicar en zonas de recarga de acuíferos.
- Distribuir el efluente en forma homogénea para evitar encharcamientos y hacer un buen aprovechamiento de los nutrientes.
- Se debe definir cuál va a ser el potrero destinado a la disposición del efluente.
- Contemplar en el plan de aplicación del efluente el uso de suelo previsto para el potrero en cuestión.
- Estudiar la topografía, pendientes y drenajes naturales del potrero.
- Identificar la presencia de napa freática cercana para evitar su contaminación.
- Estimar la tasa de infilitración del suelo según el tipo de suelo existente.
- Analizar el fósforo bray del suelo destinado a recibir el efluente. El valor de este no debe ser mayor a 31 ppmP. Actualmente con la revisión del Decreto 253/79 este límite es 25 ppmP.
- Se debe realizar un balance hídrico del suelo para definir el período y la frecuencia con la que se va a realizar la aplicación del efluente.
- Se debe realizar un balance de nutrientes para determinar el área mínima necesaria para recibir el efluente, la dosis de aplicación y un uso eficiente de los nutrientes contenidos en el efluente.

Existen dos métodos de aplicación:

- Aspersión: Los sistemas de aspersión se componen de una línea de impulsión, para la cual se necesita una bomba que pueda impulsar un líquido con alto contenido de sólidos; una tubería con diámetro adecuado para que el efluente alcance el sitio de disposición final, y el equipo de aspersión. Entre estos equipos se pueden mencionar: aspersor fijo, aspersor móvil y pivote central.
- Estercolera: La aplicación con estercolera consiste en mezclar adecuadamente el efluente hasta alcanzar una composición homogénea que permita luego su disposición a terreno mediante el uso de cisternas. Aunque suele ser costosa por el consumo de combustible y la cantidad de viajes necesarios, puede ser una opción viable en tambos pequeños o aquellos que limpian el corral en seco, según la estructura del lugar y el tiempo de almacenamiento del efluente. Otras ventajas de este método es que permite aplicar un efluente con mayor contenido de sólidos y en potreros más alejados de las instalaciones del tambo, lo que contribuye a que no se sobrecarguen de nutrientes los potreros más cercanos.

2.7. Sistema de gestión de residuos sólidos en establecimientos lecheros

La producción lechera conlleva actividades que generan una amplia variedad de residuos, siendo el estiércol el más importante tanto en volumen como en complejidad de manejo.

De acuerdo al Decreto 182/013 que reglamenta la gestión de residuos sólidos industriales y asimilados [18] los residuos sólidos se entienden como toda sustancia, material y objeto del cual se dispone o elimina, o se tiene la intención de hacerlo, o se está obligado a ello. Las operaciones que se consideran disposición o eliminación son las que constituyen una alternativa de destino final, donde se incluyen entre estas el reciclaje y otras formas formas de valorización. Los residuos sólidos son cualquier desecho en cualquier fase física que por sus características fisicoquímicas no pueden ser conducidos y tratados en los sistemas tradicionales de tratamiento de emisiones.

La correcta gestión de estos residuos debe considerar varios aspectos como lo indica el Manual para gestión ambiental de tambos [2]:

- El generador es responsable de toda la gestión, desde la generación hasta la disposición final;
- La aplicación del estiércol al suelo es una práctica común y adecuada si se realiza bajo condiciones controladas;
- Es fundamental controlar la lixiviación en los sitios de disposición transitoria y llevar un registro cuantitativo de los residuos generados;
- La quema a cielo abierto de residuos sólidos es una práctica prohibida;
- Tanto los transportistas como los operadores deben estar habilitados por Dirección Nacional de Calidad y Evaluación Ambiental (DINACEA), conforme al Decreto 182/2013;
- El almacenamiento y acondicionamiento de los residuos también deben cumplir con lo establecido en el Decreto 182/2013;

DINACEA lista una serie de potenciales residuos generados en los establecimientos lecheros, estos se muestran en la Tabla 2.7.1.

Tabla 2.7.1: Potenciales residuos generados en los establecimientos lecheros. Extraído de [2]

Proceso de generación	**Residuo generado**
Tambo (Sala de espera, playa de alimentación)	Excretas y leche de descarte
Manejo del rodeo lechero	Animales muertos
Unidades del sistema de gestión de efluentes y de su limpieza	Residuos sólidos provenientes de las unidades de retención de sólidos y lodos/barros resultantes del tratamiento de aguas residuales
Atención veterinaria a los animales	Envases y residuos provenientes de atención veterinaria (jeringas, ampollas, agujas, etc.)
Control de plagas y vectores	Restos de rodenticidas y productos zooterápicos
Mantenimiento de maquinaria	Neumáticos fuera de uso y aceites hidráulicos, lubricantes, filtros usados
Instalaciones de acopio y generación de alimentos	Residuos de alimentos y silo bolsas
Producción de cultivos	Envases de agroquímicos triple lavados, restos de productos químicos y reactivos, y envases de agroquímicos sin triple lavado

Para cada uno de los residuos presentados en la Tabla 2.7.1 existen diferentes pautas para llevar a cabo su adecuada gestión [2]:

- Las excretas animales se recolectan en zonas como patios de alimentación y corrales espera, especialmente tras los barridos previos al lavado de estas zonas. Las áreas sombreadas también son puntos clave de acumulación. Su manejo varía según la época del año debido a los cambios en la humedad. Este residuo debe almacenarse temporalmente en sitios impermeables con control de lixiviados, y su disposición final debe contemplar opciones de valorización o tratamiento, como compostaje o generación de energía.
- Para la leche que debe ser descartada, su gestión debe cumplir con lo establecido en el Decreto 182/2013.
- Los animales muertos deben retirarse del campo de inmediato y colocarse en una fosa especial llamada cementerio o fosa de enterramiento. Esta debe ubicarse en zonas no inundables, tener base impermeable (como arcilla apisonada) y estar cercada para evitar el acceso de animales. Los cadáveres se cubren

con cal y tierra, formando capas sucesivas, y se finaliza con una cobertura elevada para facilitar el escurrimiento del agua de lluvia.

- En lo que respecta a los sólidos generados en las unidades de gestión de efluentes, se aplica diferentes procesos según la unidad que se trate. Si se trata de un sedimentador, el material debe colocarse en una zona designada que permita su escurrimiento, dirigiendo los lixiviados hacia la planta de tratamiento. Una vez completado el escurrido, puede aplicarse al suelo siempre que se respeten las condiciones de vertido. Si se trata de separadores de estiércol por decantación natural y con un sedimentador previo, el material extraído que consiste mayormente en estiércol con una humedad superior al 95 %, debe ser escurrido en una zona cercana desde donde los lixiviados puedan redirigirse a la propia unidad. Esta zona debe estar próxima al estercolero para evitar el transporte innecesario del material. Una vez escurrido, se debe apilar junto con el estiércol recolectado en el patio de alimentación y corral de espera, para su posterior aplicación al suelo. Si el separador no funciona por decantación natural, sino que utiliza un sistema de filtrado, la diferencia radica en la humedad resultante.
- Al proceso de gestión del estiércol se le puede incorporar los residuos que provienen de alimentos y camas de los animales. Todo este volumen se deberá estabilizar para luego incorporarlo al terreno.
- Tanto los residuos generados en la atención veterinaria (jeringas y pomos de secado) como los restos de productos zooterápicos se consideran peligrosos. Se recomienda descartarlos inmediatamente en envases plásticos específicos, que deben almacenarse en un lugar seguro, techado y, si es posible, bajo llave, hasta su envío a un centro de acopio.
- Los restos de rodenticidas son gestionados adecuadamente por empresas habilitadas por el MSP.
- Durante el cambio de aceite de la maquinaria utilizada en el establecimiento, se debe escurrir completamente el aceite y recolectarlo en tambores metálicos de 200 L, almacenados en áreas techadas, con piso impermeable y contención de derrames, para su retiro por gestores autorizados. Los filtros deben escurrirse, inutilizarse y colocarse en bolsas con material absorbente; luego conservarse en iguales condiciones de almacenamiento hasta su disposición final por empresas habilitadas.

Por último, resta mencionar la gestión que se debe hacer sobre los productos y envases químicos que quedan inutilizados. Por un lado, los restos de productos químicos deben ser devueltos a los proveedores para ser gestionados. Y por otro lado, los envases de estos productos deben ser lavados, escurridos y llevados a los centros de recepción o acopio (distribuidor comercial y puntos de venta).

Capítulo 3

Marco Normativo

En esta sección se presenta la normativa aplicable al presente proyecto, clasificándola según su área de aplicación, y ordenándola según su jerarquía y fecha de promulgación.

3.1. Sistemas Lecheros

- **Ley N.º 10.707**
  La Ley N.º 10.707 establece un sistema cooperativo para organizar la producción y distribución de leche para aquellos productores afiliados a la Cooperativa Nacional de Productores de Leche (CONAPROLE). Dicha ley fija criterios de adhesión para los productores, mecanismos de ajuste de cuotas, control de calidad, y precios justos mediante una comisión honoraria.
- **Ley N.º 11.030**
  Esta ley indica algunas consideraciones que se deben tomar en cuenta para aquellos establecimientos que se dediquen al comercio de leche. Aqui se menciona, entre otros aspectos, la sanidad del ganado, capacidades suficientes del establecimiento e idoneidad del personal.
- **Ley N.º 16.466**
  Esta ley indica que es de interés general y nacional la protección del medio ambiente contra cualquier tipo de depredación, destrucción o contaminación. Aquí se describen las actividades que abarca la ley y las autorizaciones ambientales necesarias.
- **Ley N.º 17.283**
  La Ley N.º 17.283 establece principios fundamentales para la gestión ambiental, declarando de interés general la protección del aire, agua, suelo, biodiversidad y paisaje, así como la prevención y manejo adecuado de sustancias tóxicas y residuos. Reconoce el derecho de los habitantes a vivir en un ambiente sano y equilibrado y establece deberes para el Estado y las personas físicas y jurídicas, públicas y privadas, de abstenerse de causar daños ambientales graves.
- **Decreto N.º 349/005**
  El decreto 349/005 se centra en la reglamentación asociada a la evaluación de impacto ambiental y las autorizaciones ambientales. Dicho decreto establece la información y documentos solicitados por la DINACEA que habilitan el desarrollo de la actividad que se desea realizar. Aquí se indica una clasificación en donde se deberá ubicar el proyecto del caso, y en base a esa determinación, se ve los requisitos que deberá cumplir.

3.2. Riego y manejo de suelos en Uruguay

El marco normativo nacional que regula el riego y la conservación de suelos en Uruguay está compuesto por leyes, decretos reglamentarios, resoluciones ministeriales y manuales técnicos. A continuación, se presenta la normativa más relevante, ordenada jerárquicamente y con énfasis en sus implicancias para proyectos de riego agrícola.

- **Ley N.º 16.858** - Ley de Riego con destino agrario

  Declara de interés general el riego agrícola. Establece el uso privativo de aguas de dominio público, fija condiciones para permisos y concesiones de agua con destino a riego, regula la construcción de obras hidráulicas (tajamares, represas, conducciones) y crea las Sociedades Agrarias de Riego.

- **Ley N.º 18.564** - Ley de Conservación, uso y manejo de suelos y aguas

  A diferencia de la Ley N.º 15.239 (mencionada en Sección 3.3), que se limitaba a declarar de interés nacional la conservación de suelos y aguas, esta norma introduce un enfoque más operativo y exigente. Declara de interés general la conservación, uso y manejo adecuado de suelos y aguas, y habilita al MGAP a imponer medidas concretas de manejo conservacionista y control de erosión.

- **Ley N.º 19.355** - Planes de Uso de Suelos y Aguas

  Establece la obligatoriedad de los PUSA para todas las explotaciones agrícolas, incorporando el componente hídrico en la planificación. Los planes deben ser elaborados y firmados por un Ingeniero Agrónomo habilitado y presentados ante el MGAP para su aprobación y fiscalización.

  El PUSA integra en un único documento el relevamiento predial, el diagnóstico de riesgos de erosión, la propuesta de rotaciones y la compatibilización del riego con la capacidad de infiltración del suelo, la definición de obras e infraestructuras de manejo, la cartografía y el cronograma de seguimiento. [19]

- **Decreto N.º 86/2004** - Construcción de pozos

  Este decreto establece los estándares técnicos que deben seguirse al diseñar y ejecutar pozos perforados para extraer agua subterránea, en el marco del Código de Aguas. Entre otros aspectos, regula las condiciones constructivas y los criterios técnicos requeridos para garantizar la adecuada explotación de acuíferos y la protección de los recursos hídricos.

- **Decreto N.º 404/01** - Autorización de obras hidráulicas de riego

  Regula la autorización de obras hidráulicas de riego (embalses, tajamares y conducciones), exigiendo la presentación de memoria técnica, planos y balances hídricos.

- **Decreto N.º 366/018** - Reglamentación de la Ley 16.858

  Reglamenta la Ley 16.858, fijando requisitos para permisos y concesiones de agua, condiciones técnicas de los proyectos de riego y respeto a los caudales ambientales.

- **Decretos N.º 127/90, 488/90, 512/90 y 220/98** - Exoneraciones de impuestos a equipos de riego

  Otorgan exoneraciones de impuestos a la importación de equipos de riego, constituyendo un instrumento de política pública para fomentar la inversión en tecnologías como pivotes centrales, cañones autopropulsados y sistemas de goteo.

- **Resolución N.º 050/018** - Normas técnicas de agua de riego

  Establece normas técnicas sobre calidad y cantidad del agua de riego, así como parámetros de eficiencia de aplicación.

3.3. Sistemas de Gestión de Efluentes

- **Ley N.º 14.859** – Código de Aguas.

Esta ley es una norma que establece los lineamientos generales que regulan el dominio, uso y conservación de las aguas en Uruguay. Establece que los usos comunes, como beber o abrevar ganado, son libres, mientras que los usos especiales como riego, industria, energía o abastecimiento requieren autorización o concesión del Estado. Además, promueve un aprovechamiento racional y múltiple del recurso, impone obligaciones de conservación para proteger su cantidad y calidad, y faculta al Estado a fiscalizar y sancionar los usos indebidos, aplicándose a todas las actividades vinculadas al agua: abastecimiento, agricultura, energía, industria, navegación, recreación y protección ambiental.

- **Ley N.º 15.239** - Conservación de suelos y aguas superficiales

  Esta ley tiene como finalidad declarar de interés nacional la promoción y regulación del uso y la conservación de los suelos y de las aguas superficiales con destino agropecuario. En este marco, se establece que todos los habitantes deben colaborar con el Estado en la preservación, utilización y gestión responsable de estos recursos, mientras que los titulares de explotaciones agropecuarias, cualquiera sea la forma de tenencia, están obligados a aplicar las prácticas básicas definidas por el Ministerio de Agricultura y Pesca, tanto para prevenir la erosión y el deterioro del suelo como para favorecer su recuperación y contribuir a la conservación de las aguas pluviales.

- **Ley N.º 18.610** – Política Nacional de Aguas.

  La Ley N.º 18.610 comprende la gestión de los recursos hídricos, así como los servicios y usos vinculados al agua, estableciendo que toda persona deberá abstenerse de provocar impactos ambientales negativos o nocivos sobre dichos recursos, adoptando las medidas de prevención y precaución necesarias. Asimismo, promueve una gestión sustentable y solidaria con las generaciones futuras, orientada a la preservación del ciclo hidrológico como asunto de interés general, garantizando a su vez la participación de los usuarios y de la sociedad civil en todas las instancias de planificación, gestión y control.

- **Decreto N.º 253/79** - Prevención de contaminación de aguas

  El decreto 253/79 define la clasificación de cuerpos de agua junto con las características y parámetros que le corresponde a cada uno de ellos. En caso de tener la intención de verter efluentes hacia colectores, infiltrar al terreno o descargar directamente a curso de agua, indica los valores máximos permitidos para cada parámetro y además establece que será necesaria la autorización de la DINACEA mediante la Solicitud de Autorización de Desagüe Industrial (SADI). Esta tendrá una validez de 8 años.

- **Decreto N°.226/25** - Prevención y control de las aguas superficiales y subterráneas

  El presente decreto regula la prevención y control de la contaminación de las aguas superficiales y subterráneas, fijando objetivos de calidad, límites máximos de vertido y regulaciones de las actividades contaminantes.

  En este caso de estudio este decreto constituye una regulación determinante ya que en el artículo 29 se introduce la aplicación de efluente al terreno como alternativa de disposición final de este y es definida en el artículo 48. Luego, en el artículo 49 se establece que se debe realizar un plan de aplicación del efluente que incluya el diseño de acuerdo a un balance hídrico y de nutriente, la tasa de aplicación entre otros parámetros.

- **Plan de cuenca** - Río Santa Lucía

  El Plan de Cuidado del Agua para la cuenca del Río Santa Lucía busca garantizar la calidad y cantidad de agua a través de: la declaración de zonas sensibles para el control de agroquímicos y nutrientes, la exigencia del tratamiento de efluentes de tambos e industrias, la restricción de acceso de ganado a los cursos de agua, la forestación de márgenes, y la regulación de extracciones de agua.

- **Cartilla técnica** - Aplicación de efluentes

  La cartilla denominada Criterios de Aplicación de Efluente a Terreno y su Implicancia Práctica en el Diseño e Implementación es una publicación técnica elaborada por el INALE cuyo objetivo es proporcionar a los profesionales y productores del sector lechero pautas claras y prácticas para la gestión

eficiente y ambientalmente responsable del efluente generado en los tambos. Esta cartilla se enmarca dentro del proyecto "Plan de Lechería Sostenible en la Cuenca del Río Santa Lucía".

- **Cartilla técnica** - Gestión ambiental para tambos pequeños

  La Cartilla en Gestión Ambiental para Tambos con 50 o Menos Vacas en Ordeñe es una publicación técnica del INALE que tiene por objetivo proporcionar pautas prácticas y accesibles para mejorar la gestión ambiental en tambos de pequeña escala. En particular, aborda aspectos clave como la reducción de la generación de efluentes, el manejo adecuado del estiércol, la optimización de instalaciones y el aprovechamiento agronómico de los residuos orgánicos.

3.4. Sistemas de Gestión de Residuos Sólidos

- **Decreto N.º 182/013**

  Este decreto establece el marco reglamentario del artículo 21 de la Ley N°17.283 en el que se declara de interés general la protección del ambiente contra toda afectación que pudiera derivarse del manejo y disposición de los residuos cualquiera sea su tipo. En cualquier caso recomienda priorizar alternativas que minimicen la generación de residuos o bien retrasen la disposición final de ellos, tales como: reúso, reciclado y otras formas de valorización.

  En el artículo 1 establece como objetivo establecer el marco para la gestión ambiental adecuada de los residuos sólidos y asimilados de actividades industriales, buscando una gestión integral que incluye las etapas de generación, clasificación, almacenamiento, transporte, recilcado, valorización, tratamiento y disposición final. En el artículo 4 sse incluye la cría intensiva de ganado vacuno y tambos entre las actividades comprendidas en este reglamento. El reglamento en el artículo 11 dice en su numeral que para las actividades establecidas en el artículo 4, estos deben contar con un Plan de Gestión de residuos sólidos (PGRS) que contemple los criterios de gestión acordes a cada residuo. De acuerdo al artículo 12 el PGRS debe describir la generación, manejo interno, almacenamiento, transporte, reciclado, valorización, tratamiento y disposición final de todos los residuos generados por la actividad.

- **Decreto N.º 152/013**

  Este decreto establece el reglamento para la gestión ambiental de residuos derivados del uso de productos químicos o biológicos en actividades agropecuarias, hortifrutícolas y forestales. El decreto reglamenta la Ley N° 17.283 que declara de interés general la protección del ambiente contra los efectos negativos que puedan derivarse por el manejo de sustancias tóxicas o peligrosas y desechos de cualquier tipo, tomando las medidas necesarias para su reducción y adecuada gestión.

  En el artículo 1 se mencionan los ámbitos de aplicación del reglamento. En el numeral a) se mencionan los productos químicos o biológicos utilizados en la producción vegetal (fertilizantes, herbicidas, insecticidas, entre otros) o en la producción animal (vacunas, parasiticidas, u otros); en el numeral b) se incluyen caravanas; y en el numeral c) se mencionan existencias de productos químicos o biológicos empleados en la producción vegetal o animal que estén vencidos, deteriorados o bajo otra condición que impida su utilización. En el artículo 11 se establecen pautas para la elaboración de un plan de gestión de residuos sólidos de envases, entre las medidas más importantes se mencionan: gestión adecuada ambientalmente de envases descontaminados y no descontaminados; implementar circuitos de recolección que permitan aumentar progresivamente el porcentaje de recuperación y adecuada gestión de estos residuos; priorizar el reciclaje, reúso de envases y valorización energética frente a la opción de disposición final; también se menciona la integración efectiva de comerciantes de estos productos y la logística coordinada con los centros de acopio de estos. En el artículo 12 se describen las pautas para la elaboración de un plan de gestión de existencias obsoletas, este establece: promover su minimización, establecer pautas y alternativas para la gestión de todos los principios activos que se utilicen, presentar soluciones logísticas viables para el tratamiento y disposición final de estos productos.

Capítulo 4

Descripción de la zona y del sistema de estudio

Este capítulo desarrolla la caracterización de la Estación Experimental Mario Alberto Cassinoni (EEMAC) y de su entorno físico y climático, incorporando información institucional y una descripción general de las actividades productivas que se desarrollan en el predio, entre las cuales se destaca la lechería. A partir de ello, se presenta la caracterización específica del establecimiento lechero, detallando los sistemas de producción empleados (estabulado, mixto y pastoril), así como la infraestructura asociada al tambo experimental. La ubicación del establecimiento se muestra en la lámina UB-01 del Apéndice J.

4.1. Caracterización de la Estación Experimental Mario Alberto Cassinoni

La Estación Experimental "Dr. Mario A. Cassinoni" (EEMAC) es una unidad de investigación, docencia y extensión, dependiente de la Facultad de Agronomía de la Universidad de la República (UdelaR), ubicada en el departamento de Paysandú. Entre las instalaciones con las que cuenta, se encuentra un tambo experimental en el que se implementa un sistema de estabulación tipo compost barn, el cual ha sido seleccionado como caso de estudio para este proyecto.

La estación dispone de infraestructura destinada al desarrollo de actividades agrícolas, ganaderas y forestales. A su vez, brinda actividades para la formación de estudiantes de grado y posgrado en áreas vinculadas a las ciencias agronómicas y ambientales.

4.1.1. Información general

La EEMAC fue inaugurada en 1963 como una unidad experimental destinada a fortalecer un nuevo sistema de enseñanza práctica para los estudiantes de la Facultad de Agronomía de la UdelaR [20]. Actualmente, se desarrollan actividades de investigación, docencia y extensión en el ámbito de dicha Facultad y también se encuentra vinculada al Centro Universitario Regional Noroeste (CENUR Litoral Norte)[21].

Su orientación se centra en la formación académica y profesional de estudiantes tanto de grado como de posgrado, abarcando diversas áreas del conocimiento. En particular, está dirigida a los estudiantes de la facultad de agronomía, veterinaria, química, ingeniería y formación técnica de UTU. Además, integra diferentes ramas de investigación, siendo un centro importante para la formación académica y generación de conocimiento en múltiples disciplinas. Entre las principales áreas de investigación se encuentran la producción animal y pasturas, producción y protección vegetal, ciencias sociales agrarias, biometría, estadística y cómputos, salud en sistemas pecuarios, y los polos de desarrollo universitario [21].

La estación experimental se ubica en el kilómetro 363 de la Ruta Nacional N.º 3, en el departamento de Paysandú, a 9 kilómetros del centro de la ciudad, en del padrón rural N.º 124. El predio tiene una superficie total de 1237 hectáreas, de las cuales únicamente 1100 se encuentran en uso. El acceso es directo desde la Ruta Nacional N.º 3 "General José Artigas", y una red de caminería interna conecta la entrada con las distintas instalaciones. La ubicación y el contexto territorial se presentan en la Figura 4.1.1.

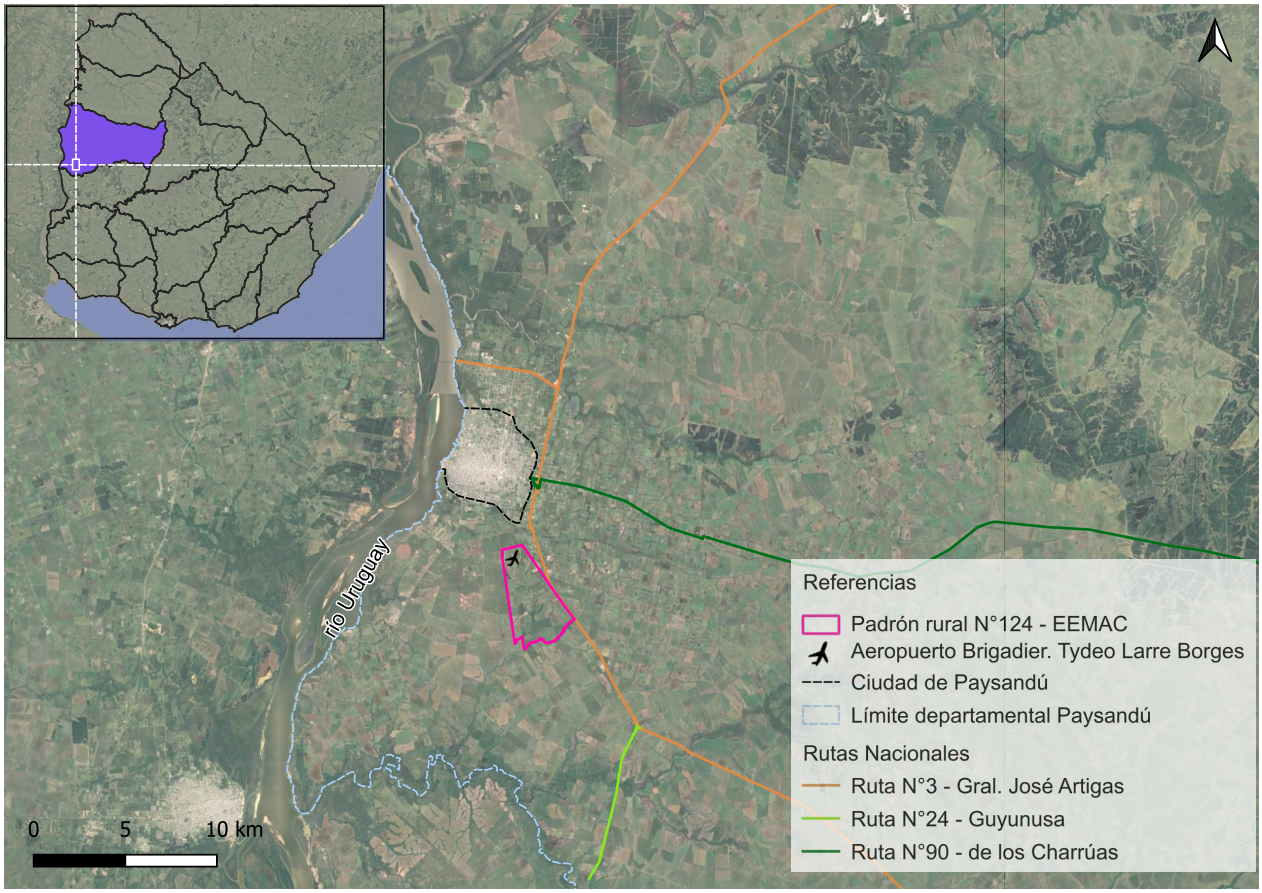


Figura 4.1.1: Ubicación de EEMAC.

En el sector noroeste del padrón se encuentra ubicado el Aeropuerto Internacional de Paysandú "Brigadier General (Av.) Tydeo Larre Borges" (SUPU), también representado en la Figura 4.1.1. Se trata de un aeropuerto público que opera principalmente vuelos nacionales y privados, aunque también puede funcionar como aeropuerto alternativo para aeronaves de mayor porte. Su cercanía a la EEMAC constituye una ventaja significativa en términos de conectividad regional, logística y accesibilidad para el desarrollo de actividades académicas, técnicas y de investigación.

En lo que refiere a la estructura de personal de la estación experimental, se compone tanto de funcionarios docentes como no docentes. En el caso del personal no docente, se estima un total de aproximadamente 69 personas, de las cuales 58 ocupan cargos efectivos y 11 se desempeñan como pasantes. En cuanto al cuerpo docente, su número es similar, con una estimación de alrededor de 70 integrantes, quienes tienen a su cargo la formación de aproximadamente 1.000 estudiantes. Con lo que respecta al tambo experimental, son 7 el número de trabajadores designados para dicha área.

Esta estructura integral le permite a la EEMAC cumplir con su misión de combinar la producción agropecuaria con la investigación científica y la formación académica, contribuyendo al desarrollo sostenible y a la innovación en el sector agropecuario nacional.

4.1.2. Actividades productivas

En la estación se desarrolla un sistema productivo integral con múltiples finalidades: académicas, experimentales y de extensión. Este sistema combina actividades agrícolas, ganaderas y forestales. Es de particular interés para este trabajo, las actividades productivas asociadas a la lechería.

El predio, con una superficie total de 1237 hectáreas, se organiza en diversas unidades funcionales. De ellas, 286 hectáreas se destinan a la producción lechera, distribuidas en 19 potreros destinados tanto al pastoreo como a la generación de reservas forrajeras específicas para esta actividad. El resto del predio se distribuye entre cultivos agrícolas (con rotaciones de invierno y verano), áreas de pasturas permanentes, módulos de producción ovina y bovina, plantaciones forestales, sectores de conservación ambiental y superficies destinadas a infraestructura, servicios y circulación.

En el componente agrícola, se desarrollan sistemas diversificados que incluyen cultivos anuales y pasturas, con fines tanto productivos como experimentales.

Por su parte, las actividades ganaderas incluyen experiencias con bovinos y ovinos bajo distintas modalidades de manejo, integrando aspectos de nutrición, bienestar animal y producción en sistemas pastoriles. La producción ovina, si bien de escala reducida, cumple un rol importante en la formación técnica y en proyectos de extensión, en articulación con otras facultades de la Universidad [26].

4.1.3. Caracterización del medio físico

4.1.3.1. Topografía del terreno

Para la caracterización de la topografía del área de estudio, se utilizó el MDT en formato ráster y a escala nacional, obtenido de IDEUy [46].

En la Figura 4.1.2 se observa la topografía del terreno con las curvas de nivel cada 5 m generadas mediante el programa QGIS. La zona central del padrón presenta las cotas más elevadas del terreno, en torno a los 50 m, conformando una divisoria de aguas. En contraste, las zonas norte y sur corresponden a áreas deprimidas, con cotas cercanas a 25 m, donde se localizan cursos de agua. Asimismo, hacia el sector sur se distinguen curvas de nivel entre 30 y 40 m que reflejan la transición topográfica hacia las áreas bajas.

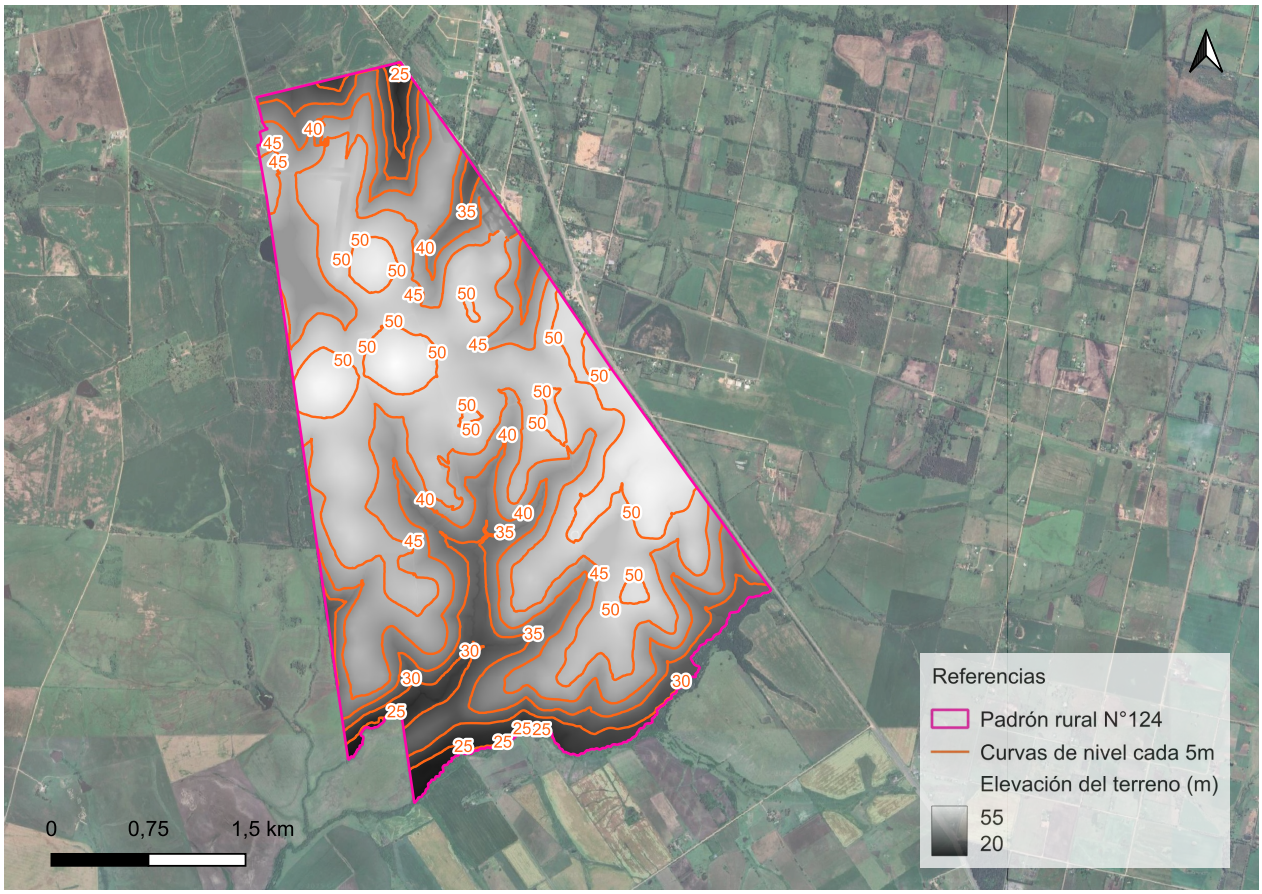


Figura 4.1.2: MDT obtenido de IDEUy con curvas de nivel cada 5 m.

4.1.3.2. Cursos de agua y cuencas hidrográficas

Según el MDT presentado en la Figura 4.1.2, se delimitaron las cuencas hidrográficas de los cursos de agua que atraviesan el padrón de estudio. Se identificaron ocho cuencas y se muestran en la Figura 4.1.3.

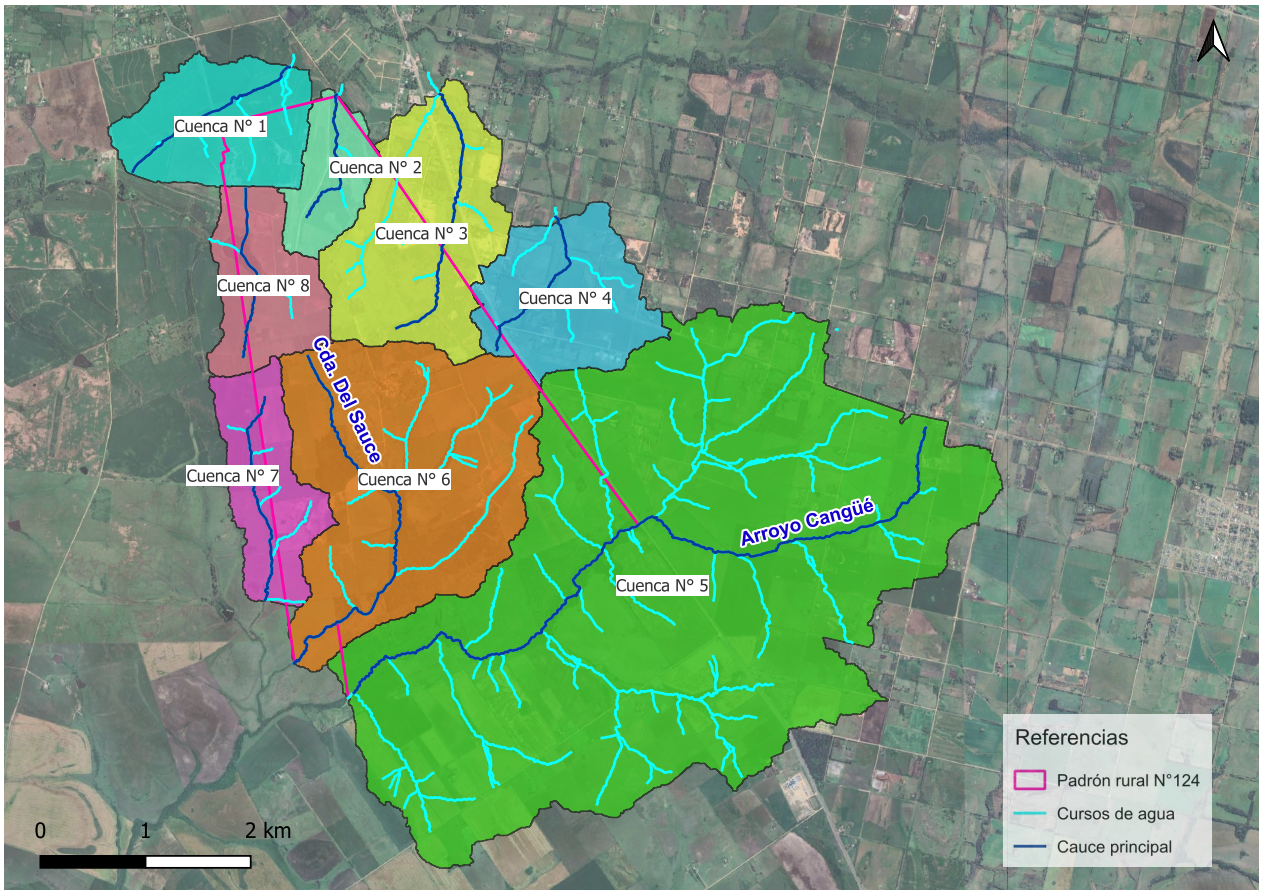


Figura 4.1.3: Cursos de agua y cuencas hidrográficas en el padrón de estudio.

Los cursos de agua presentes en el padrón corresponden, en la Cuenca N.º 6, a la Cañada del Sauce; mientras que en la Cuenca N.º 5, el límite del predio es bordeado por el Arroyo Cangüé. Por su parte, las cuencas N.º 1, N.º 2, N.º 3, N.º 4, N.º 7 y N.º 8 están drenadas por ramales del Arroyo Sacra.

En la Tabla 4.1.1 se presentan los parámetros morfológicos que caracterizan a cada cuenca, calculados en la Apéndice A.

Tabla 4.1.1: Parámetros morfológicos de las cuencas.

Parámetro	**Cuenca**							
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
Longitud del cauce principal (km)	1,9	1,4	2,7	1,7	7,9	4,2	2,2	1,7
Diferencia de altura (m)	11,6	17,7	23,7	19,8	33,2	26,7	20,5	5,8
Pendiente del cauce principal (%)	0,6	1,2	0,9	1,2	0,4	0,6	0,9	0,3
Área de la cuenca (km^2)	1,9	0,9	3,1	2,0	18,5	5,5	1,5	1,5
Tiempo de concentración (hs)	1,4	1,1	1,7	1,3	3,3	2,2	1,3	1,4

4.1.3.3. Caracterización geológica y unidades del suelo

Con el propósito de contextualizar geológicamente el área de estudio, en la Figura 4.1.4 se presenta la información geológica correspondiente al departamento de Paysandú, elaborada a partir de datos de la Carta

Geológica del Uruguay (CGU). En dicha figura se incluye, además, la localización del padrón analizado.

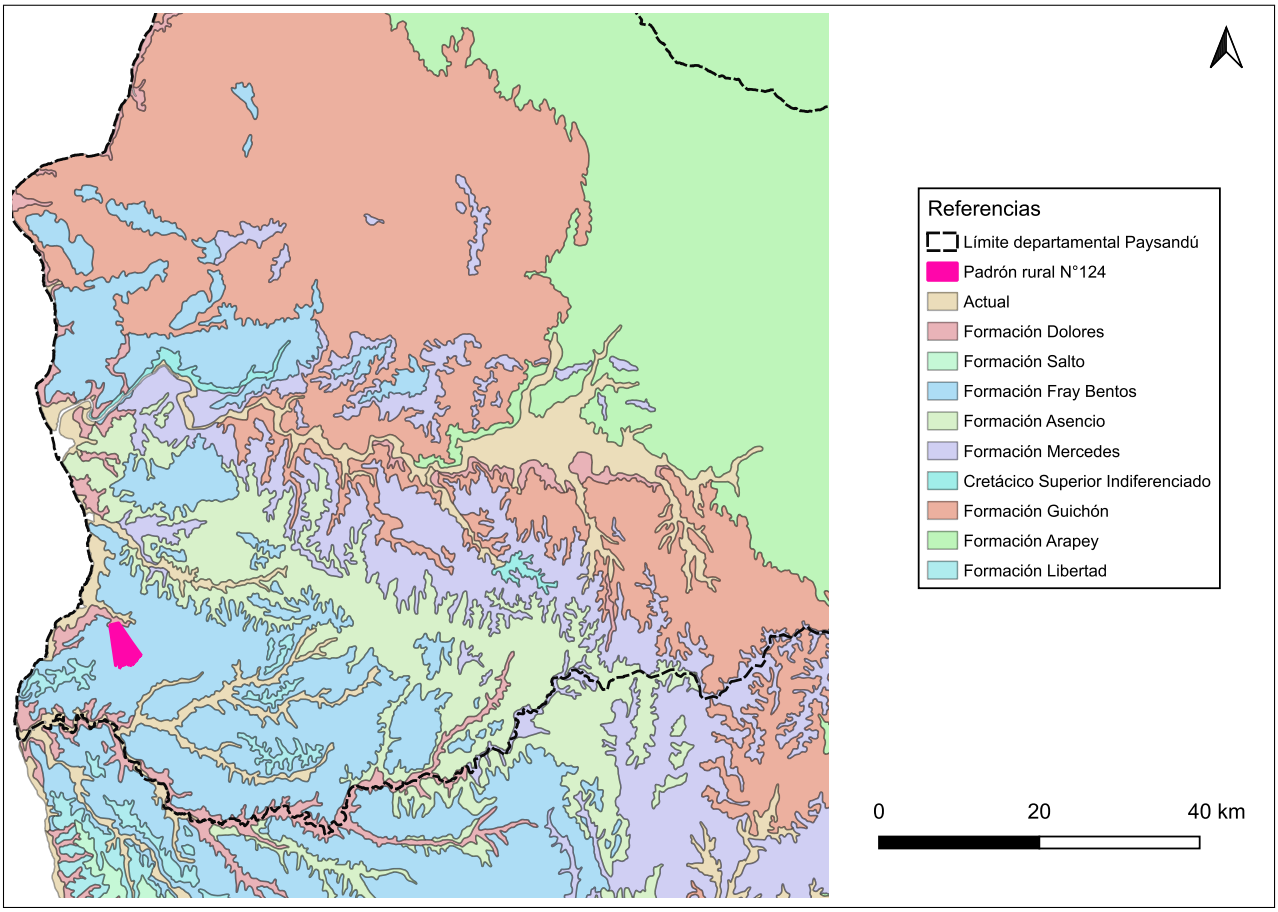


Figura 4.1.4: Caracterización geológica según la CGU, escala 1:1.000.000.

En el padrón de estudio las principales formaciones geológicas presentes son: la Formación Dolores, la Formación Fray Bentos y la Formación Mercedes.

Formación Dolores: de edad Pleistoceno, está compuesta por lodolitas y areniscas arcillosas muy finas, de colores pardos, resultantes de una sedimentación continental asociada a procesos eólicos y de coluviación, con formación de flujos de barro que se redepositan en las zonas topográficamente más bajas. Estos materiales presentan una buena permeabilidad [63].

Formación Fray Bentos: correspondiente al Oligoceno, está constituida por areniscas muy finas y loess, con un porcentaje variable de arena fina, a veces muy arcillosas, de aspecto masivo y color naranja. En su base se desarrollan niveles lodolíticos, fangolíticos y brechoides, asociados a una sedimentación continental de ambiente peridesértico, lo que le confiere una menor permeabilidad y mayor grado de consolidación [63].

Formación Mercedes: se compone de arenas finas a medias, con variaciones hacia granulometrías más groseras, alcanzando niveles gravillosos con cantos. El material presenta cemento arcilloso y calcáreo, así como niveles de silicificación y ferrificación [63].

Por otra parte, a partir de la información obtenida por la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay (CRSU), se identificaron y delimitaron las unidades de suelo presentes en la zona de estudio, como se ilustra en la Figura 4.1.5.

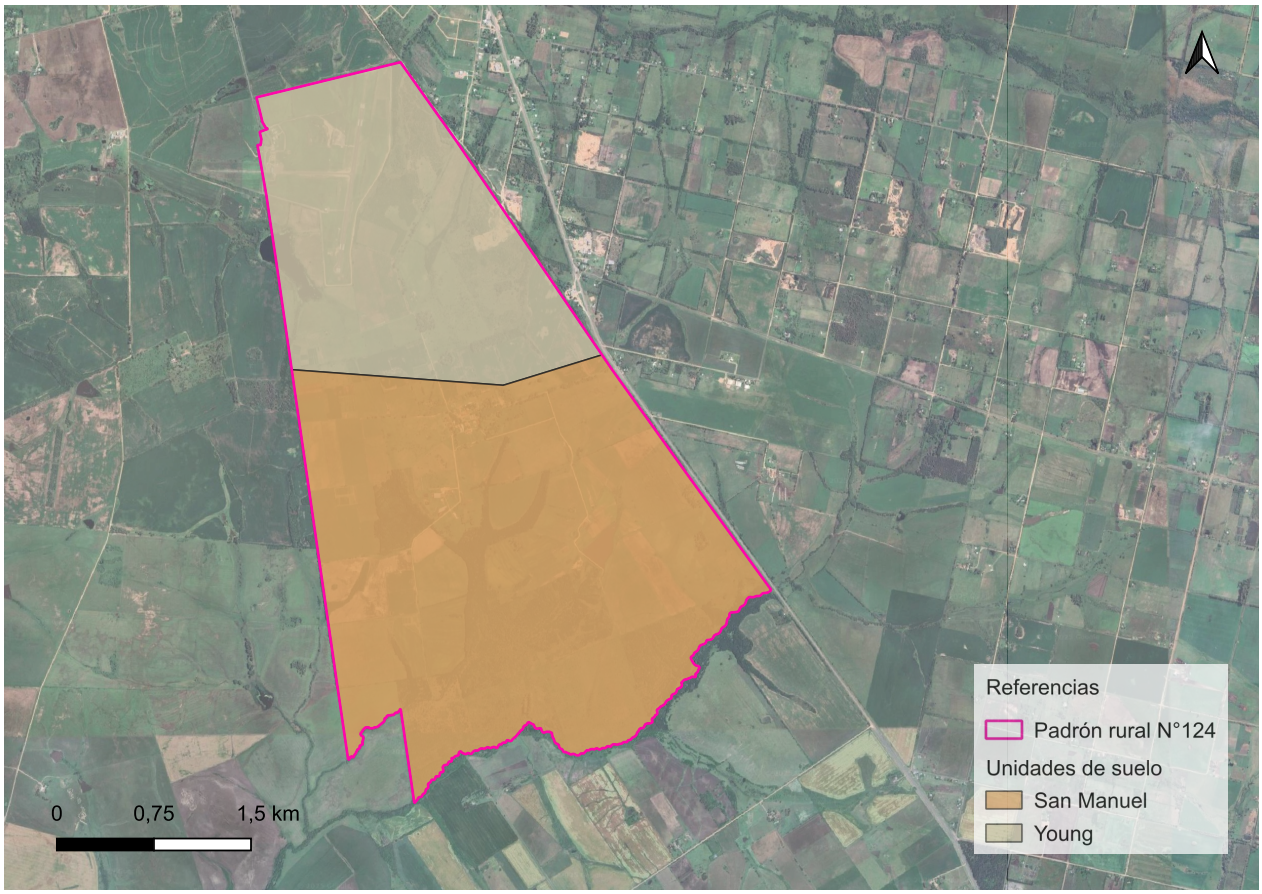


Figura 4.1.5: Unidades de suelo presentes en el padrón de estudio según la CRSU, escala 1:1.000.000.

En el padrón de estudio se identifican dos unidades de suelo: San Manuel y Young, ambas clasificadas como [48]:

San Manuel: Brunosoles Eutricos Típicos (Háplicos).

Young: Brunosoles Eútricos Típicos.

Además de la anterior clasificación, estas unidades de suelo pueden caracterizarse en función de su capacidad para almacenar agua [49]. En la Tabla 4.1.2 se presenta el agua disponible de las unidades de suelo presentes en el padrón de estudio, junto con su clasificación en categorías que dependen de la potencialidad de almacenamiento de agua en los suelos, que van de muy baja (menor a 40 mm) a muy alta (mayor a 160 mm).

Tabla 4.1.2: Agua disponible (AD) en las unidades de suelo del padrón rural Nº124.

Unidad de suelo	**Agua disponible (mm)**	**Clasificación**
San Manuel	117,3	Media
Young	145,0	Alta

4.1.3.4. Acuíferos

En complemento con la clasificación geológica, en la Figura 4.1.6 se presentan los acuíferos del departamento de Paysandú, a partir de la información de la Carta Hidrogeológica del Uruguay (CHU), incorporando la localización del padrón analizado.

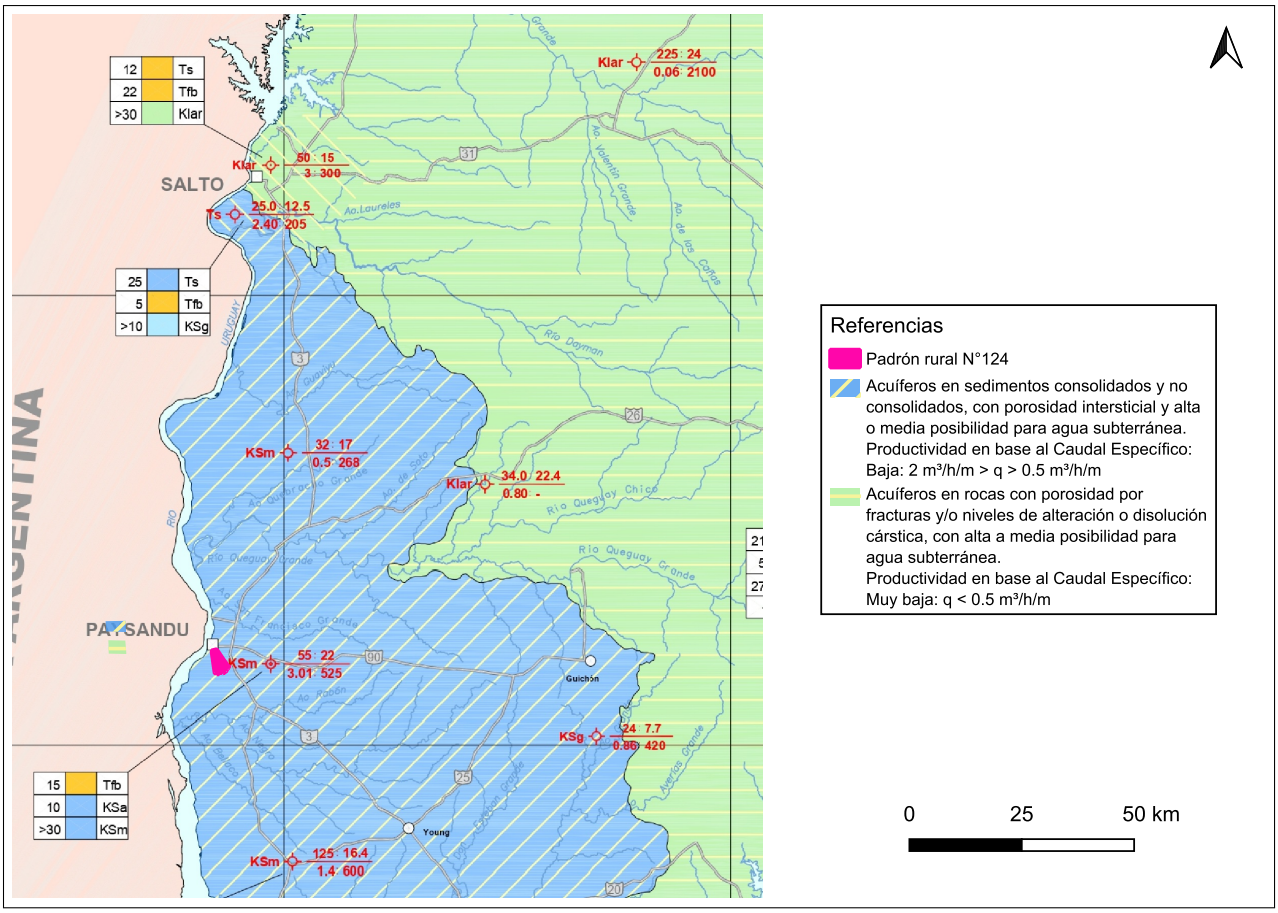


Figura 4.1.6: Caracterización hidrogeológica según la CHU, escala 1:1.000.000.

En la zona del padrón de estudio está presente la unidad KSm, correspondiente a depósitos de la Formación Mercedes. La misma se localiza principalmente en el litoral oeste de Uruguay, según lo indicado en la memoria descriptiva de la CHU [54], abarcando los departamentos de Paysandú, Río Negro, Soriano y Colonia.

De acuerdo con la Figura 4.1.6 y las referencias incluidas en la CHU [54], el perfil hidrogeológico esquemático correspondiente al padrón de la EEMAC identifica las unidades hidrogeológicas y sus espesores aproximados y se presenta en la Tabla 4.1.3. La productividad del acuífero en la zona se clasifica como baja, con valores de caudal específico que oscilan entre $0,5$ m^3/h/m y $2,0$ m^3/h/m.

Tabla 4.1.3: Referencias geológicas presentes en el área de estudio.

Referencia geológica	**Descripción**	**Espesor (m)**
Tfb	Fray Bentos	15
KSa	Asencio	10
KSm	Mercedes	> 30

4.1.3.5. Clasificación y uso de suelo

El padrón de estudio fue caracterizado mediante el índice Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra (CONEAT) [51], cuya distribución se presenta en la Figura 4.1.7.

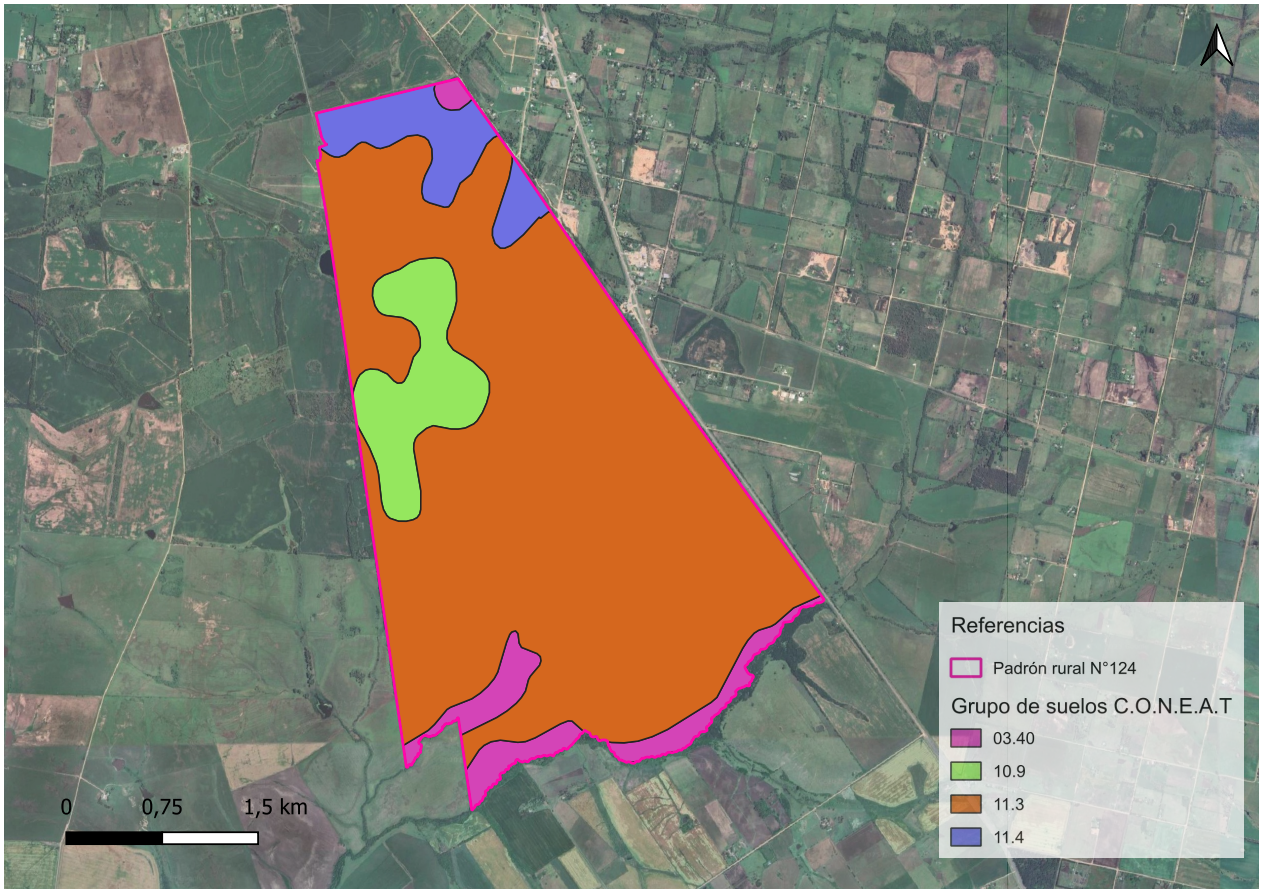


Figura 4.1.7: Clasificación según índice CONEAT en el padrón de estudio, escala 1:40.000.

En la Figura 4.1.7 se identifican las unidades 03.40, 10.9, 11.3 y 11.4 que se describen a continuación:

Unidad 11.3: constituye el grupo de suelos predominante en el padrón. Se desarrolla sobre materiales limosos con herencia de la Formación Fray Bentos, en relieve mesetiforme con pendientes suaves (5–8 %). Predominan los Brunosoles Eútricos Lúvicos y Típicos, de textura franco arcillo-limosa, color oscuro, buena fertilidad y drenaje moderado, asociados en menor medida a Solonetz y Planosoles Mélanicos.

Unidad 11.4: corresponde a suelos derivados de la Formación Fray Bentos, con relieve ondulado fuerte y pendientes de 4–8 %. Predominan Brunosoles Eútricos Típicos y Háplicos, moderadamente profundos, de buena fertilidad y drenaje moderado. En convexidades aparecen suelos más superficiales y en concavidades Planosoles Mélanicos con mayor humedad. Son aptos para cultivos invernales y estivales, además de pasturas naturales e implantadas.

Unidad 03.40: corresponde a planicies aluviales asociadas a cursos de agua, formadas por sedimentos limo arcillosos y aluviales de texturas variables. Presentan mesorrelieve con Brunosoles Eútricos Lúvicos y Solonetz en las zonas altas, y Gleysoles Mélanicos y Fluvisoles en áreas deprimidas y cercanas a cauces. Son suelos de fertilidad variable, con drenaje imperfecto, destinados principalmente a uso pastoril con vegetación de parque y presencia arbórea.

Unidad 10.9: corresponde a suelos de distribución reducida en el departamento de Paysandú, derivados de la Formación Fray Bentos. Presentan relieve suavemente ondulado con pendientes de 1–2 %, dominados por Brunosoles Eútricos Típicos y Lúvicos, de textura franco arcillo-limosa, color pardo muy oscuro, alta fertilidad y drenaje moderado. Su uso principal es agrícola, especialmente en cultivos invernales-estivales, remolacha azucarera y rastrojos.

Por otra parte, según la clasificación de coberturas de suelo establecida por la Dirección Nacional de Ordenamiento Territorial (DINOT) [50], el padrón de estudio presenta la distribución que se muestra en la Figura 4.1.8.

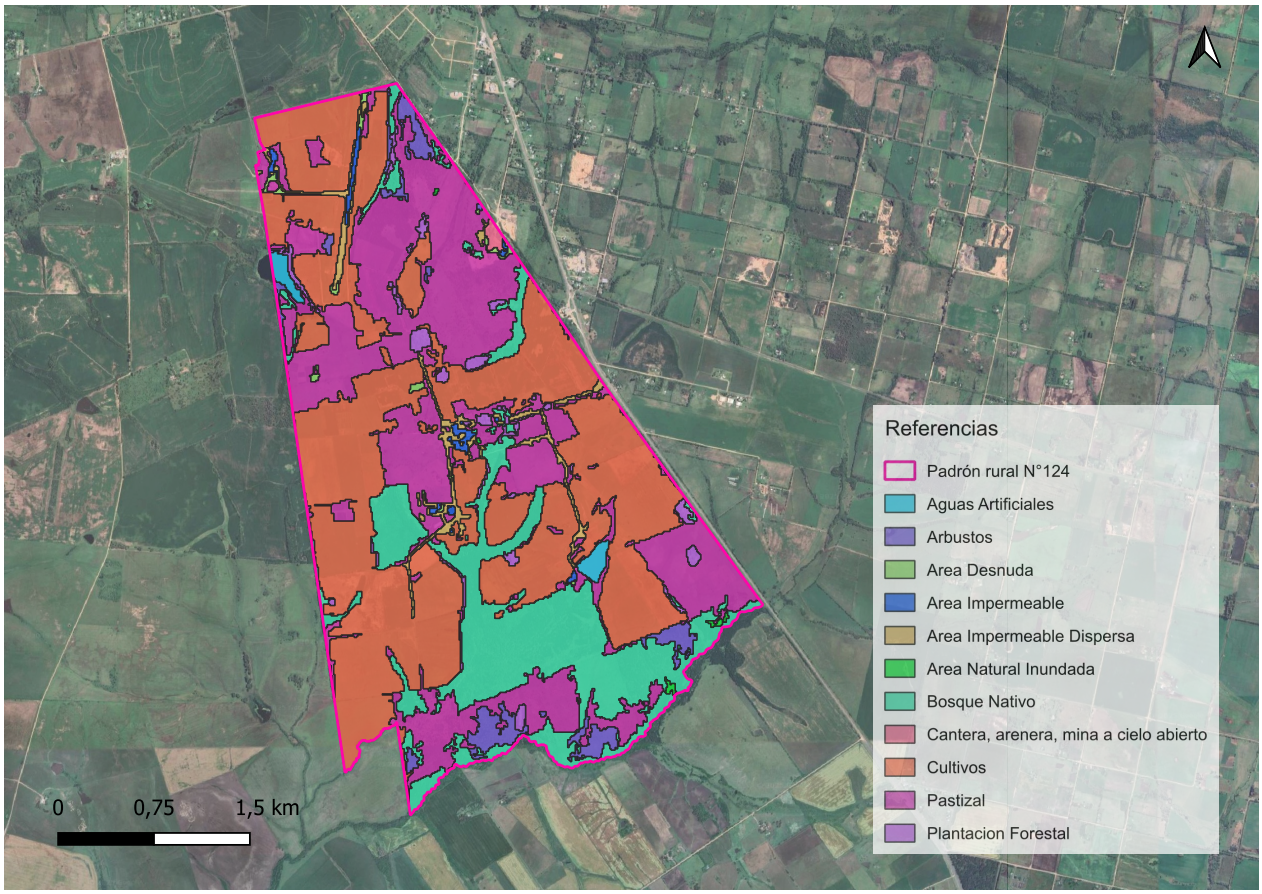


Figura 4.1.8: Cobertura de suelo según DINOT en el padrón de estudio, escala 1:40.0000.

Como se puede observar en la Figura 4.1.8, en su gran mayoría, el área corresponde a cultivos (44 %), pastizales (31 %) y bosque nativo (18 %). En menor proporción, se observan otras coberturas como cuerpos de agua, áreas con infraestructura rural y sectores con vegetación secundaria.

4.1.4. Caracterización climática

Para la caracterización climática del área de estudio se consideran tres variables de especial relevancia para los análisis posteriores: precipitación, evaporación y evapotranspiración. El registro histórico utilizado se obtuvo de la estación meteorológica ubicada en la EEMAC, cuya localización se presenta en la Figura 4.1.9.

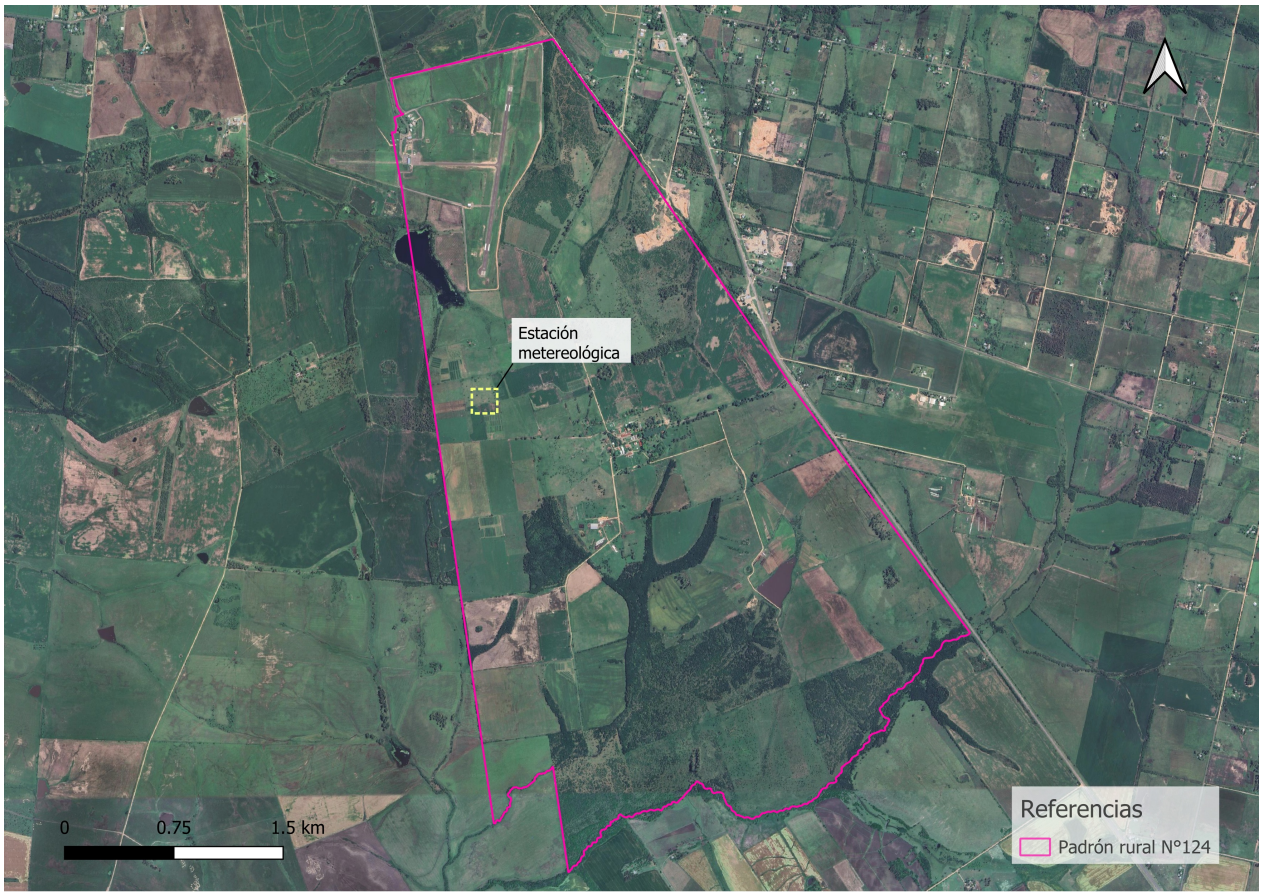


Figura 4.1.9: Localización de estación meteorológica presente en la zona de estudio.

La estación cuenta con una serie histórica de registros desde el año 1950; sin embargo, no se dispone de datos completos para todas las variables que se desean analizar. En la Figura 4.1.10 se sintetiza la disponibilidad de información por variable, junto con el período de interés del estudio, definido en 30 años entre 1995 y 2024. Se observa que, para la precipitación, se cuenta con la serie requerida para todo el período de análisis, mientras que las variables de evaporación y evapotranspiración presentan faltantes de información, dichas series fueron estimadas de acuerdo con el procedimiento descrito en la Sección B.1.

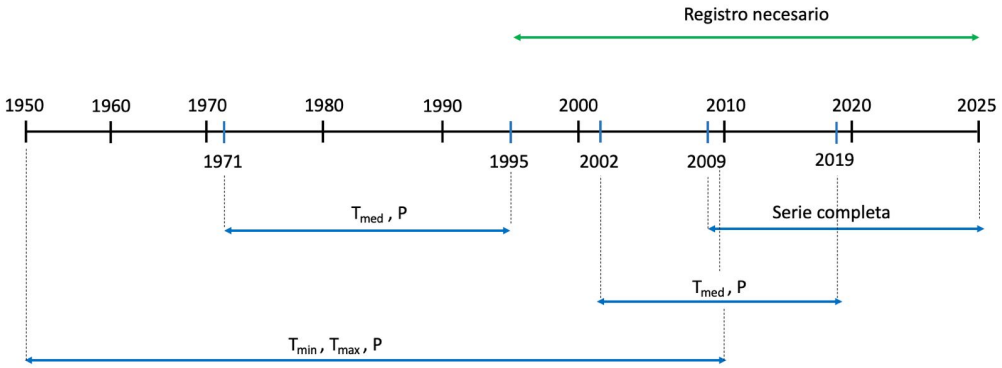


Figura 4.1.10: Registro histórico de datos climáticos.

4.1.4.1. Precipitación

Se presenta en la Figura 4.1.11 el ciclo medio anual de la precipitación en la estación meteorológica desde el año 1995 hasta 2024.

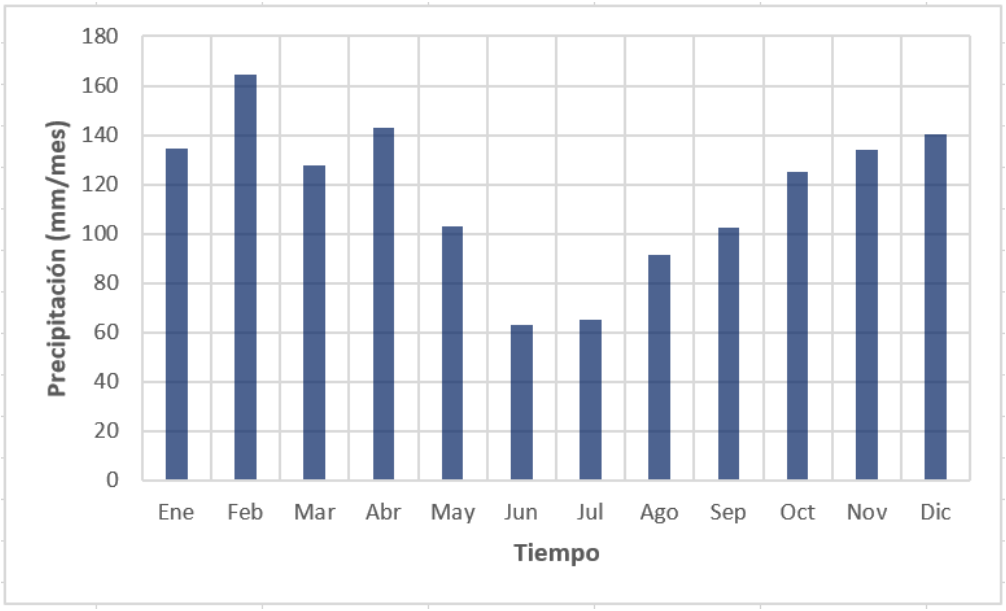


Figura 4.1.11: Ciclo medio anual de la precipitación en la EEMAC.

En la Figura 4.1.11 se observa que de acuerdo a las series históricas analizadas, los meses de diciembre a abril son los que presentan mayor precipitación abarcando un rango de 125 mm en el mes de marzo hasta más de 160 mm en el caso de febrero, mientras que desde mayo hasta setiembre las precipitaciones son de menor magnitud variando entre 60 mm y más de 100 mm.

4.1.4.2. Evaporación

La evaporación se estimó de forma indirecta, dado que esta variable no es medida en la estación meteorológica de la EEMAC. Los detalles de cálculo se presentan en el Sección B.1. En la Figura 4.1.12 se muestra el ciclo medio anual de la evaporación para la EEMAC, calculado para el período 1995-2024.

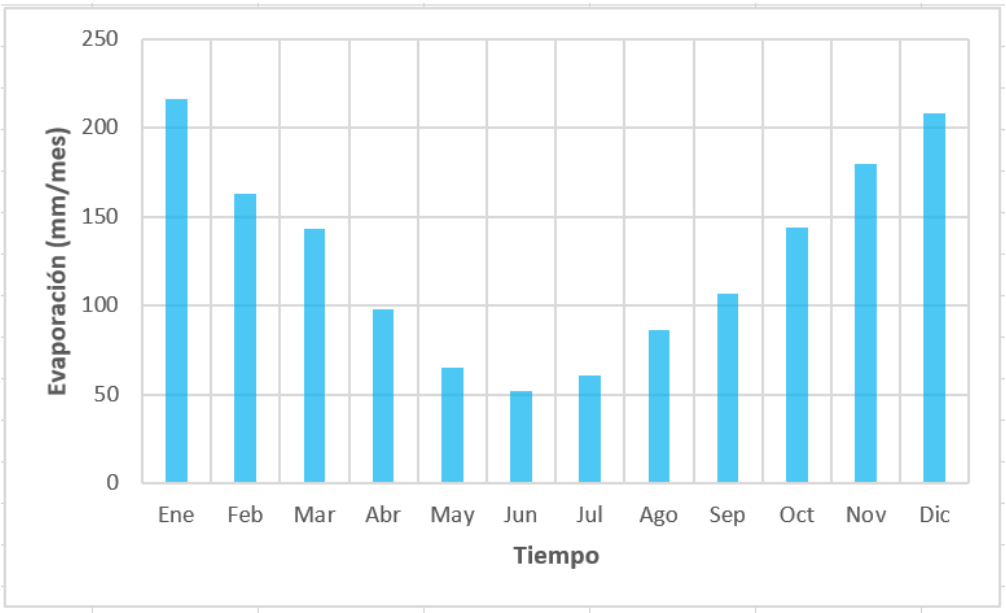


Figura 4.1.12: Ciclo medio anual de evaporación en la EEMAC.

En la Figura 4.1.12 se observa que los meses de verano son la época de mayor evaporación llegando a valores mayores de 200 mm, mientras que los de invierno son los de menor evaporación con un mínimo de 50 mm.

4.1.4.3. Evapotranspiración

Por otro lado, la estación dispone de registros de evapotranspiración para el período 2010–2024, obtenidos a partir de estimaciones basadas en las demás variables meteorológicas medidas mediante la ecuación de Penman Monteith. Los valores faltantes fueron completados a partir de los datos de la estación más cercana que mide evapotranspiración, perteneciente al INIA Salto Grande. El detalle de cálculo se muestra en la Sección B.2. Se presenta el ciclo medio anual presentado en la Figura 4.1.13.

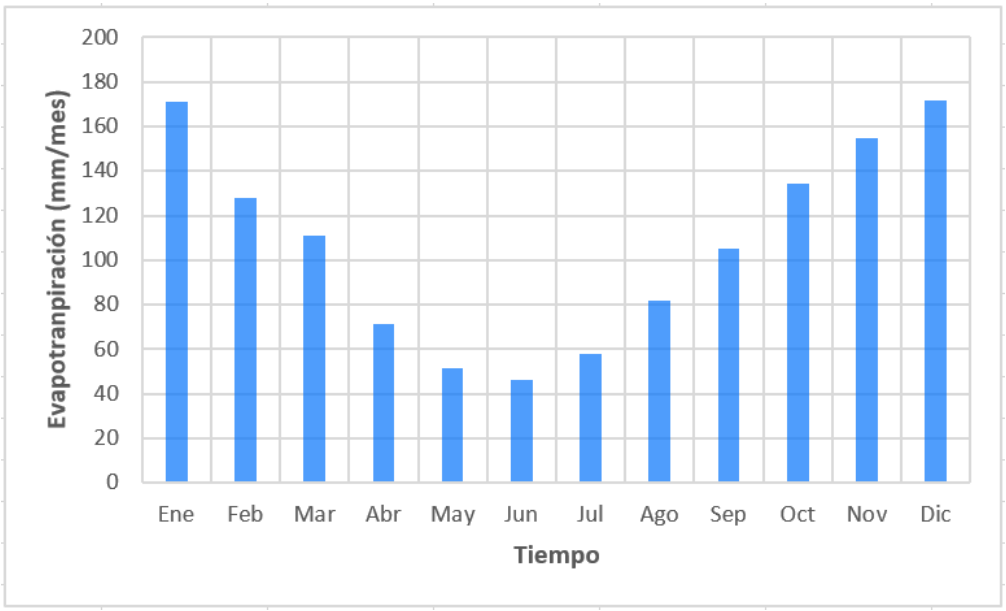


Figura 4.1.13: Ciclo medio anual de evapotranspiración en la EEMAC.

En la Figura 4.1.13 se observa que los meses de verano son la época de mayor evapotranspiración llegando a valores de 170 mm, mientras que los de invierno son los de menor evapotranspiración con valores mínimos de 45 mm.

4.2. Caracterización del Establecimiento Lechero

Esta sección se enfoca en describir en detalle la caracterización del establecimiento lechero existente en la EEMAC. Para ello, el día 11 de abril del corriente año se llevó a cabo un relevamiento in situ sobre la gestión operativa del tambo, con el objetivo de recabar información actualizada acerca de la distribución de los potreros que están destinados a la lechería, el número de animales presentes en el establecimiento y el manejo que reciben, la infraestructura disponible en el tambo experimental, las prácticas operativas implementadas y los principales desafíos enfrentados en la rutina diaria. Como resultado, se obtuvo información general sobre el sistema que será desarrollada en los apartados siguientes.

Cabe destacar que gran parte de la información fue proporcionada por el zootecnista Gabriel Menegazzi, investigador especializado en sistemas de cama caliente y actual integrante del cuerpo docente de la EEMAC.

4.2.1. Uso de suelo para lechería

El padrón rural Nº 124 abarca una superficie de 1.237 has, de las cuales 286 se encuentran destinadas al sistema productivo lechero. Dichas hectáreas se organizan en 16 potreros que integran de manera complementaria las distintas funciones del establecimiento: áreas agrícolas utilizadas para la producción de forrajes que se destinan como alimento para las vacas, potreros de pasturas destinados al pastoreo directo del rodeo; superficies reservadas para la crianza y recría de animales; un potrero destinado a la infraestructura central del tambo, donde se ubican las instalaciones de ordeñe, el galpón de cama caliente y el sistema de gestión de efluentes; un potrero utilizado para la disposición final de dichos efluentes y finalmente potreros destinados a la disposición final del estiércol y residuo de cama caliente (CC) generados en el tambo. La ubicación y potreros de se muestran en las láminas UB-01 y UB-02 del Apéndice J.

En la Figura 4.2.1 se presentan los distintos potreros que conforman este esquema productivo y de forma resumida, en la Tabla 4.2.1 se presenta el uso de suelo de los 16 potreros que resume la información presentada

en la Apéndice D. También se muestran estos en la Lámina UB-01 que se de la Apéndice J.

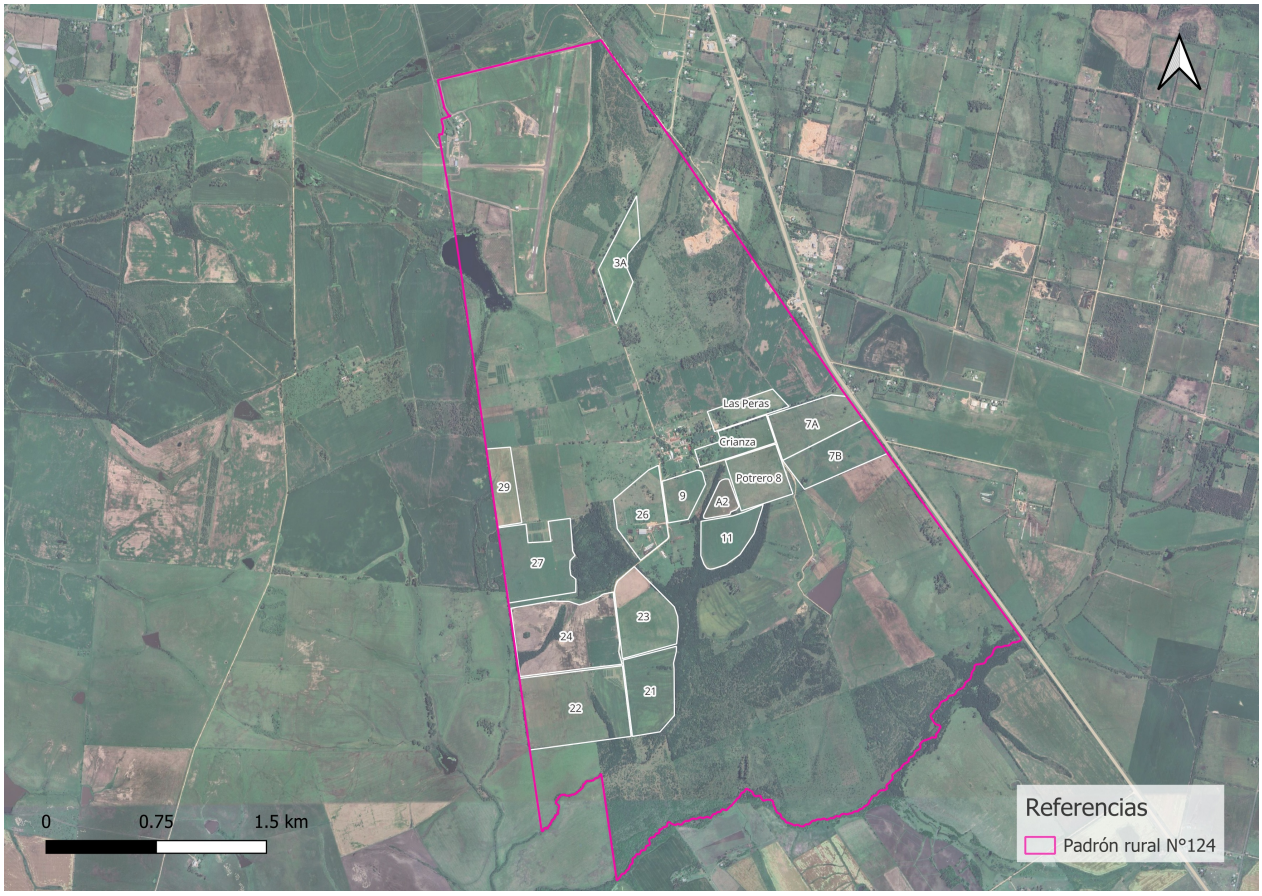


Figura 4.2.1: Distribución de potreros designados a lechería en la EEMAC.

Tabla 4.2.1: Distribución del uso del suelo y superficie de los potreros destinados al establecimiento lechero.

Potrero	**Uso de suelo**	**Superficie (ha)**
3A	Área de pasturas	10,0
7A	Área de pasturas	15,0
7B	Área de pasturas	16,7
8	Área de pasturas	13,0
9	Área de pasturas	7,4
A2	Área de pasturas	4,0
11	Área de pasturas	11,0
21	Área agrícola / Disposición de estiércol y CC	16,5
22	Área agrícola / Disposición de estiércol y CC	26,8
23	Área de pasturas / Disposición de efluentes / Disposición de estiércol y CC	18,3
24	Área agrícola / Disposición de estiércol y CC	31,5
26	Infraestructura central del tambo	16,0
27	Área agrícola / Disposición de estiércol y CC	23,0
29	Área agrícola / Disposición de estiércol y CC	9,0
Crianza	Área de recría	6,0
Las Peras	Área de recría	6,5

Los potreros clasificados como áreas de pasturas se destinan al pastoreo directo del rodeo lechero, mientras que las áreas agrícolas cumplen la función de producir forraje, principalmente maíz, sorgo y avena, que luego se ensila para complementar la dieta. Los potreros Crianza y Las Peras se reservan específicamente para la cría y la recría de animales. El potrero 23 cumple una doble función: por un lado se utiliza como área de pastoreo y, al mismo tiempo, recibe la disposición final de los efluentes generados del tambo y estiércol y residuo de cama caliente. Otros potreros donde se disponen el estiércol y residuo de cama caliente son el 21, 22, 24, 27 y 29. Finalmente, el potrero 26 concentra la infraestructura central, que incluye las instalaciones y equipamientos necesarios para la operativa diaria del sistema lechero experimental.

4.2.2. Sistemas de producción

El sistema de producción lechera cuenta actualmente con 117 vacas en ordeñe, cuya organización se desglosa en tres lotes diferenciados: estabulado, mixto y pastoril. Estos lotes se diferencian por el tipo de tratamiento que reciben y por la producción de leche que generan [6]:

- Estabulado: lote de vacas alojadas de forma permanente en el galpón de cama caliente.
- Mixto: lote que combina pastoreo en el corral a cielo abierto durante el día y encierro en el galpón de cama caliente durante la noche.
- Pastoril: lote que permanece en pastoreo de forma continua en los potreros con pasturas.

La distribución de los animales en estos sistemas de manejo se resume en la Tabla 4.2.2.

Tabla 4.2.2: Número de vacas en ordeñe y producción promedio según sistema de manejo.

Lote	**Número de vacas**	**Producción promedio (L/VO/d)**
Estabulación en galpón de cama caliente	20	35
Sistema mixto	47	28
Sistema pastoril	50	19
Total	**117**	–

4.2.3. Infraestructura del tambo experimental y gestión del rodeo

En la Figura 4.2.2 se presenta la organización de la infraestructura del tambo experimental, localizada en el Potrero N.º 26, identificado en la Subsección 4.2.1. Esto se muestra además en las láminas TAMB-01 y TAMB-02 de la Apéndice J.



Figura 4.2.2: Vista en planta del potrero N°26 con las instalaciones del tambo.

4.2.3.1. Galpón de cama caliente

El sistema de cama caliente fue implementado en el año 2019 en el tambo experimental y su ubicación dentro del establecimiento se encuentra representada en la Figura 4.2.2. La disposición interna del galpón de cama caliente se ilustra en la Figura 4.2.3. El pasillo central destinado a la circulación del personal operativo, a un

lado de este se encuentra una superficie destinada a la cama caliente, seguida por una franja de hormigón que actúa como patio de alimentación y culmina en la zona de comederos y bebederos. Este diseño se repite de forma simétrica en el lado opuesto del pasillo central. En condiciones de capacidad completa, las camas calientes pueden albergar hasta 32 vacas de cada lado del pasillo central, es decir, un total de 64 vacas.



Figura 4.2.3: Distribución interna del galpón de cama caliente.

El recinto consiste en una estructura con cubierta de chapa y laterales abiertos, equipada con sistemas de ventilación e irrigación destinados a mantener condiciones adecuadas de confort térmico para los animales durante los períodos de temperaturas elevadas.

4.2.3.2. Corral de espera y sala de ordeñe

Las instalaciones en las que se desarrolla la actividad de ordeñe son el corral de espera y la sala de ordeñe.

El manejo del rodeo en esta etapa comienza de madrugada, antes del primer ordeñe que tiene lugar alrededor de las 3:00 h. El segundo ordeñe se realiza entre las 15:00 y 16:00 h. En cada ocasión, los animales son trasladados desde su sector de alojamiento hacia el corral de espera. De allí ingresan en lotes de 8 hacia la sala de ordeñe y, una vez finalizado el ordeñe, retornan a su sector correspondiente dentro del establecimiento. De esta manera, cada lote de vacas atraviesa dos veces al día las instalaciones de corral de espera y sala de ordeñe.

El corral de espera es un espacio abierto de piso de hormigón en el cual las vacas esperan a su momento de ingreso a la sala de ordeñe, tal como se muestra en la Figura 4.2.4. Este sector tiene 94 m^2 de superficie, un

piso ranurado para seguridad de las vacas al desplazarse, pendientes adecuadas para el desagüe del agua de lavado y una malla para brindar sombra a las vacas y reducir el estrés por calor.

La sala de ordeñe cuenta con una fosa central de operación, delimitada lateralmente por plataformas sobre las cuales se ubican las vacas. Esta configuración permite que el personal trabaje desde la fosa, situada a un nivel inferior, facilitando el acceso a los pezones de los animales. A cada lado de la fosa se encuentran instalados los órganos de ordeñe, conectados a un sistema centralizado de recolección de leche por la cual esta es conducida a un tanque de enfriamiento ubicado en una sala contigua. La vista general del corral de espera y la disposición de la sala de ordeñe se presentan en la Figura 4.2.4.

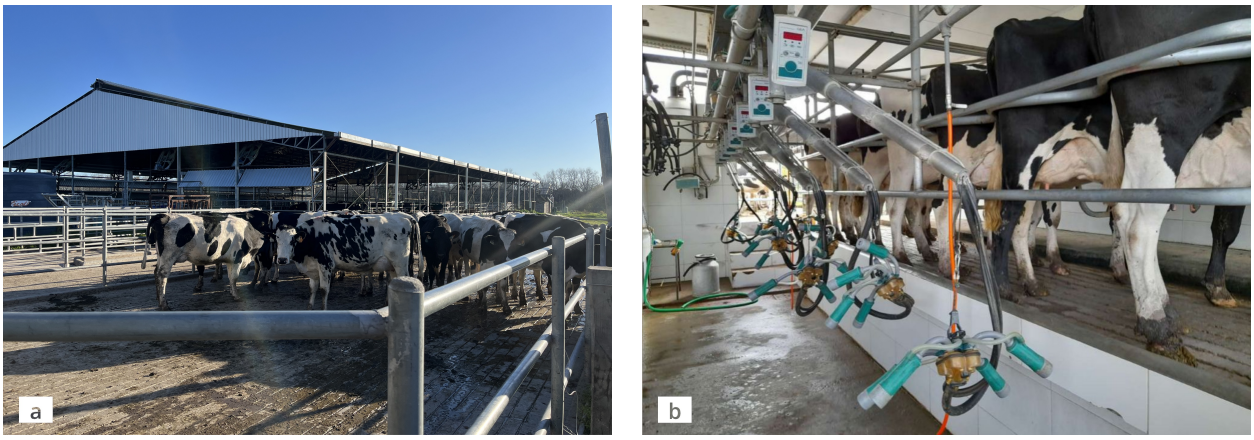


Figura 4.2.4: Disposición del sector de ordeñe. a) Vista general del corral de espera, tomada desde la zona de ingreso a la sala de ordeñe. b) Interior de la sala de ordeñe con fosa central, plataformas de cada lado y órganos de ordeñe.

El tiempo promedio requerido para ordeñar una vaca es de aproximadamente 8 minutos. La máquina dispone de ocho órganos de ordeñe, lo que permite atender de manera simultánea a una tanda de igual número de animales. Mientras se desarrolla el ordeñe de esa tanda, se procede desde el lado opuesto de la plataforma a la colocación de las vacas correspondientes al siguiente grupo. Este procedimiento asegura que el proceso se ejecute de forma continua y sin interrupciones entre tandas.

El manejo de las vacas en el corral de espera es por lotes, pasando por este sector un lote por a la vez, dos veces al día. Sin embargo, la limpieza de este sector del tambo se realiza una vez que se termina el proceso de ordeñe, lo que implica dos limpiezas por día. El método utilizado para la limpieza en el corral de espera consiste en un lavado con agua a presión mediante una manguera. Por otro lado, en la sala de ordeñe se realiza la limpieza de los órganos de la máquina de ordeñe y de la fosa, ya que se procura que la sala se mantenga siempre lo más limpia posible.

4.2.3.3. Sala de enfriamiento

En la sala de enfriamiento, presentada en la Figura 4.2.5), se encuentra instalado un tanque de frío modelo TCOOL [59], con capacidad de 10.000 litros. A este tanque llega la leche proveniente de la sala de ordeñe, cuya temperatura inicial es reducida hasta alcanzar los rangos óptimos de conservación, permaneciendo allí almacenada hasta su posterior recolección por el camión cisterna.



Figura 4.2.5: Sala de enfriamiento donde se ubica el tanque de frío.

La leche ingresa al tanque a través de las conducciones desde la sala de ordeñe con una temperatura aproximada de 37 °C siendo posteriormente enfriada hasta alcanzar los 4 °C requeridos para su almacenamiento. El producto permanece en el tanque hasta su remisión, la cual se realiza una vez completada su capacidad, aproximadamente una vez por día [73]. El proceso de enfriamiento se realiza mediante un sistema de refrigeración por expansión directa, cuya operación es controlada de forma automática por el sistema de gestión del propio equipo, manteniendo la leche dentro del rango térmico adecuado hasta su remisión [59].

Este equipo cuenta con un sistema de limpieza Cleaning in Place (CIP) integrado, diseñado para realizar de forma automática la limpieza tanto del propio tanque como de los órganos y de la máquina de ordeñe. Ambos equipos se encuentran interconectados a través de las tuberías de la línea de leche, permitiendo la ejecución de los ciclos de limpieza en un circuito cerrado.

El sistema de limpieza es regulado mediante un módulo de control, el cual automatiza los distintos ciclos de limpieza y controla la dosificación de los detergentes alcalino y ácido, y el higienizador. En la Figura 4.2.6 se presenta la conexión de la línea de leche y el equipamiento asociado al sistema de limpieza CIP.



Figura 4.2.6: a) Conexiones de la línea de leche desde sala de ordeñe, hacia tanque de frío. b) Vista general del sistema de CIP.

4.2.3.4. Corral a cielo abierto

El corral a cielo abierto, mostrado en la Figura 4.2.7, corresponde a un sector delimitado dentro del potrero N°26, destinado al rodeo bajo el esquema de manejo mixto. En este espacio los animales permanecen temporalmente durante el día, entre los ordeñes, y posteriormente se trasladan al galpón de cama caliente. Los sectores techados con malla sombra se incorporan para brindar mayor confort a las vacas, ya que la exposición a altas temperaturas constituye un factor crítico de bienestar animal [60].



Figura 4.2.7: Corral a cielo abierto.

Capítulo 5

Implementación de un sistema de riego mediante pivote central

Con el fin de aumentar la productividad de los cultivos existentes en la EEMAC, que constituyen la base alimenticia del rodeo lechero, la contraparte propone la implementación de un sistema de riego mediante pivote central para abastecer aproximadamente 30 hectáreas de cultivos.

Para alcanzar este objetivo, se realiza una evaluación diagnóstica y se formula un proyecto de riego de acuerdo con los lineamientos del PUSA, instrumento establecido por el Decreto N.°405/008, en concordancia con el Derecho de extracción de agua previsto en el Código de Aguas. El sistema de riego propuesto abarca la elección de la fuente de agua y el diseño hidráulico de las conducciones hasta la definición de los pivotes.

5.1. Evaluación diagnóstica de la situación actual

Históricamente, el sistema de riego en el predio se basaba en riego por gravedad. El agua se captaba desde un tajamar ubicado al sureste del mismo y se bombeaba hacia un tanque de almacenamiento. Desde ese tanque, el agua se distribuía hacia las parcelas de riego. Actualmente si bien el predio no cuenta con un sistema de riego en operación, permanece la infraestructura de la caseta de bombeo y el tajamar.

A efectos de evaluar la viabilidad de un nuevo sistema de riego y definir alternativas de abastecimiento, resulta necesario caracterizar las fuentes de agua disponibles en el predio. En la siguiente sección se describen los recursos hídricos existentes.

5.1.1. Fuentes de agua

El predio dispone de dos tipos de fuentes de agua: pozos y tajamar. La ubicación de estas fuentes en el padrón de estudio se presenta en la Figura 5.1.1.

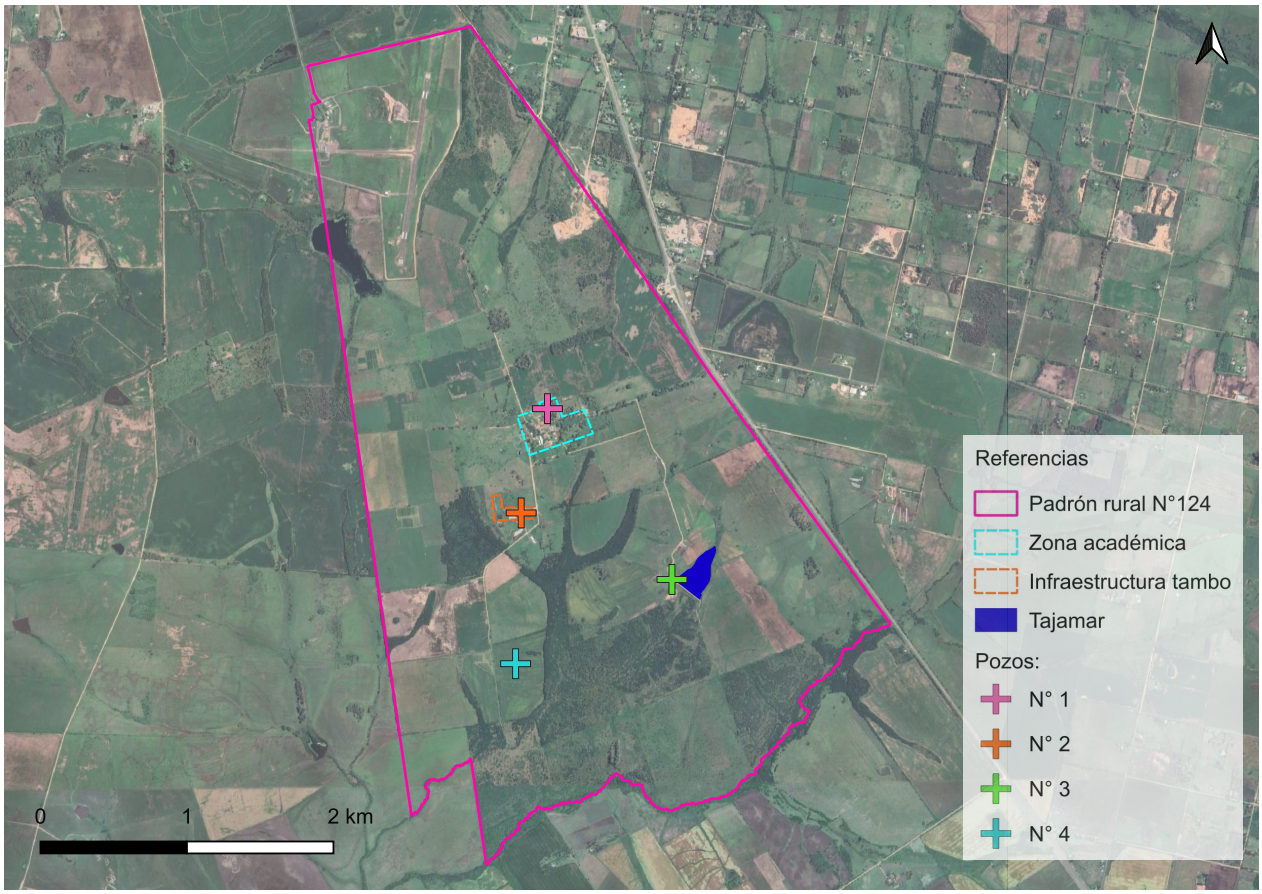


Figura 5.1.1: Fuentes de agua presentes en el padrón de estudio.

5.1.2. Pozos

Los pozos existentes en el predio, identificados en la Figura 5.1.1 son utilizados con fines productivos de los sectores agrícola y lechero, como también para las instalaciones académicas. Se presentan los caudales diarios de extracción registrados por DINAMIGE en la Tabla 5.1.1 y la información complementaria relativa a litología y diámetros se detalla en la Sección C.1.

Tabla 5.1.1: Caudales y características de los pozos en el predio.

Parámetro	**Pozo 1**	**Pozo 2**	**Pozo 3**	**Pozo 4**
Identificador	DIN A 954/1	PRN 850	DIN A 954/2	DIN A 982/3
Q medio (m^3/h)	18,0	30,0	2,4	8,8
Profundidad total (m)	70	70	54,5	52,5
Profundidad de aporte (m)	55	n/d	40	48
Nivel estático (m)	14,5	n/d	7,3	15
Nivel dinámico (m)	32,7	n/d	32,6	29,5

Como se observa en la Tabla 5.1.1 la capacidad de explotación de agua en cada pozo varía entre los rangos de $2,4$ m^3/h a $30,0$ m^3/h.

5.1.3. Tajamar

El tajamar existente se ubica sobre un ramal de la cañada del Sauce, este se muestra junto con su cuenca asociada en la Figura 5.1.2. El mismo está construido de suelo natural compactado, tiene una cuenca de aporte de $33,5$ ha, una superficie de espejo de agua de $4,5$ has y una revancha de $1,0$ m sobre el nivel de vertido. En la lámina RIEG - 03 del Apéndice J se representa la estructura del tajamar existente.

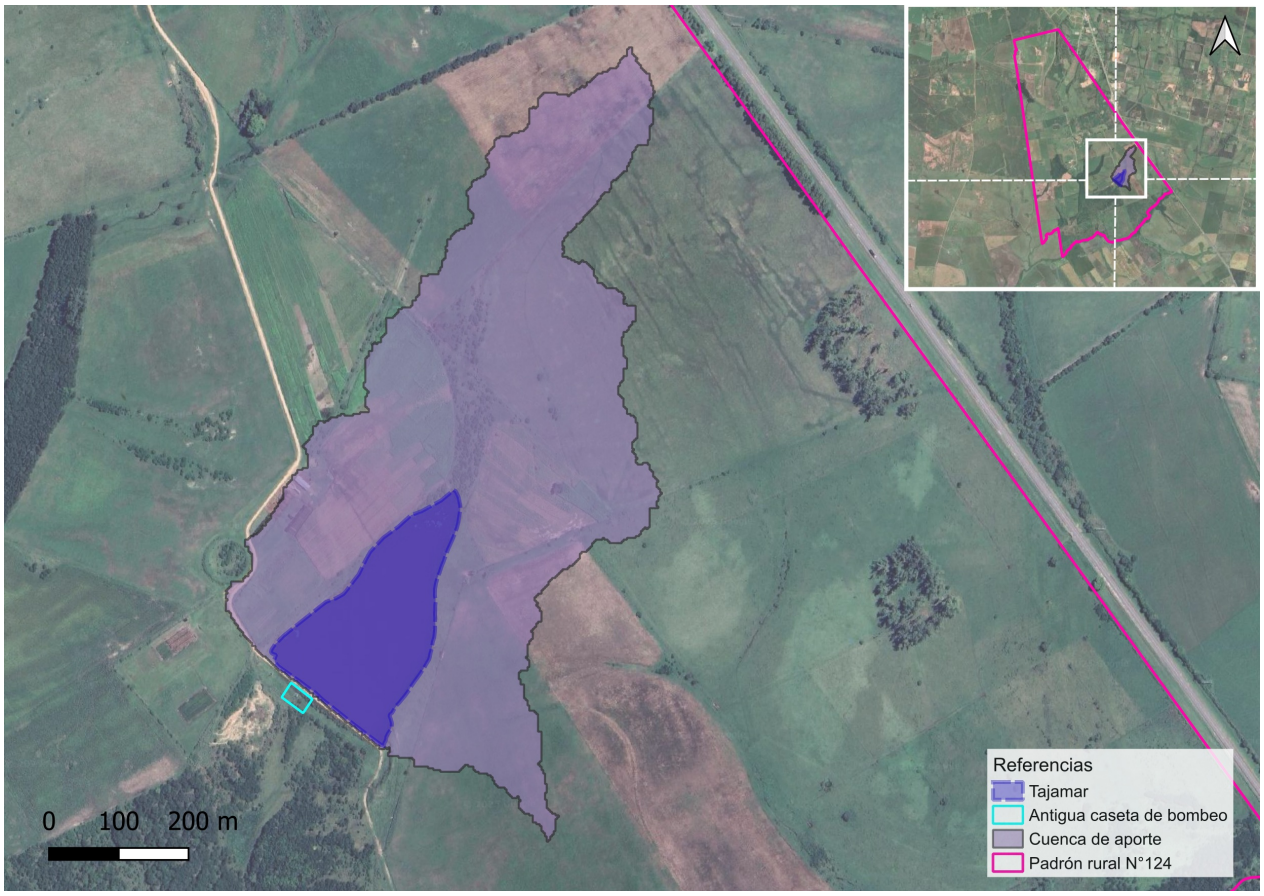


Figura 5.1.2: Ubicación del tajamar existente en el predio.

En la Tabla 5.1.2 se sintetizan los parámetros característicos de la cuenca de aporte al embalse, en particular la diferencia de cotas entre los extremos del cauce (ΔH), la pendiente media del cauce principal (S) y el tiempo de concentración de la cuenca (T_c).

Tabla 5.1.2: Parámetros de la cuenca de aporte al tajamar.

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
ΔH	15,8	m
S	1,5	%
T_c	22,1	min

5.1.3.1. Caracterización geométrica del tajamar

Con el fin de caracterizar la capacidad de almacenamiento del tajamar, en la Tabla 5.1.3 y en la Figura 5.1.3 se presentan los valores y gráficos correspondientes a las curvas altura-superficie-volumen (H–A-V), que permiten relacionar la cota del nivel de agua en el tajamar, con el área embalsada y el volumen almacenado. Los datos para la generación de estas curvas fueron brindados a través de planos por parte del personal de la estación experimental.

Tabla 5.1.3: Curvas H–A–V del tajamar.

H [m]	Cota [m]	A [ha]	V [hm^3]
0,00	41,65	0,19	0,01
1,00	42,65	0,79	0,01
2,00	43,65	1,80	0,02
3,00	44,65	3,04	0,05
4,00	45,65	4,79	0,08
5,00	46,65	7,13	0,14
6,00	47,65	10,48	0,24

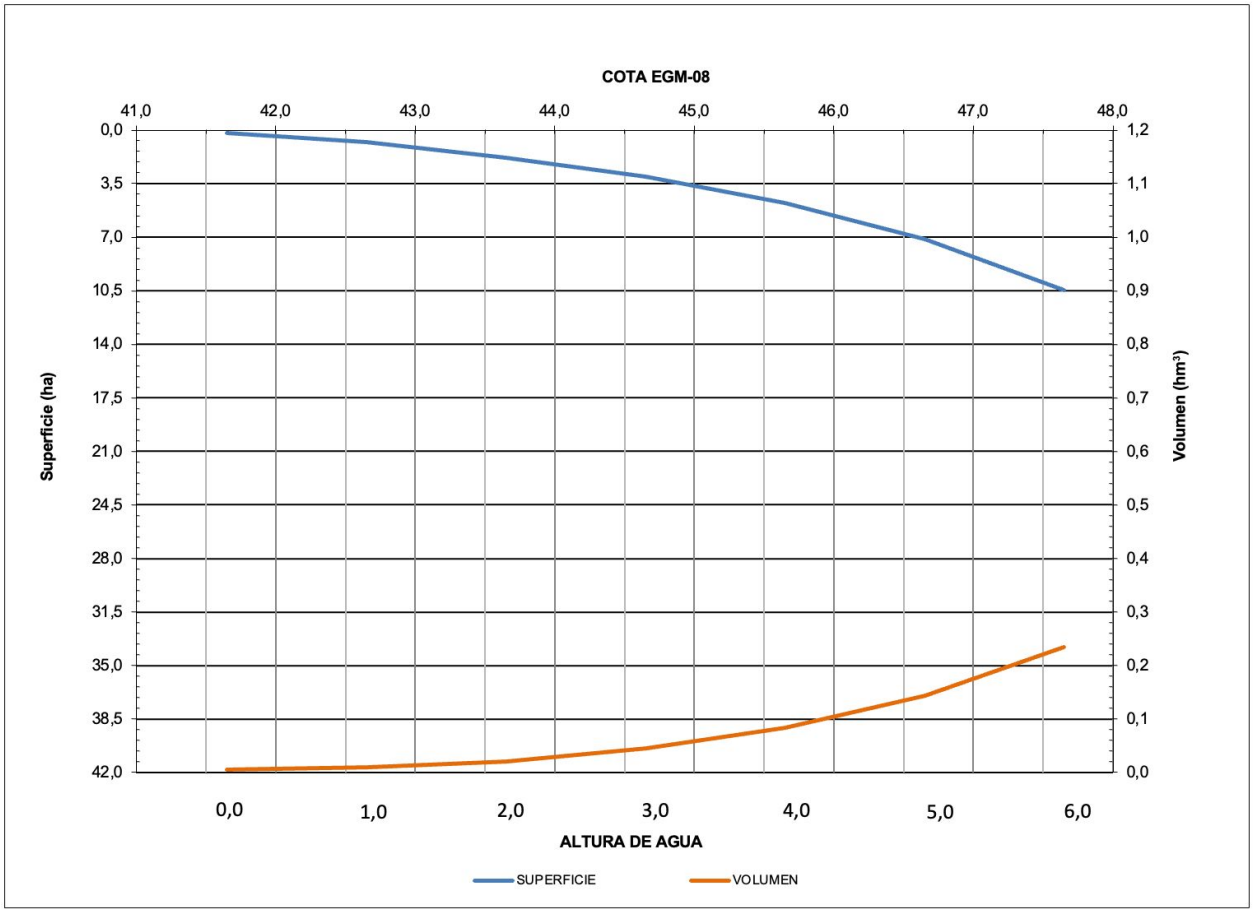


Figura 5.1.3: Curva H–A-V del tajamar.

El volumen útil del tajamar se define como la diferencia entre el volumen correspondiente a la altura de vertido y el volumen asociado a la altura de la obra de toma. En la Tabla 5.1.4 se presentan las alturas vinculadas a estos niveles y los volúmenes correspondientes. Estos valores permiten determinar los límites operativo y máximo del almacenamiento aprovechable, los cuales se utilizan posteriormente en el balance hídrico del sistema.

Tabla 5.1.4: Alturas de referencia y volúmenes del tajamar.

	H [m]	**V [hm^3]**
Obra de toma	0,50	0,01
Vertido	4,35	0,10

5.1.3.2. Evaluación del funcionamiento del tajamar

Para evaluar el desempeño del tajamar fue necesario estimar el volumen de escorrentía generado en su cuenca de aporte. Con este fin, se llevó a cabo una simulación hidrológica correspondiente al período 1995–2024 utilizando el modelo de Temez. A partir de los resultados obtenidos en el modelo, se analizó la evolución del nivel en el embalse mediante un balance hídrico de paso mensual aplicado al mismo período de tiempo sin considerar volumen de demanda. Los cálculos se desarrollan en la Subsubsección E.2.0.2.

En la Figura 5.1.4 se presentan la escorrentía y la precipitación mensual en la cuenca de aporte al tajamar para el período 1995–2024. A su vez, en la Figura 5.1.5 se muestra la variación del nivel de agua en el embalse.

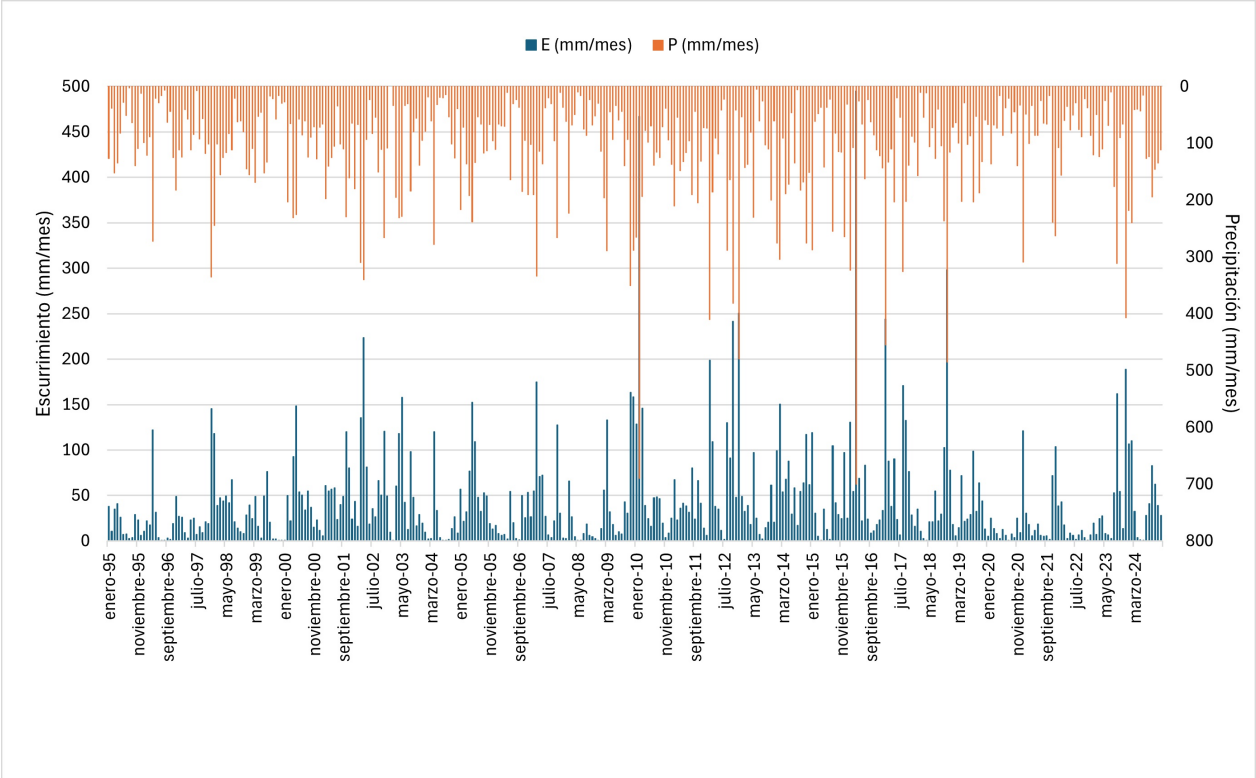


Figura 5.1.4: Precipitación mensual y escorrentía estimada por el modelo de Témez (1995–2024).

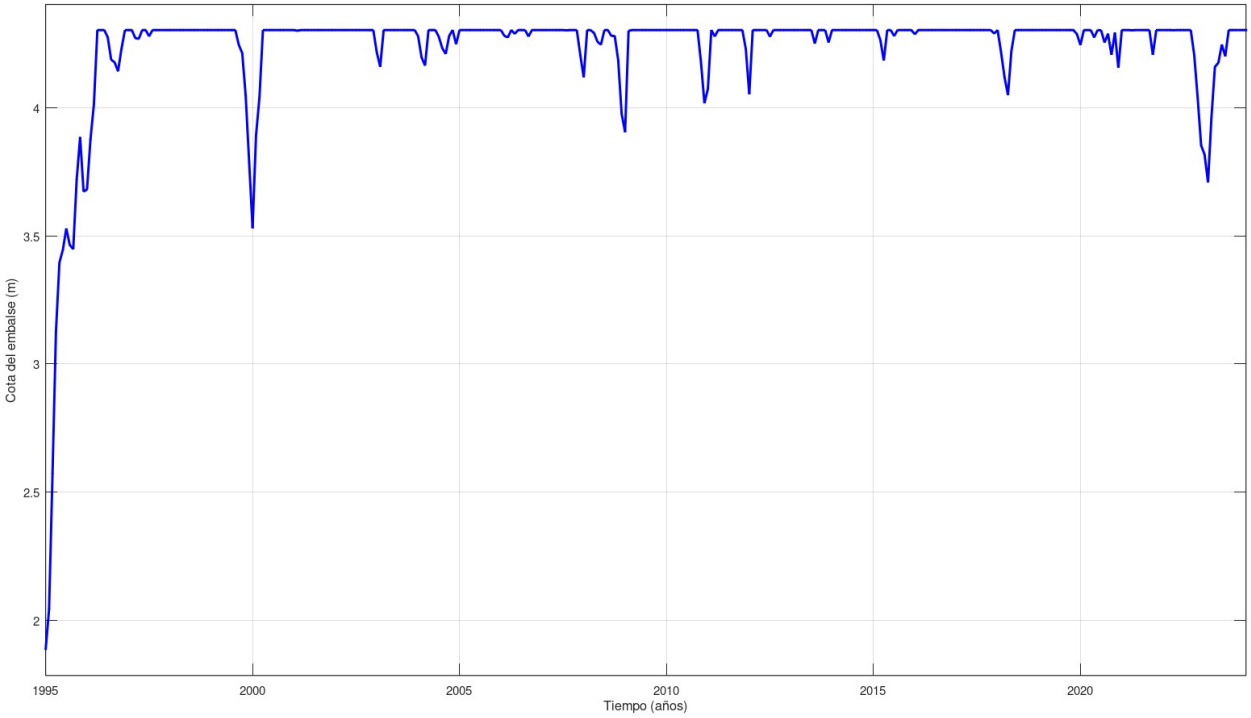


Figura 5.1.5: Variación del nivel de agua en el tajamar.

El comportamiento del embalse resulta consistente con la precipitación registrada en la cuenca: a menores precipitaciones, menor es también la recarga del embalse. Al comparar la serie de precipitaciones y escorrentías obtenidas con el modelo de Temez de la Figura 5.1.4 con la evolución de la cota del embalse, ilustrada en la Figura 5.1.5, se observa que los picos mas marcados de descenso en la cota del embalse, se corresponde a los años donde las precipitaciones y por ende la escorrentía, fueron menores. Un ejemplo de esto ocurre en mes de enero del año 2000, donde el nivel en el embalse llega a valores de $3,5$ m.

5.1.4. Conclusiones del diagnóstico de la situación actual

En la actualidad, el predio no dispone de un sistema de riego en funcionamiento. Sin embargo, el relevamiento realizado evidencia que el establecimiento cuenta con pozos y un tajamar que pueden servir como base para la implementación de un sistema de riego. Se constató que el nivel de agua del tajamar se mantiene en el período de tiempo evaluado, por encima de los $3,5$ m de altura, asegurando un volumen útil disponible para su aprovechamiento. Asimismo, los pozos presentes en el padrón pueden ser una fuente complementaria.

5.2. Propuesta de modificación para el sistema de riego

La propuesta de modificación del sistema de riego mediante pivote central se centra en definir el área a regar y las rotaciones de cultivos proyectadas, lo que permite estimar la demanda hídrica y dimensionar los caudales necesarios. Se evaluó la capacidad de las fuentes de agua existentes y se consideraron alternativas de abastecimiento, incluyendo un embalse proyectado y un sistema de sifón invertido. El diseño contempla la línea de impulsión, la estación de bombeo y los pivotes centrales, estableciendo parámetros de operación, dimensiones de equipos, memoria constructiva y operativa, así como estimaciones de costos.

5.2.1. Rotaciones y potreros proyectados

Con el fin de implementar el sistema de riego, fue necesario definir la rotación de cultivos a implantar. La contraparte estableció una rotación proyectada para los próximos cinco años que se presenta en la Tabla 5.2.1.

Tabla 5.2.1: Secuencia de cultivos en período cinco años.

	Año 1	**Año 2 a 4**	**Año 5**
Cultivo	Maíz	Pradera mixta[1]	Avena

Los potreros en los cuales se puede implementar la rotación mencionada son aquellos destinados a la agricultura según se indica en la Tabla 4.2.1 y corresponden a los identificados con los números 21, 22, 24, 27 y 29 como se presenta en la Figura 5.2.1:

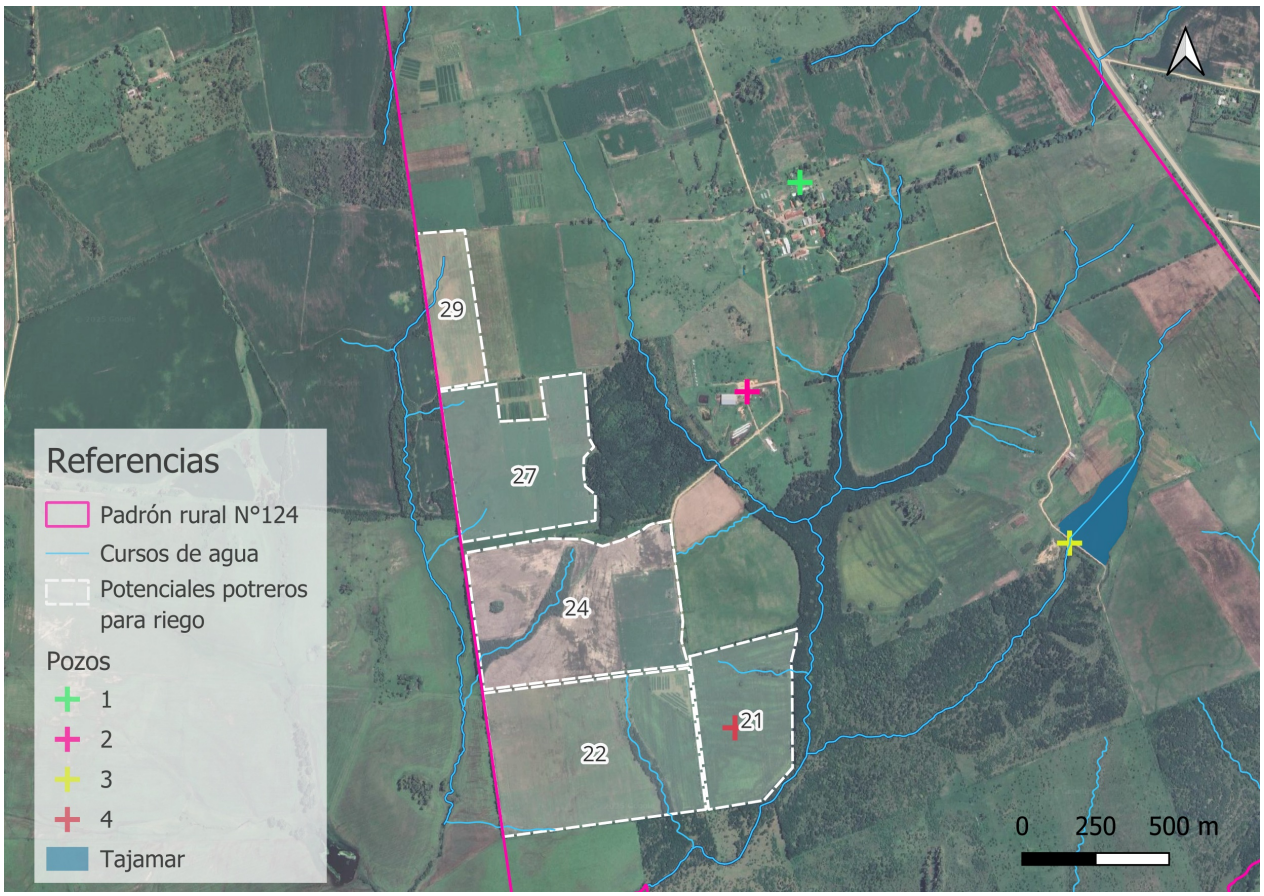


Figura 5.2.1: Potreros potenciales para riego y fuentes de agua presentes en la zona de estudio.

5.2.2. Demanda hídrica de los cultivos

La demanda hídrica de los cultivos se estimó a partir de un balance hídrico mensual realizado para un período de 30 años (1995 - 2024), que contempla la precipitación, la humedad antecedente en el suelo y la evapotranspiración del cultivo. El detalle de cálculo del balance se presenta en la Sección E.1.

[1]Pradera mixta: Festuca, Lotus y Trébol blanco.

En la Figura 5.2.2 se presenta la evolución en los 30 años de la demanda hídrica mensual para riego de la rotación planteada en la Subsección 5.2.1.

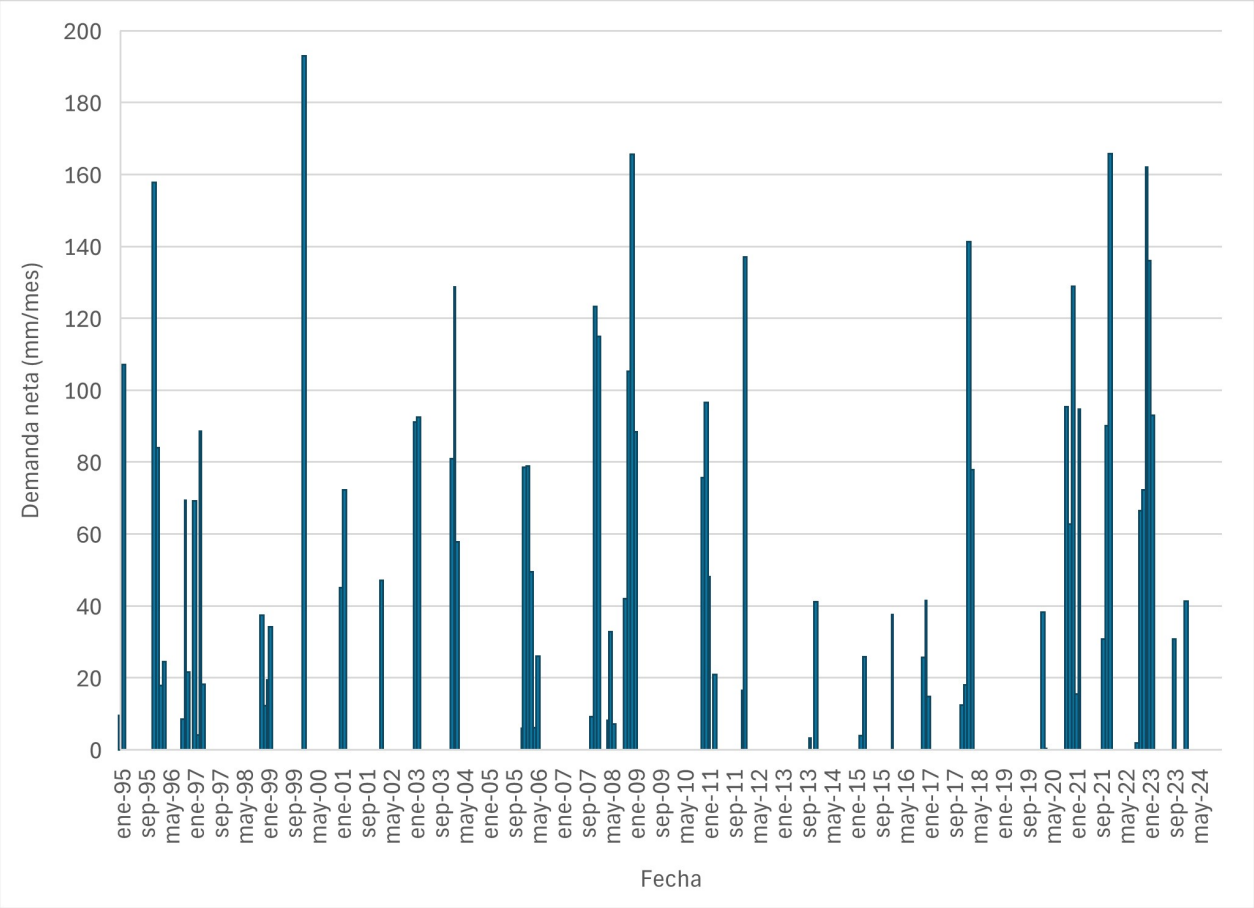


Figura 5.2.2: Demanda mensual para la rotación establecida en el período de 1995-2004.

El comportamiento de la demanda neta a lo largo de la rotación de cultivos muestra que los meses de mayor demanda hídrica corresponden a los meses entre noviembre y febrero. Cabe destacar que la demanda neta se presenta sin considerar la eficiencia del equipo de riego a utilizar.

La lámina máxima demandada registrada en la serie corresponde a enero de 1999 con un valor de 193 mm/mes, coincidiendo con el período en que el cultivo simulado era al maíz dentro de la rotación. Ese año coincidió con la ocurrencia del fenómeno climático "La Niña" en Uruguay, caracterizado por una intensa sequía a nivel nacional [109]. Resulta pertinente destacar otros períodos secos relevantes dentro del intervalo 1995–2024, que permiten contextualizar la ocurrencia de años atípicos y la variabilidad climática que condiciona la disponibilidad hídrica para los cultivos, los cuales se resumen en la Tabla 5.2.2.

Tabla 5.2.2: Principales períodos de sequía en Uruguay en el período 1998-2024 con los fenómenos asociados.

Período	Clasificación	Fenómeno
1998-1999	Sequía nacional	La Niña [109]
2005	Sequía regional	Déficit localizado en el Noroeste [109]
2008-2009	Sequía nacional	La Niña [109]
2010-2011	Sequía nacional	Persistencia de condiciones secas post 2008-09 [109]
2015	Sequía regional	Afectó principalmente el Noroeste [110]
2017-2018	Sequía nacional	La Niña [110]
2020-2023	Sequía nacional	Sequía prolongada [112]

5.2.3. Capacidad de riego de las fuentes de agua existentes

En función de las fuentes de agua identificadas en el padrón, se busca evaluar su capacidad para satisfacer las necesidades hídricas de los cultivos que se quiere implantar. En particular, se pretende determinar su desempeño como abastecimiento para un sistema de riego mediante pivote central.

5.2.3.1. Capacidad de riego del tajamar actual

La evaluación de la capacidad de riego del tajamar se realizó mediante un balance hídrico de paso mensual en el período 1995-2024, con el objetivo de determinar la garantía de cumplimiento de esta fuente de agua. En dicho balance, el volumen demandado corresponde a la lámina neta de los cultivos obtenida en la Subsección 5.2.1 que se ajustó por la eficiencia bruta del sistema de riego, siendo para pivote un porcentaje de 0,85 %. El detalle del cálculo se presenta en la Sección E.2.

Del balance se obtiene una garantía de cumplimiento mensual, que se calcula como el cociente entre el volumen de agua efectivamente entregado por el sistema (V_{dado}) y el volumen demandado en ese mes ($V_{\text{demandado}}$), expresado en porcentaje:

$$G_i(\,\%) = \frac{V_{\text{dado}}}{V_{\text{demandado}}} \times 100 \tag{5.1}$$

Este valor representa, para cada mes con demanda de riego no nula, el grado en que el sistema fue capaz de satisfacer los requerimientos hídricos del cultivo. El volumen demandado está relacionado directamente con el área a regar. Cuando la garantía de cumplimiento es inferior al 100 %, se considera que la fuente presenta una falla. Por lo tanto, es necesario definir un rango de falla admisible para evaluar si el volumen disponible en el tajamar resulta suficiente para abastecer la superficie que presenta demanda de riego.

Se definen los indicadores de falla anual y mensual como:

$$IF_a(\,\%) = 100 \times \frac{N^a_{\text{falla}}}{N^a_{\text{demanda}}} \qquad \text{y} \qquad IF_m(\,\%) = 100 \times \frac{N^m_{\text{falla}}}{N^m_{\text{demanda}}}$$

- N^a_{falla}: número de años en los que no se satisfizo completamente la demanda.
- N^a_{demanda}: total de años con demanda de riego considerados en el balance ($N^a_{\text{demanda}} = 27$).
- N^m_{falla}: número de meses en los que no se satisfizo completamente la demanda.
- N^m_{demanda}: total de meses con demanda de riego considerados en el balance ($N^m_{\text{demanda}} = 77$).

El indicador seleccionado para la toma de decisiones es el mensual, dado que la mayor demanda de riego se concentra únicamente en determinados meses del año. Considerar una falla anual resultaría excesivamente restrictivo, ya que bastaría un solo mes deficitario para clasificar todo el año como fallido. Evaluar la ocurrencia

de fallas a escala mensual permite un análisis más representativo de la dinámica real del sistema y de las condiciones efectivas de demanda. En este marco, se considera como superficie regable aquella para la cual el indicador de falla mensual sea 15 % [119].

Se presenta en la Tabla 5.2.3 los resultados obtenidos del balance en el tajamar actual.

Tabla 5.2.3: Porcentajes de falla anual y mensual para el tajamar actual.

Superficie de riego [ha]	**Años deficitarios**		**Meses deficitarios**	
	N^a_{falla}	$IF_a(\%)$	N^m_{falla}	$IF_m(\%)$
10,00	4,00	15 %	5,00	6 %
15,00	10,00	37 %	15,00	19 %
20,00	13,00	48 %	27,00	35 %

Se concluye que la capacidad de riego del tajamar actual se encuentra entre 10 y 15 ha, según el criterio de evaluación adoptado. Originalmente se contemplaba regar aproximadamente 30 ha del establecimiento, sin embargo, debido a las restricciones geométricas del pivote central, que se retomarán en la Subsubsección 5.2.8.1, la superficie efectiva proyectada se redujo a 27 ha. Aun así, como se muestra en la Tabla 5.2.3 para 20 ha el IF_m es mayor a 15 % por lo cual para regar una superficie de 27 ha el tajamar actual no alcanza a cubrir la demanda correspondiente a dicha superficie, lo que evidencia la necesidad de analizar alternativas adicionales de abastecimiento. A efectos de mantener un enfoque conservador, se adopta una capacidad de riego de 10 ha para el tajamar actual.

En la Figura 5.2.3 se presenta la variación del nivel de agua en el tajamar actual para riego de 10 ha, junto con la correspondiente evolución de la garantía de cumplimiento.

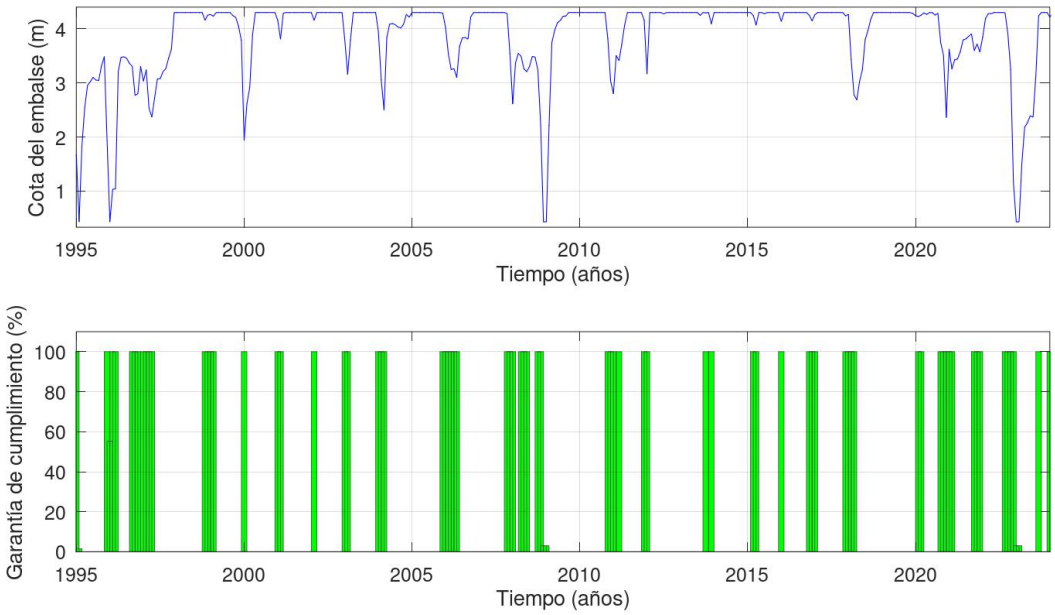


Figura 5.2.3: Variación del nivel de agua del tajamar y garantía de cumplimiento para riego de 10 hectáreas.

Se observa que únicamente cinco meses presentaron incumplimientos, excluyendo febrero de 1995, correspondiente al inicio del período de modelación.

5.2.3.2. Capacidad de riego de los pozos

Como se mencionó en la Subsección 5.1.2, los pozos muestran caudales entre 2,4 y 30 m^3/h. Sin embargo, por su ubicación y uso actual, solo los pozos N°3 y N°4 podrían considerarse para abastecer un eventual sistema de riego dado que el pozo N°1 se encuentra en la zona académica y el N°2 está asignado a las actividades del tambo.

El pozo N°3 presenta un caudal medio de 2,4 m^3/h, lo que representa una disponibilidad mensual cercana a 1.700 m^3 bajo operación continua. Este volumen resulta insuficiente incluso para cubrir la demanda de una hectárea, ya que la lámina bruta corregida por la eficiencia del pivote asciende a 227 mm/mes, equivalente a aproximadamente 2.270 m^3/ha/mes.

En cambio, el pozo N°4 presenta un caudal medio de 8,8 m^3/h, lo que le permitiría aportar un volumen aproximado de 6.300 m^3/mes si operara de forma continua. En estas condiciones, podría abastecer del orden de 2 a 3 hectáreas, aunque este valor representa una estimación teórica basada en el caudal medio presentando en la Tabla 5.1.1.

En conjunto, y considerados de manera individual, los pozos no alcanzan a cubrir la demanda continua requerida para superficies representativas del uso de un pivote central. Su caudal disponible es insuficiente para sostener el funcionamiento autónomo de este tipo de sistema de riego.

No obstante, su disponibilidad podría resultar de utilidad en esquemas complementarios de abastecimiento o destinándose al riego localizado de superficies de menor escala.

5.2.4. Alternativas de fuentes de agua

En la presente sección se realiza un análisis comparativo entre alternativas posibles para subsanar el déficit en el cumplimiento de la demanda. De acuerdo con el análisis del tajamar existente, su capacidad de embalse es de $0,103$ Hm^3, lo que permite regar 10 hectáreas. En consecuencia, la nueva alternativa deberá contemplar un volumen de almacenamiento de aproximadamente el doble, a fin de aproximarse a 27 hectáreas.

Además de esta condición, la alternativa seleccionada deberá ser la más eficiente en términos de costos.

Se proponen en total 4 alternativas:

Alternativa 1: Mantener el tajamar existente e incorporar una batería de pozos como fuente complementaria de abastecimiento.

Alternativa 2: Aumentar la cota de vertido para aumentar el volumen de almacenamiento.

Alternativa 3: Mantener el tajamar actual y construir un nuevo embalse en serie, aguas abajo del existente.

Alternativa 4: Mantener el tajamar actual y construir un nuevo embalse en otro curso de agua.

5.2.4.1. Alternativa 1

Como fuente complementaria se consideró la posibilidad de incorporar una batería de pozos, en particular se evaluó el pozo Nº3, ubicado próximo al tajamar, cuyo caudal medio es de 2,40 m^3/h .

El caudal requerido para regar 17 hectáreas es de 149 m^3/h, lo que implicaría disponer de alrededor de 62 pozos en operación simultánea. Este caudal hace inviable la alternativa tanto en términos técnicos como económicos. Además, un uso intensivo de tal escala durante períodos prolongados de riego podría comprometer la sostenibilidad del recurso subterráneo. Por estas razones, la opción queda descartada.

5.2.4.2. Alternativa 2

Se considera el recrecimiento del tajamar existente y la implementación de una toma flotante. Para este análisis se supone que el recrecimiento se realiza rellenando el talud aguas abajo, aumentando la cota de vertido y de coronamiento.

Para el análisis de cumplimiento de la demanda se aplicó el mismo procedimiento de balance del embalse y los mismos indicadores para la toma de decisiones que los presentados para el tajamar actual (Subsección 5.1.1). El tajamar existente se encuentra a una altura de vertido de $4,35$ m, que corresponde a una cota de vertido de 46 m. En la Figura 5.2.4 se señala el dique de cierre, el espejo de agua existente y el correspondiente al incremento de cota, así como la cuenca de aporte. Para embalsar hasta una cota de 48 m se requiere, además del dique de cierre del tajamar, un dique complementario debido a la disposición de las curvas de nivel.

En la Tabla 5.2.4 se presentan las nuevas cotas de vertido consideradas para la alternativa; en ambos casos se adoptó una revancha de 1 m, por lo que la cota de coronamiento se ubica siempre 1 m por encima de la cota de vertido.

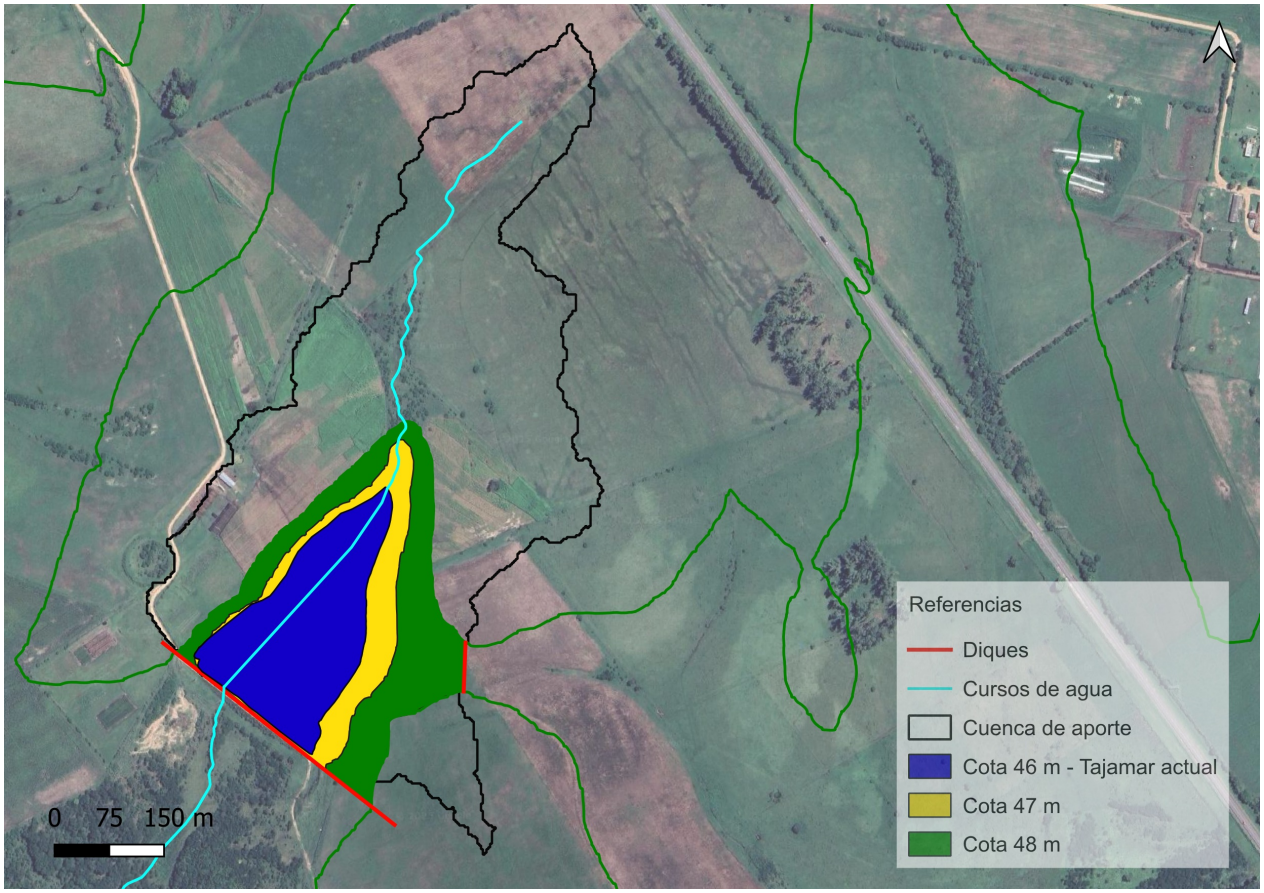


Figura 5.2.4: Esquema de la alternativa 2.

Tabla 5.2.4: Caracterización geométrica de aumento de cota de vertido del tajamar actual.

hv [m]	**Cota [m]**	**Área lago [ha]**	**Volumen embalsado [hm^3]**
5,35	47,0	8,23	0,17
6,35	48,0	11,82	0,27

Se presenta en la Tabla 5.2.5 los resultados obtenidos del balance en el tajamar para las diferentes cotas de vertido con una superficie de riego de 27 hectáreas.

Tabla 5.2.5: Porcentajes de falla anual y mensual según aumento de cota de vertido para alternativa 2.

Cota de vertido [m]	**Superficie de riego [ha]**	**Años deficitarios**		**Meses deficitarios**	
		N^a_{falla}	$IF_a(\%)$	N^m_{falla}	$IF_m(\%)$
47	27	11,00	41 %	25,00	32 %
48	27	7,00	26 %	17,00	22 %

Si se aumenta la cota de vertido a lo máximo posible por las condiciones del terreno no resulta suficiente para satisfacer la demanda correspondiente a las 27 hectáreas.

5.2.4.3. Alternativa 3

La alternativa 3 consiste en mantener el tajamar existente, capaz de abastecer 10 hectáreas, conforme a lo concluido en la Subsección 5.1.1 y construir un nuevo tajamar dispuesto en serie, aguas abajo, con el propósito de complementar el suministro para las 17 hectáreas restantes.

Para el análisis de cumplimiento de la demanda se aplicó el mismo procedimiento de balance del embalse y los mismos indicadores de toma de decisiones utilizados en las alternativas anteriores. Se le adiciona al balance en el nuevo embalse el volumen de vertido proveniente del tajamar aguas arriba suponiendo que se extrae del mismo el volumen correpondiente para regar 10 hectáreas.

En la Figura 5.2.5 se muestra el dique de cierre, el espejo de agua actual correspondiente al incremento de cotas, así como la cuenca de aporte. En la Tabla 5.2.6 se presenta el esquema propuesto para esta alternativa, junto con la caracterización geométrica del tajamar para las distintas cotas de vertido evaluadas.

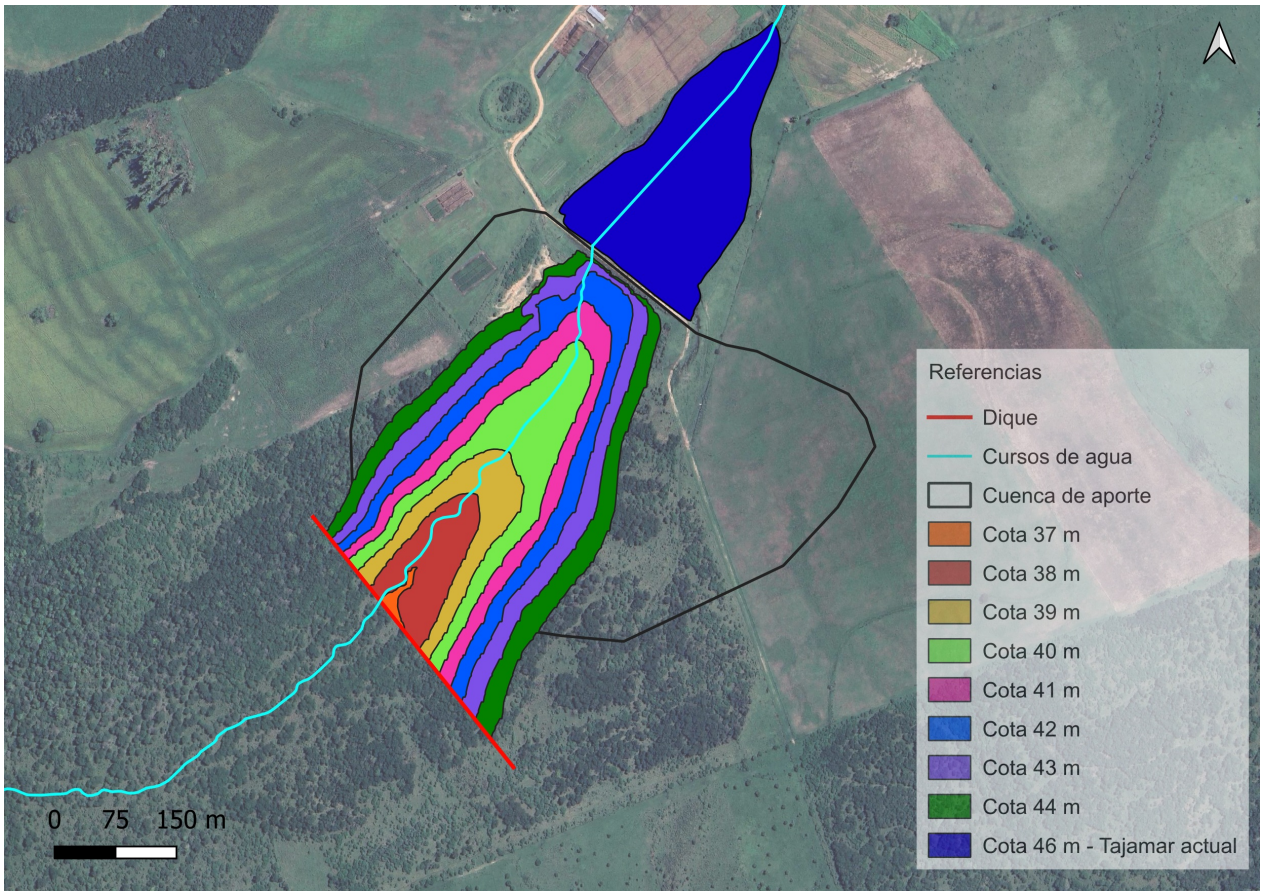


Figura 5.2.5: Esquema de la alternativa 3.

Tabla 5.2.6: Caracterización geométrica del nuevo tajamar aguas abajo.

hv [m]	**Cota [m]**	**Largo dique [m]**	**Área lago [ha]**	**Volumen embalsado [hm^3]**
0,50	37	50	0,09	0,00
1,50	38	100	1,25	0,01
2,50	39	142	2,50	0,03
3,50	40	179	4,65	0,06
4,50	41	213	6,44	0,11
5,50	42	248	8,45	0,19
6,50	43	284	10,50	0,29
7,50	44	326	12,63	0,42

Para la definición de los escenarios de análisis se consideró como base una cota de vertido que permitiera almacenar un volumen igual o superior al embalsado por el tajamar actual. En consecuencia, el análisis de fallas se realizó a partir de la cota de 41 m. Finalmente, en la Tabla 5.2.7 se presentan los resultados obtenidos del balance para esta alternativa.

Tabla 5.2.7: Porcentajes de falla anual y mensual según aumento de cota de vertido para alternativa 3.

Cota de vertido [m]	**Superficie de riego [ha]**	$IF_a(\%)$	$IF_m(\%)$
41	17	37	19
42	17	22	12

Para una cota de vertido de 41 m y una superficie de riego de 17 hectáreas, el porcentaje de años deficitarios alcanza aproximadamente un 20 %. Por este motivo, se evaluó un incremento de un metro en la cota de vertido. En esta nueva condición, el indicador de falla se reduce a 12 % por lo que esta alternativa es solución.

En la Figura 5.2.6 se presenta la variación del nivel de agua en el nuevo embalse aguas abajo del curso actual para riego de 17 hectáreas, junto con la correspondiente evolución de la garantía de cumplimiento.

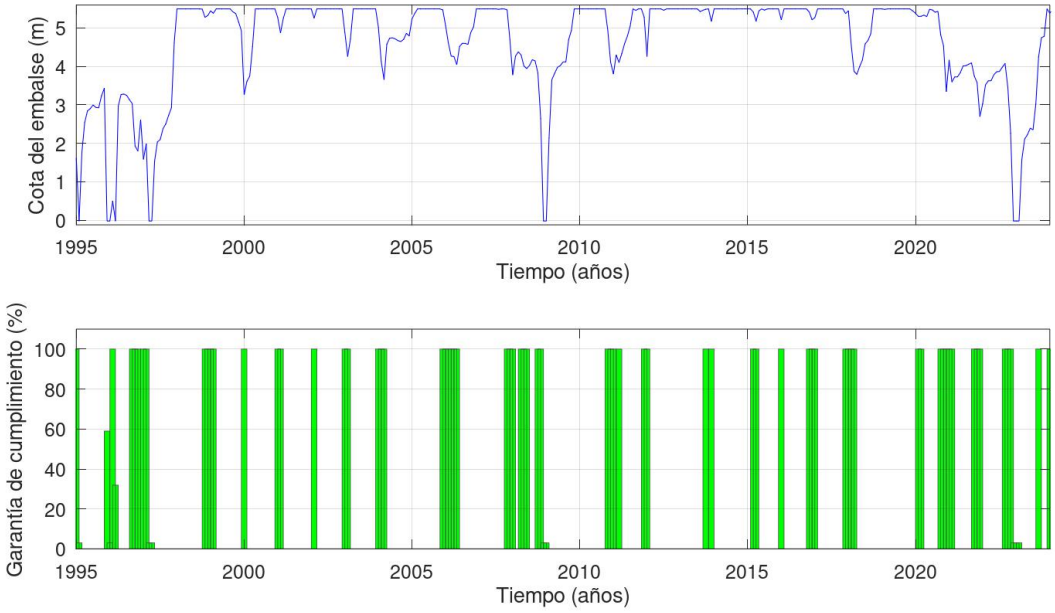


Figura 5.2.6: Variación de la cota del nuevo embalse aguas abajo y garantía de cumplimiento para riego de 17 hectáreas.

5.2.4.4. Alternativa 4

Se propone la construcción de un nuevo tajamar en una cuenca cercana, dentro del padrón de la EEMAC y en proximidad al tajamar actual, con el fin de concentrar el sistema de riego en una misma sección del predio. El tajamar existente se mantendría como sistema de apoyo, con una capacidad de abastecimiento de 10 hectáreas.

Las cuencas que cumplen simultáneamente con estas condiciones y, además, con la restricción de que el cierre del tajamar no implique caminería ni infraestructura del tambo, son limitadas. En la Figura 5.2.7 se presenta la cuenca identificada junto con la caracterización geométrica del tajamar para las diferentes cotas de vertido consideradas y en la Tabla 5.2.8 se presenta el esquema propuesto para esta alternativa, junto con la caracterización geométrica del tajamar para las distintas cotas de vertido evaluadas.

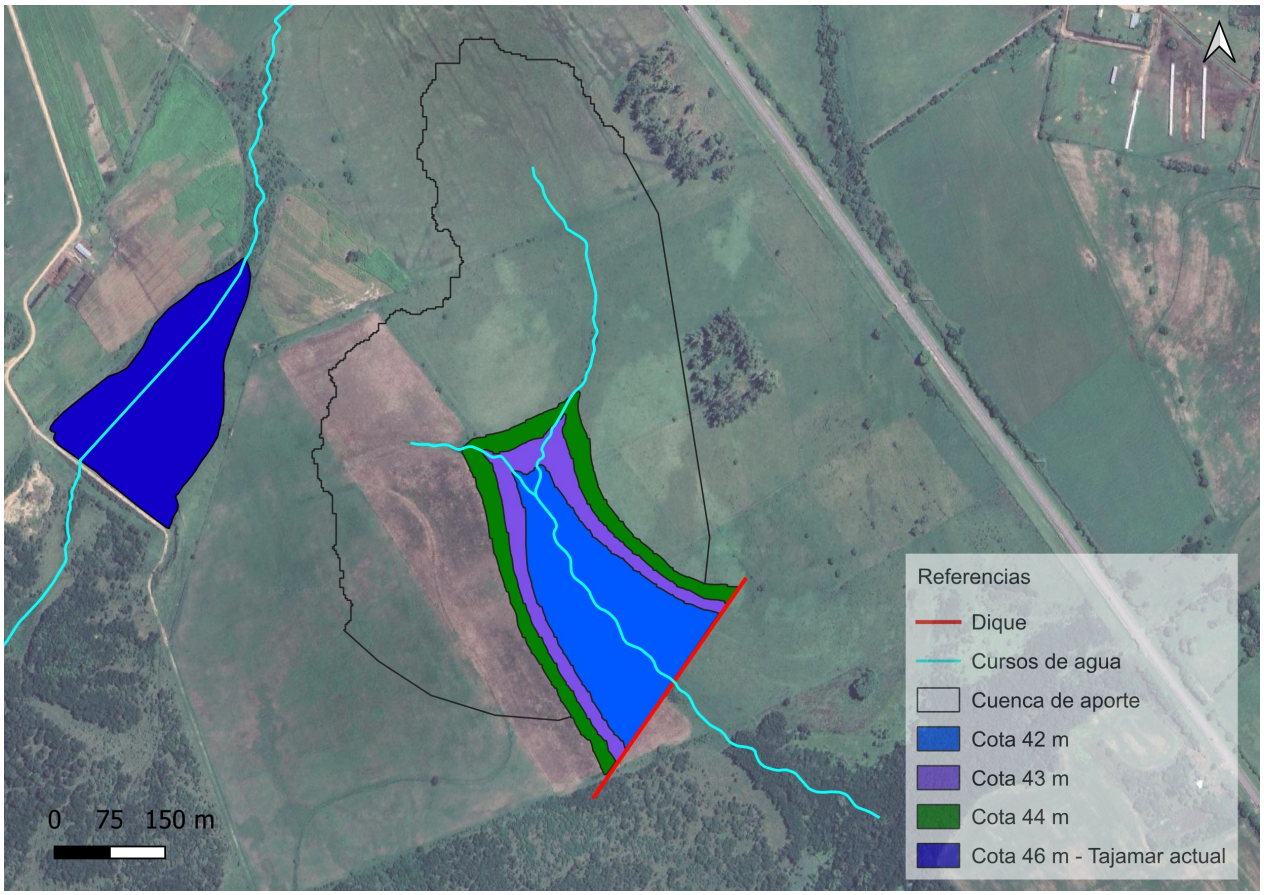


Figura 5.2.7: Esquema de la alternativa 4.

Tabla 5.2.8: Caracterización geométrica del nuevo embalse.

hv [m]	**Cota [m]**	**Área lago [ha]**	**Volumen embalsado [hm^3]**
5,50	42,0	4,52	0,08
6,00	42,5	5,39	0,11
6,50	43,0	6,34	0,14

Para la definición de los escenarios de análisis se consideró como base una cota de vertido que permitiera almacenar un volumen igual o superior al embalsado por el tajamar actual. Para este punto de cierre considerado, una altura de cierre $h_v = 6{,}0$ m, correspondiente a una cota de 42,5 m ya implica estar almacenando aproximadamente el mismo volumen del tajamar actual. Asimismo, se observa que un incremento de 0,5 m en la cota de vertido produce un aumento apreciable del volumen almacenado.

En consecuencia, el análisis de falla se realizó a partir de la cota de $42,5$ m. En la Tabla 5.2.9 se presentan los resultados obtenidos del balance para esta alternativa.

Tabla 5.2.9: Porcentajes de falla anual y mensual según aumento de cota de vertido para alternativa 4.

Cota de vertido [m]	**Superficie de riego [ha]**	**Años deficitarios**		**Meses deficitarios**	
		N^a_{falla}	$IF_a(\%)$	N^m_{falla}	$IF_m(\%)$
42,0	17	16,00	59 %	25,00	32 %
42,5	17	13,0	48 %	20,00	26 %
43,0	17	10,00	37 %	9,00	12 %

A cota de vertido 43 m, el indice de falla mensual resulta en 12 % por lo que es solución también.

En la Figura 5.2.8 se presenta la variación del nivel de agua en el nuevo embalse para riego de 17 hectáreas, junto con la correspondiente evolución de la garantía de cumplimiento.

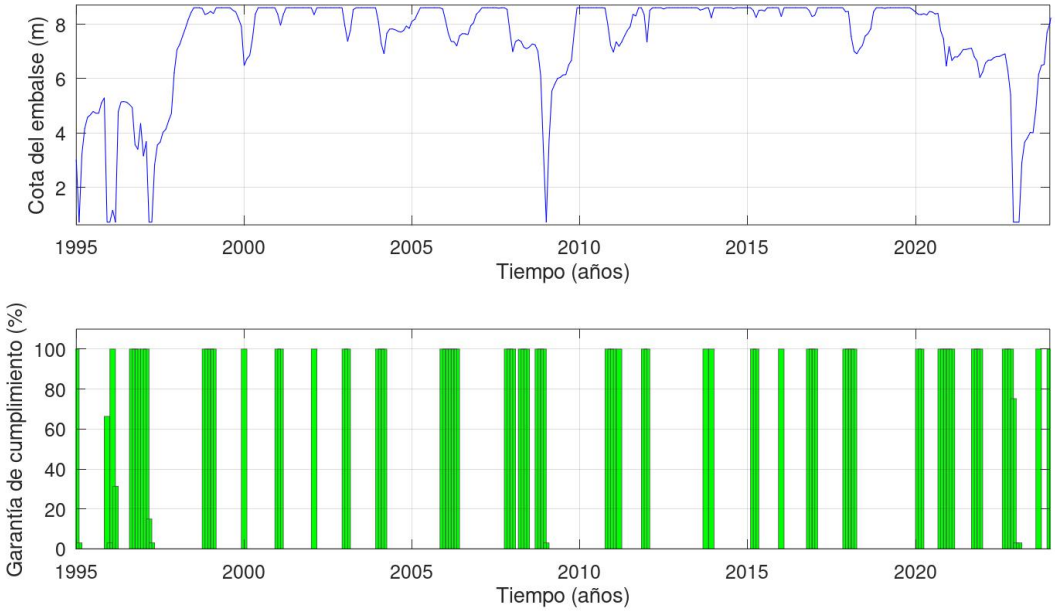


Figura 5.2.8: Variación de la cota del nuevo embalse y garantía de cumplimiento para riego de 17 hectáreas.

5.2.4.5. Elección de la alternativa óptima

Se definió que la alternativa óptima será aquella que permita satisfacer la demanda hídrica prevista y, al mismo tiempo, presente los menores requerimientos de movimiento de suelos y longitud de las conducciones desde la toma hacia los pivotes, por ser los principales determinantes del costo.

Considerando que las alternativas 1 y 2 no logran abastecer las 17 hectáreas pendientes de riego, el análisis comparativo se focalizó en las alternativas 3 y 4:

- **Alternativa 3:** mantener el tajamar actual y construir un nuevo embalse aguas abajo.
- **Alternativa 4:** mantener el tajamar actual y construir un nuevo embalse en otro curso de agua.

En la Tabla 5.2.10 se presentan los valores estimados de movimiento de suelos y la longitud de conducciones para cada alternativa.

Tabla 5.2.10: Comparación de alternativas según movimiento de suelo y longitud de conducciones.

Alternativa	**Movimiento de suelo [m^3]**	**Longitud de conducciones [m]**
3	24.351	1802
4	45.940	3080

La alternativa 3 resulta la óptima, dado que cumple con la demanda hídrica prevista y presenta tanto un menor volumen de movimiento de suelos así como una menor longitud de conducciones. En consecuencia, se selecciona la alternativa que contempla un embalse aguas abajo del tajamar existente, como la fuente complementaria para lograr abastecer la demanda del sistema de riego.

5.2.5. Represa proyectada

A partir de la alternativa seleccionada, en esta sección se describe el embalse proyectado para la EEMAC, este se muestra en la lámina RIEG-05 del Apéndice J. Aquí se aborda su clasificación y las principales características hidrológicas consideradas para su diseño. Si bien la cuenca de aporte y el volumen embalsado ya fueron empleados en la evaluación de alternativas para determinar la opción óptima en la Subsección 5.2.4, aquí se presentan con mayor detalle, junto con los demás elementos que completan la caracterización del embalse:

- Cuenca de aporte al embalse.
- Clasificación del embalse según sus dimensiones.
- Capacidad de almacenamiento y área inundada por la represa.
- Avenida de máxima en represa.

5.2.5.1. Cuenca de aporte al embalse

Para el embalse se delimitó la cuenca de aporte tomando como punto de cierre la ubicación prevista del dique. El trazado se realizó en QGIS sobre la grilla Nacional obtenida del MDT del IDEUy, asistido por curvas de nivel derivadas del mismo MDT. Dado que la represa proyectada se ubica aguas abajo del tajamar existente, ambas estructuras conforman un sistema de embalses en serie. Por este motivo, la cuenca de aporte efectiva a la represa se obtuvo restando, de la cuenca total delimitada en el punto de cierre considerado, la superficie correspondiente a la cuenca de aporte al tajamar actual.

Se ilustra en la Figura 5.2.9 la delimitación resultante junto con la cuenca de aporte del tajamar. Los principales parámetros morfológicos se sintetizan en la Tabla 5.2.11, en donde A es el área total de la cuenca (ha), L_{cp} la longitud del cauce principal (km), ΔH la diferencia de cotas entre los extremos del cauce principal, y p la pendiente del cauce principal.



Figura 5.2.9: Cuencas de aporte a tajamar existente y tajamar proyectado sobre curvas de nivel cada 5 metros obtenidas del MDT del IDEuy.

Tabla 5.2.11: Parámetros morfológicos de la cuenca de aporte.

$A\ (ha)$	$L_{cp}\ (km)$	$\Delta H\ (m)$	$p\ (\%)$
33,0	1069,0	11,5	1,1

5.2.5.2. Clasificación del embalse

Como primera instancia, se clasifica el embalse según su altura, área de la cuenca y el volumen embalsado con el fin de conocer el tipo de estructura con la que se estará trabajando.

El embalse proyectado alcanza una altura superior a 5,5 m, correspondiente al nivel de vertido, sin considerar aún la elevación final asociada a la cota de vertido, la cual será definida en la Sección 5.2.5.3.4. Su capacidad máxima de almacenamiento es de aproximadamente 189.249 m^3 (según Tabla 5.2.6), con una cuenca de aporte de 33 ha. Los parámetros morfológicos y la delimitación de dicha cuenca se detallan en la Subsubsección 5.2.5.1. De acuerdo con los criterios establecidos por la DINAGUA en el Decreto N.º 123/999, y según la clasificación presentada en la Figura 5.2.10, la obra se categoriza como una “Represa chica”.

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="6">ÁREA DE LA CUENCA DE APORTE A LA OBRA</th></tr>
<tr><th>A < 4 há</th><th>4 há ≤ A < 40 há</th><th>40 há ≤ A < 200 há</th><th>200 há ≤ A < 500 há</th><th>500 há ≤ A < 1000 há</th><th>A ≥ 1000 há</th></tr>
<tr><td rowspan="3">ALTURA</td><td>H < 3 m</td><td colspan="6">V < 12.000 m^3 = Tajamar Chico
12.000 m^3 ≤ V < 120.000 m^3 = Tajamar Mediano
V > 120.000 m^3 = Tajamar Grande</td></tr>
<tr><td>3 m ≤ H < 5 m</td><td>Tajamar Chico</td><td>Tajamar Mediano</td><td>Tajamar Grande</td><td colspan="3">V < 120.000 m^3 = Tajamar Grande
120.000 m^3 ≤ V < 600.000 m^3 = Represa Chica
V ≥ 600.000 m^3 = Represa Mediana</td></tr>
<tr><td>H ≥ 5 m</td><td colspan="3">V < 120.000 m^3 = Tajamar Grande
V ≥ 120.000 m^3 = Represa Chica</td><td>Represa Chica</td><td>Represa Mediana</td><td>Represa Grande</td></tr>
</table>

Figura 5.2.10: Clasificación de embalses según DINAGUA. Extraído de [159].

En adelante, se emplearán las siguientes denominaciones: Tajamar para el embalse existente y Represa para el nuevo embalse proyectado.

5.2.5.3. Diseño de la represa

El diseño de la represa consiste en la determinación de sus dimensiones y componentes principales, considerando la información hidrológica de la zona de estudio y, en particular, su influencia sobre el comportamiento del embalse, tal como se presentó en la Subsección 5.2.5. En esta sección se desarrolla el diseño del embalse proyectado, que abarca los siguientes aspectos:

- Características del dique y materiales para su construcción.
- Diseño del aliviadero.
- Definición de cotas de diseño.
- Diseño de la obra de toma.
- Diseño de la obra de caudal ambiental.

5.2.5.3.1 Capacidad de almacenamiento y área inundada por la represa

La capacidad de almacenamiento del embalse se representa mediante las curvas Altura–Superficie–Volumen (H-A-V) correspondientes al cierre definido, las cuales fueron previamente definidas en la Tabla 5.2.6 de la Subsubsección 5.2.4.3. Las mismas se obtuvieron a partir del Modelo Digital del Terreno (MDT) del IDEUy a escala nacional. A través de herramientas de QGIS se determinó el área inundada para cada cota del terreno, y el volumen.

En la Figura 5.2.11 se presentan las curvas H-A-V. Tal como se puede observar, el fondo de la represa se ubica en la cota +36,5 m, por lo que a ese nivel no se registra volumen almacenado ni área inundada. Asimismo, si bien la cota de vertido se encuentra a cota +42,0, se extendió el ajuste de las curvas para cotas superiores, a fin de disponer de información para el análisis del tránsito de avenidas y evaluar el comportamiento del embalse cuando el nivel supera la cresta del vertedero.

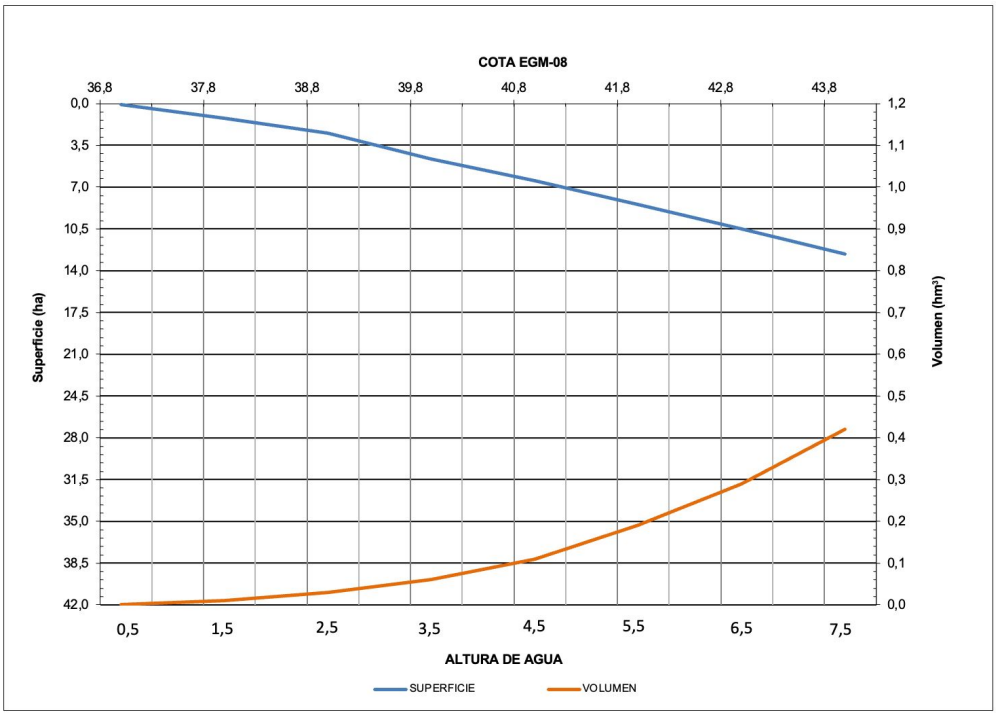


Figura 5.2.11: Curvas H-A-V de represa proyectada.

La sección longitudinal del dique de la represa proyectada se muestra en el Apéndice J en la lámina RIEG-05. En la misma es posible apreciar la cota de fondo y la cota de vertido.

5.2.5.3.2 Características del dique y materiales para su construcción

El dique de la represa será construido con materiales disponibles en la zona o provenientes de excavaciones cercanas. En la etapa de diseño se evaluó la posibilidad de ejecutar una presa homogénea o heterogénea (con núcleo impermeable y espaldones permeables). En este caso, se adopta una sección heterogénea, decisión fundamentada en las características de los materiales locales y en criterios de estabilidad y filtración.

Las presas heterogéneas resultan más adecuadas cuando existen suelos de distinta permeabilidad, como arcillas, limos, arenas y gravas, que pueden disponerse selectivamente en el cuerpo del dique. Este tipo de sección permite conformar un núcleo impermeable de materiales finos, flanqueado por espaldones de materiales más gruesos y permeables, que proporcionan estabilidad estructural y reducen la presión intersticial dentro del macizo [111].

Adicionalmente, la utilización de una presa heterogénea presenta ventajas constructivas y económicas, ya que permite aprovechar materiales del entorno inmediato, minimizando el transporte y los costos asociados. Por el contrario, una presa homogénea requeriría materiales de propiedades muy uniformes y baja permeabilidad —condiciones que no se verifican en el sitio— y demandaría la ejecución de sistemas de drenaje complementarios para garantizar su estabilidad [111].

El núcleo de la presa estará conformado por materiales de baja permeabilidad, principalmente arcillas, cuya función principal es garantizar la impermeabilidad de la estructura. En cambio, los faldones se construyen con materiales de mayor granulometría, como arenas o gravas, y cumplen una función resistiva, aportando estabilidad al conjunto.

El espaldón de aguas arriba tiene como objetivo proteger el núcleo frente a la acción del oleaje cuando el embalse se encuentra lleno, además de resistir los esfuerzos generados por el agua infiltrada que tiende a

desplazarse hacia esa dirección durante un desembalse rápido.

Por su parte, el espaldón de aguas abajo actúa principalmente contrarrestando el empuje hidrostático mediante su propio peso. Este espaldón contará con una alta permeabilidad, de modo que la línea de saturación descienda rápidamente dentro del mismo, favoreciendo la estabilidad de la presa.

Materiales existentes en la zona

Las litologías presentes en la zona de implantación de la Represa, fueron definidas en la Subsubsección 4.1.3.3. Las principales formaciones geológicas presentes son: la Formación Dolores, la Formación Fray Bentos y la Formación Mercedes. La última de estas no se considera como posible fuente de obtención del material debido a la profundidad a la que se encuentra (aproximadamente a 50 metros).

Los suelos están compuestos principalmente por: areniscas arcillosas muy finas, arenas finas a medias, con variaciones hacia granulometrías más groseras, alcanzando niveles gravillosos con cantos.

Si bien para evaluar con mayor precisión el perfil litológico existente sería necesario realizar un cateo en la zona, a nivel de anteproyecto puede considerarse, de acuerdo con las formaciones presentes, que la existencia de arcillas y limos resulta favorable para la conformación del núcleo impermeable de la presa. Por su parte, los niveles con arenas y gravas podrían aprovecharse en la construcción de los espaldones.

Se debe tener la consideración al momento de la fundación de la presa, respecto a los materiales presentes en la zona, que en el eje de fundación se debe remover la arcilla orgánica y las arenas, pero se podrán usar como revestimiento o relleno superficial.

5.2.5.3.3 Aliviadero

Para la represa proyectada se adopta un aliviadero tipo canal que debe cumplir la función de evacuar los caudales laminados de avenidas, evitando la rotura del dique en caso de precipitaciones extremas mediante la descarga del agua excedente. El diseño se desarrolla de forma continua: se define el tipo y su ubicación en planta; se dimensiona a partir del estudio del tránsito de avenidas con el fin de evaluar su comportamiento ante la evacuación del caudal de avenidas y en última instancia, se procede al trazado del mismo, completando así el proceso de diseño.

Tipo de aliviadero y ubicación

Para la represa se prevé un aliviadero tipo canal excavado con revestimiento de suelopasto. Considerando que la cuenca de aporte al embalse es de dimensiones reducidas en comparación con la superficie del lago, se asume que un único aliviadero será suficiente para evacuar los caudales de avenida previstos.

Otro motivo por el que se proyecta un único aliviadero es que, según el tipo de suelo presente en la EEMAC, descrito en la Sección 5.2.5.3.2, no existe un estrato resistente (rocoso) que imposibilite la excavación en caso de optar por un único canal de mayor ancho.

La ubicación en planta del aliviadero se define en el sector este del dique. Esta decisión se vincula con la localización de la obra de toma, situada en el margen opuesto, ya que debe garantizarse que la estación de bombeo permanezca en una zona seca y operable; ubicar la descarga del aliviadero en el mismo sector no aseguraría dichas condiciones.

El trazado del canal se definió acompañando la pendiente natural del terreno, siguiendo las curvas de nivel y seleccionando una cota de salida y una longitud tales que resultara una pendiente longitudinal del 2 %. En el sector elegido se registran pendientes del orden de 2 a 3 %, por lo que se adoptó 2 % como valor de diseño, cuya justificación se presenta en la sección de tránsito de avenidas de la Sección 5.2.5.3.3.

El canal se dispuso entre las curvas de nivel +42,0 m (cota de vertido) y +40,0 m, con una longitud total $L = 160$ m. En el sector de descarga se observaron curvas de nivel muy próximas entre sí, indicativas de pendientes pronunciadas, condición que puede incrementar las velocidades a la salida del canal. Para mitigar eventuales procesos erosivos, se prevé un revestimiento de enrocado y una zona de disipación de energía en la zona de restitución del canal.

En el Apéndice J se presenta la lámina RIEG-05 donde se presenta el trazado del aliviadero proyectado.

Laminación de avenida de máxima

La avenida máxima se utilizará para dimensionar distintas componentes de la represa como el aliviadero y la cota de coronamiento. El período de retorno de la avenida adoptado para las "Represas Chicas" (clasificación presentada en la Figura 5.2.10), de acuerdo con lo establecido en el Manual de Pequeñas Presas [153], es de 100 años.

El tiempo de concentración (t_c) de la cuenca, calculado en la Subsección E.3.1 mediante la formulación de Kirpich, resulta de $t_c = 24{,}5$ min. Dado que este valor se encuentra comprendido entre 20 y 60 minutos, se procedió a calcular el caudal máximo para una precipitación de período de retorno de 100 años mediante los métodos Racional y NRCS, adoptándose el mayor caudal pico entre ambos métodos a efectos de diseño.

El desarrollo de los procedimientos de cálculo para ambos métodos se expone en Subsección E.3.3 y Subsección E.3.2; mientras que los resultados gráficos correspondientes se presentan en Figura 5.2.12 y Figura 5.2.13.

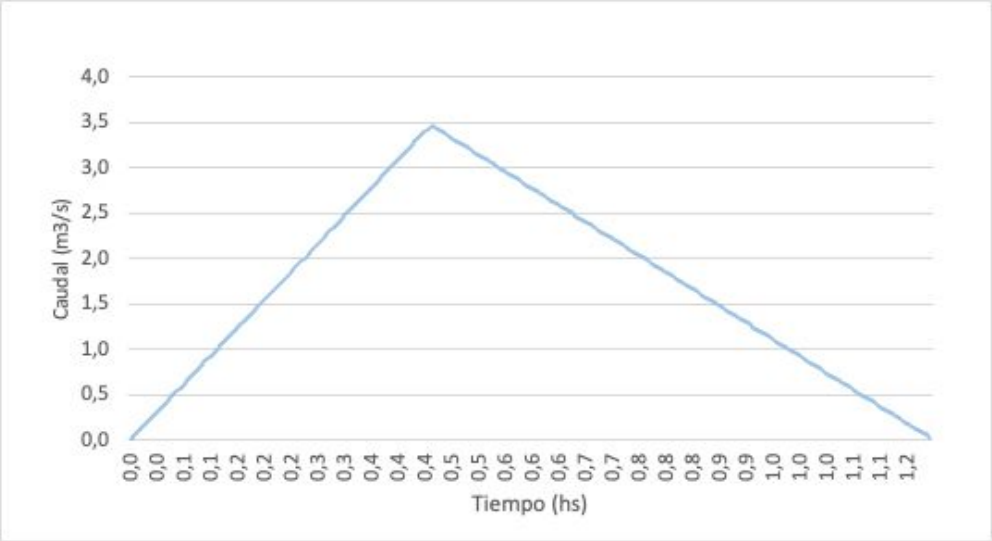


Figura 5.2.12: Hidrograma de avenida mediante el método Racional para represa proyectada (Tr = 100).

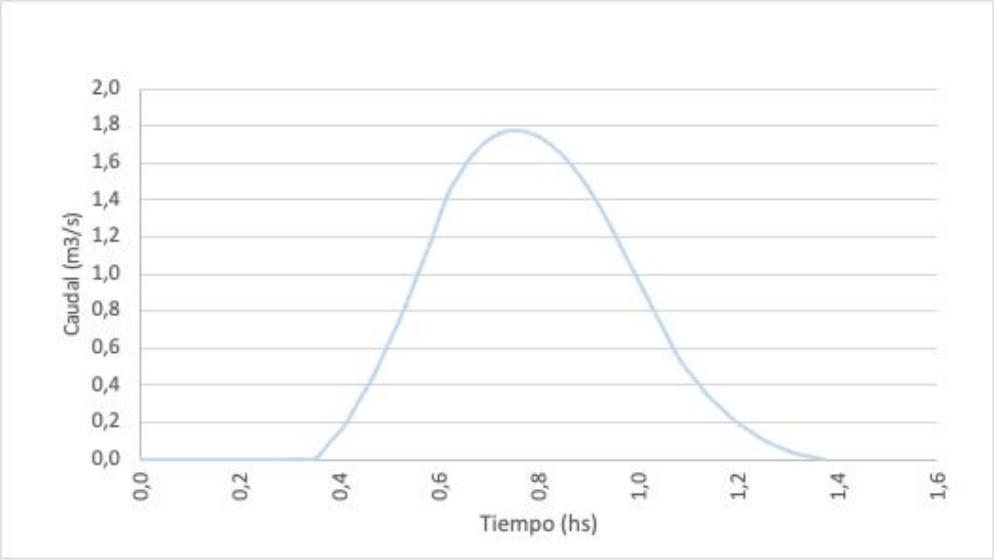


Figura 5.2.13: Hidrograma de avenida mediante el método de NRCS para represa proyectada (Tr = 100).

En resumen, los caudales pico (Q_p) obtenidos se presentan en la Tabla 5.2.12. Se observa que mediante el método Racional se obtiene un mayor caudal pico, lo cual resulta coherente dado que el tiempo de concentración de la cuenca es del orden de 20 min, rango para el cual este método es especialmente adecuado. En consecuencia, y a efectos de adoptar un enfoque conservador en el diseño hidráulico, se toma como caudal de cálculo el valor obtenido mediante el método Racional: $Q_p = 3{,}47$ m^3/s.

Tabla 5.2.12: Resumen de caudales pico para $T_R = 100$ años.

Método	Q_p (m^3/s)
Racional	3,47
NRCS	1,77

Para el análisis del tránsito de avenidas se empleó el método de piscina nivelada, que relaciona la variación del volumen almacenado en el embalse en función a un hidrograma de entrada y un hidrograma de salida por en canal aliviadero. Para aplicar este método, resulta necesario disponer de una relación entre el nivel del embalse y el caudal de salida. Esta relación se obtuvo a partir de la conservación de energía en la descarga del lago en canal.

La formulación correspondiente al método de piscina nivelada se presenta en la Ecuación 5.2, mientras que la relación entre el nivel del embalse y el caudal de descarga a través del canal aliviadero se define mediante la ecuación de conservación de energía mostrada en la Ecuación 5.3. El procedimiento completo de cálculo y aplicación de las ecuaciones se detalla en la Subsección E.4.1.

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t) \tag{5.2}$$

donde:

- $I(t)$: caudal de entrada al embalse.
- $Q(t)$: caudal de salida del embalse.

- $S(t)$: volumen almacenado en el embalse.

$$E = y_v + \frac{v^2}{2g} \tag{5.3}$$

- E: nivel estático aguas arriba a la entrada del canal vertedero, que se asumirá como el nivel del embalse por sobre la cota de vertido.
- y_v: tirante de agua inmediatamente luego de la entrada al canal aliviadero.
- v: velocidad inmediatamente luego de la entrada al canal aliviadero.

Para el cálculo se consideraron dos aspectos fundamentales respecto al hidrograma de entrada. En primer lugar, se utilizó el hidrograma correspondiente a un periodo de retorno de 100 años (Tr 100), acorde con el tipo de embalse objeto de estudio y las recomendaciones establecidas en [153]. En segundo lugar, el hidrograma de ingreso a la nueva represa se obtiene como la combinación del hidrograma generado en su cuenca para una tormenta de diseño con período de retorno de 100 años, presentado en la Subsección 5.1.3 y del hidrograma de salida, previamente laminado, correspondiente al tajamar existente bajo la misma condición de precipitación extrema. Este último hidrograma se muestra en la Sección 5.2.5.3.3.

Las características del aliviadero considerados son: taludes 1V:2H, pendientes longitudinal de 2 % y el coeficiente de Manning asociado al recubrimiento de suelo pasto, n=0,035. El ancho óptimo del vertedero, B, se determina a partir del análisis realizado en la Subsección E.4.1. El resultado es el comportamiento ante un evento de avenida de diferentes anchos de vertederos. Los resultados se presentan en la Figura 5.2.14

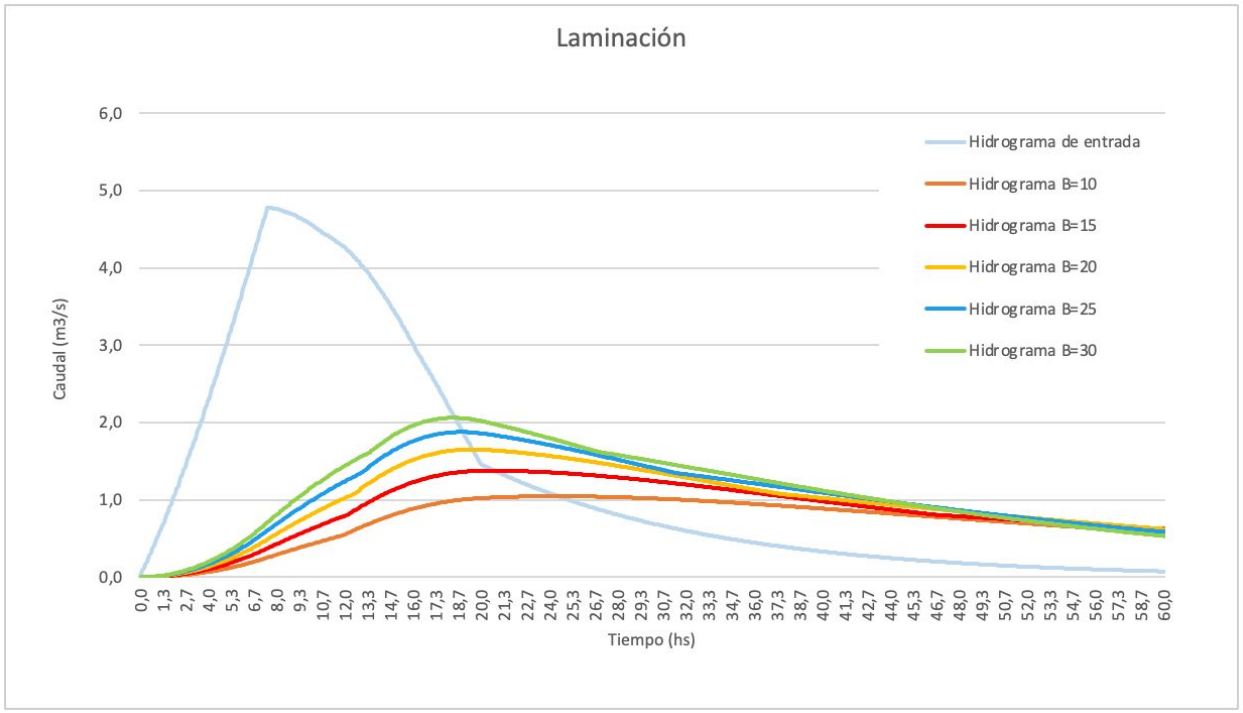


Figura 5.2.14: Comparación de hidrograma de entrada al embalse con los hidrogramas de salida laminados, generados para diferentes anchos del vertedero.

Se compara el hidrograma de entrada con el hidrograma laminado para estimar el porcentaje de laminación - con el objetivo de que sea mayor o igual a 50 % -, también se analiza la velocidad máxima en el canal y la sobrelevación máxima.

Además, se busca que el ancho del vertedero no genere una elevación de pelo de agua considerable, ya que el diseño de la cota de coronamiento también depende de este valor.

Los resultados correspondientes de los hidrogramas laminados asociados a diferentes anchos de vertederos, se presentan en la Figura 5.2.14, mientras que los resultados de las velocidades[2] en el canal, la sobreelevación máxima y el porcentaje de laminación, se muestran en la Tabla 5.2.13.

El porcentaje de laminación se obtiene a partir de los caudales pico de entrada (Q_{in}) y de salida (Q_{out}), y representa la reducción del caudal máximo debido al efecto de almacenamiento del embalse. Se calcula mediante la Ecuación 5.4 y se presentan los resultados para cada ancho de vertedero en la Tabla 5.2.13:

$$\text{Laminación (\%)} = \left(1 - \frac{Q_{\text{out}}}{Q_{\text{in}}}\right) \times 100 \tag{5.4}$$

Tabla 5.2.13: Resultados de tránsito de avenida para T_r 100 años.

B (m)	y_n máx (m)	v_n máx (m/s)	Laminación (%)
10	0,15	0,89	78
15	0,14	0,85	71
20	0,13	0,82	65
25	0,12	0,80	61
30	0,12	0,77	57

Las velocidades en el canal se verificarán según [111] como máximo de 1,5 a 1,8 m/s. De acuerdo con los resultados de la Tabla 5.2.13, se adopta un ancho del aliviadero de 10 m. Aunque todos los casos analizados presentan velocidades menores a 1 m/s y una laminación superior al 50 %, el ancho de 20 m ofrece un buen equilibrio entre ambos criterios. Además, este valor es suficientemente grande para facilitar la operación y mantenimiento, y permite mantener velocidades moderadas en el canal. Por otra parte, desde el punto de vista constructivo, este ancho reduce el volumen de excavación y el tirante máximo, lo que disminuye el costo del dique al requerir una menor cota de coronamiento.

5.2.5.3.4 Definición de cotas de diseño

En el marco del diseño del nuevo embalse, se realizó el dimensionamiento de las diferentes cotas del sistema:

- Cota de vertido.
- Cota de coronamiento.
- Cota de la obra de toma.

Cota de vertido

La cota de vertido se seleccionó a partir de los resultados del balance hídrico del embalse (Subsubsección 5.2.3.1), bajo el criterio de maximizar la satisfacción de la demanda de riego minimizando, a su vez, el movimiento de suelos. De este análisis se concluye que la cota de vertido será de 42,0 m. La determinación de la misma se efectuó en base a el MDT del IDEUy.

Cota de coronamiento

La cota de coronamiento de la represa se calcula en función de las avenidas y de la acción del viento sobre el embalse. Este último factor se considera debido a que la generación de olas en la superficie del agua puede

[2]Las velocidades en el canal presentadas son en la zona del canal con tirante normal

provocar el sobrepasamiento del dique. Por ello, se define una cota de coronamiento adecuada que evite este fenómeno y garantice la seguridad de la estructura.

Para el diseño de la cota de coronamiento se definen tres niveles asociados a los efectos de las avenidas, los cuales se consideran en el dimensionamiento de dicha cota. El primero de estos es el Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO), el mismo queda definido como el máximo nivel que el agua alcanza según un régimen operativo normal. Siendo este el valor que se le asocio a la cota de coronamiento en la Sección 5.2.5.3.4 de 42,0 m sobre el Cero Oficial. En otras palabras es el nivel máximo de agua con el que puede operar el embalse para satisfacer las demandas.

Luego se considera el Nivel Máximo de Aguas Extraordinarias (NAME), siendo este el nivel de mas alto que debe alcanzar el agua en el vaso del embalase bajo cualquier condición. El volumen existente entre en NAME y NAMO es aquel que se denomina superalmacenamiento y sirve laminar las avenidas de máximas.

Por último se define el resguardo, que es la altura que queda entre el NAME y la cota de coronamiento del embalse. El resguardo se prevé con fines de evitar el sobrepasamiento, causa del oleaje producido por el viento.

El detalle del cálculo de la cota de coronamiento se presenta en la Subsección E.4.2. Como resultado, si la cota de vertido se encuentra a 42,0 m, la cota de coronamiento se ubica 1,2 m por encima de esta, es decir, a la cota 43,2 m.

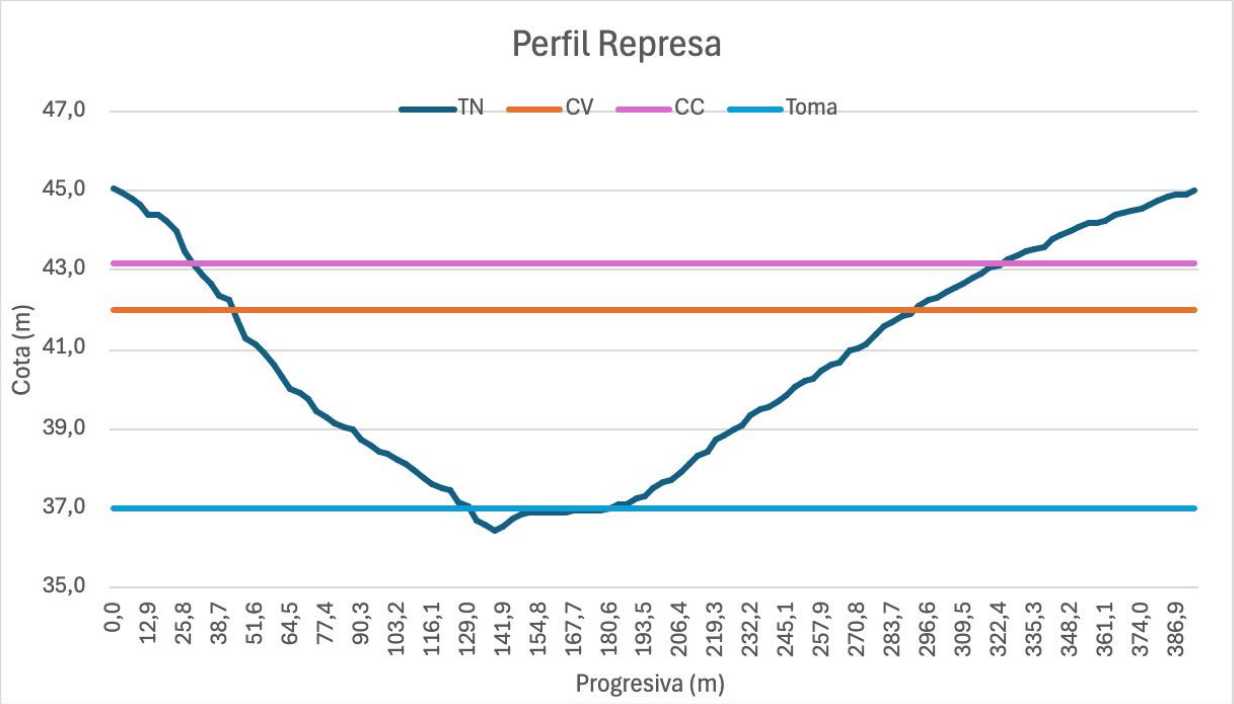


Figura 5.2.15: Perfil de elevación a lo largo de la presa indicando cotas de diseño. Todas las cotas están referidas al EGM-08 (IDEuy).

5.2.5.3.5 Obra de toma

Se presenta en esta sección el diseño de las obras de toma de los tajamares, la misma se muestra en la lámina RIEG-06 del Apéndice J. La toma debe ser capaz de satisfacer el sistema de bombeo. Con este fin, la obra de toma consiste en:

- Definición de su ubicación
- Definición del caudal de diseño
- Dimensionamiento de las conducciones
- Definición de los accesorios complementarios a las conducciones
- Verificación hidráulica de la toma

Ubicación en planta

La cota de zampeado de la obra de toma se ubicará a la cota definida en la Sección 5.2.5.3.4, situándose a $0,5$ m por encima del fondo del cauce. Esto corresponde a una cota de $37,0$ m respecto al terreno definido por el IDEUy.

A su vez, en la lámina RIEG-05 del Apéndice J se observa el trazado de la toma en planta que será uicada en la progresiva $190,0$ m del dique de la represa proyectada referida al eje establecido en las láminas del proyecto.

La toma se proyecta en el margen norte del embalse, considerando que los pivotes de riego planificados se ubican a una distancia menor desde este punto. Asimismo, esta ubicación evita el cruce del curso de agua sobre el cual se ejecuta el embalse. Se contempla, además, que la obra de toma, que alimenta el sistema de bombeo, requiera un tendido eléctrico; su localización en la zona norte permite minimizar la longitud de dicho tendido, optimizando tanto el diseño como los costos asociados a la infraestructura eléctrica.

Caudal de diseño

El caudal de diseño de la obra de toma se define por la condición de máxima demanda de la conducción. Esta condición ocurre cuando es necesario bombear en forma simultánea hacia ambos pivotes, en el momento de mayor requerimiento hídrico de los cultivos. Los caudales de cada pivote se presentan en la Tabla 5.2.23, y son los mismos empleados para dimensionar el sistema de bombeo del riego. En esa situación, la tubería de toma debe ser capaz de suministrar la demanda conjunta.

Por lo tanto, el caudal de diseño resulta:

$$Q_{\text{diseño}} = 253 \text{ m}^3/\text{h} = 0{,}07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obra de caudal ambiental

Siguiendo los mismos criterios empleados para el tajamar en la Subsubsección E.2.0.3, no será necesario implementar una obra de paso para el caudal ambiental.

5.2.6. Sistema de sifón invertido entre embalses

Con el fin de optimizar el aprovechamiento del recurso hídrico disponible y asegurar la continuidad del riego en períodos de baja recarga, se proyecta la interconexión entre el tajamar existente y el nuevo embalse mediante un sistema de sifón invertido. Este sistema permite el trasvase de agua por diferencia de cotas entre ambos embalses, sin requerir equipos de bombeo, aprovechando la energía potencial del agua almacenada. El mismo se muestra en la lámina RIEG-04 del Apéndice J.

El sifón opera bajo el principio de presión negativa: una vez cebado, el flujo se mantiene por la diferencia de nivel entre el nivel de agua del tajamar superior y el del embalse inferior, siempre que se mantenga la columna de agua continua dentro de la conducción. Este mecanismo resulta especialmente ventajoso dada la proximidad entre ambos embalses, lo que permite transferir el agua de forma eficiente sin necesidad de bombeo adicional. De esta manera, se posibilita alimentar ambos pivotes centrales desde un único punto de impulsión, evitando la instalación de dos sistemas de bombeo independientes y reduciendo tanto los costos operativos como el consumo energético del conjunto.

Se presenta en la lámina RIEG-04 del (Apéndice J) la configuración del sifón invertido.

5.2.6.1. Caudal de trasvase

El caudal de trasvase se estimó a partir del volumen medio necesario para cubrir la demanda de riego de 10 hectáreas desde el tajamar actual. Del balance hídrico correspondiente al período 1995-2024 se obtuvo que, durante los meses de riego (diciembre, enero y febrero), el consumo promedio asciende a aproximadamente 7.085 m^3/mes.

A partir de este valor, se realizó una primera aproximación del caudal continuo que debería trasvasar el sifón para asegurar dicho aporte a lo largo del mes, lo que condujo a considerar un caudal de 3 L/s aproximadamente. Con este valor preliminar se inició el dimensionamiento de la tubería.

No obstante, una vez seleccionado el diámetro comercial de la tubería y evaluadas las pérdidas de carga asociadas, el caudal real que permite transportar el sifón resultó ser mayor, alcanzando aproximadamente 4,2 L/s. Este caudal implica un volumen mensual cercano a 10.900 m^3, superando holgadamente el volumen medio requerido y aportando un margen adicional de seguridad para el abastecimiento durante el período de riego.

5.2.6.2. Configuración de la tubería y válvulas de control

La tubería de diseño corresponde a un tramo de aproximadamente 50 m de polietileno de baja densidad de 3", dispuesto atravesando el coronamiento del tajamar, el cual se encuentra protegido superficialmente por una capa de arena. El sistema incorpora una válvula de pie en la toma, cuya función es evitar el vaciado de la conducción; una conexión en "T" ubicada en el punto más alto del trazado, destinada a posibilitar el llenado del sifón y una válvula de cierre en el extremo aguas abajo, que permite regular el caudal descargado.

5.2.6.3. Simulación del comportamiento del nivel del embalse

En la Figura 5.2.16 se muestra la variación del nivel del nuevo embalse sin sifón para 27 hectáreas, mientras que en la Figura 5.2.17 se presenta el mismo escenario con la incorporación del sifón y la variación sobre la garantía de cumplimiento.

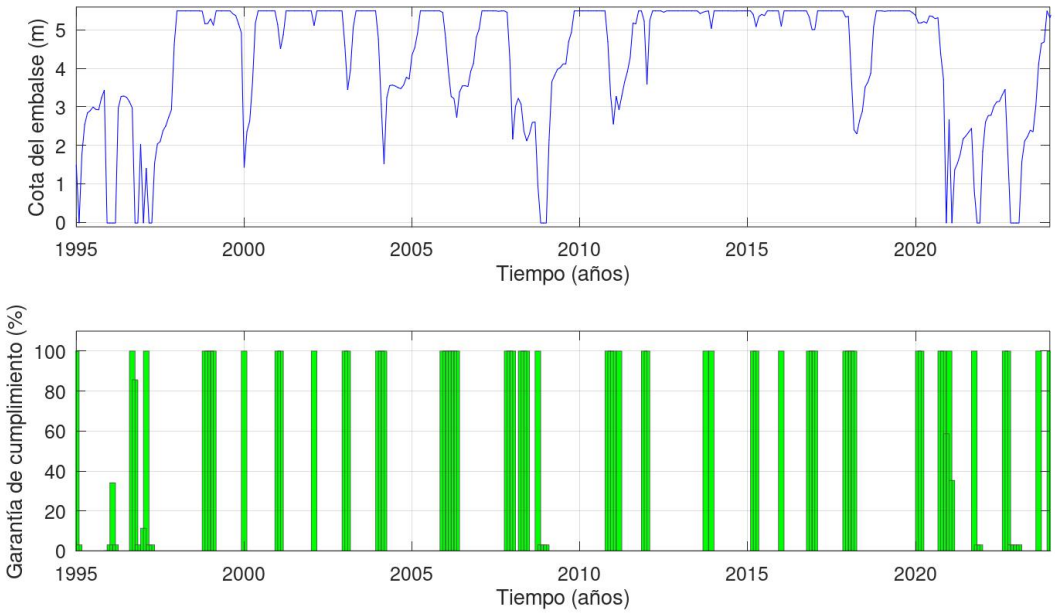


Figura 5.2.16: Variación del nivel de agua en el nuevo embalse sin el trasvase del sifón.

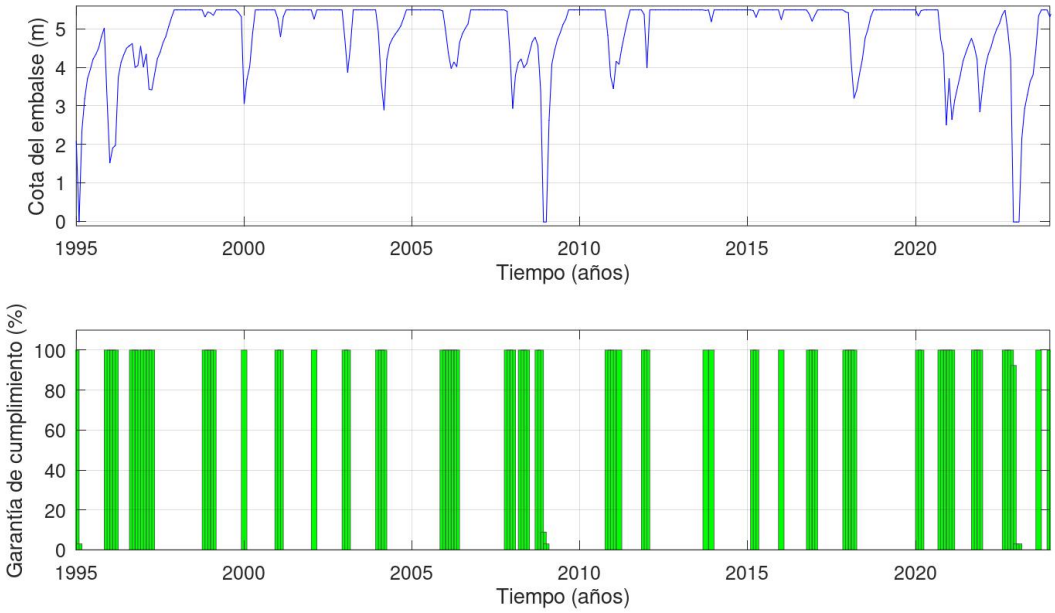


Figura 5.2.17: Variación del nivel de agua en el nuevo embalse con el trasvase del sifón.

Se presenta en la Tabla 5.2.14 los porcentajes de falla anual y mensual obtenidos al comparar el sistema con y sin la configuración del sifón.

Tabla 5.2.14: Porcentajes de falla anual y mensual en las distintas configuraciones para abastecer 27 hectáreas.

Condición	N^a_{falla}	$IF_a(\%)$	N^m_{falla}	$IF_m(\%)$
Sin sifón	8,00	39 %	19,00	25 %
Con sifón	4,00	15 %	5,00	6 %

El índice de falla mensual para el escenario en que se pretende regar 27 hectáreas sin el trasvase del sifón es de 25 %, mientras que al incorporar dicho trasvase se reduce a 6 %, siendo este último valor admisible para poder regar 27 hectáreas.

5.2.7. Diseño de la línea de impulsión

En esta sección se presentan los criterios de diseño de la línea de impulsión abarcando la estación de bombeo, aguas abajo de la obra de toma de la represa descrita en la Subsubsección 5.2.5.3, y las conducciones hasta los pivotes centrales indicados en la Subsección 5.2.8. La conducción se dimensiona para operar en dos modos: abastecimiento simultáneo de ambos pivotes y suministro a un único pivote cuando así lo requiera la operación del riego de los cultivos.

La línea de impulsión que se plantea construir cuenta con las siguientes componentes:

- La estación de bombeo aguas abajo de la represa proyectada, con dos bombas instaladas en paralelo con la posibilidad de ser aisladas para funcionar de forma individual mediante el cierre de llaves de paso.

- Una línea principal de impulsión diseñada para conducir el caudal necesario para abastecer a los dos pivotes centrales en la cual se inserta una conducción con efluente impulsado desde la laguna de almacenamiento. El diseño de esta inserción de efluente en el sistema de riego se desarrollará en el Capítulo 6.
- Dos líneas secundarias diseñadas para alimentar a cada pivote central por separado. Las líneas comienzan en una bifurcación de la línea principal materializada con una pieza tee. Los diámetros de estas líneas son menores que los de la línea principal por lo que se deberá insertar una pieza de transición en cada una y una válvula de cierre para aislar el tramo en caso de regar con un solo pivote.

5.2.7.1. Estación de bombeo

La estación de bombeo se ubicará aguas abajo de la represa proyectada. La comunicación de la represa con esta se realiza mediante una toma de PVC DN 315 mm protegida con un recubrimiento de hormigón. Aguas abajo del dique, se realiza una transición mediante una junta multidiámetro de anclaje axial a tuberías de acero DN 300 mm. De esta tubería nacen dos tuberías de acero que serán soldadas DN 200 mm que constituyen las tuberías de entrada a las bombas del sistema. Cada bomba cuenta con válvulas de cierre ubicadas aguas arriba y abajo de la misma para poder aislarlas en caso de que se desee operar una sola de ellas. A la salida de las bombas, las tuberías, también de DN 200 mm conducen el agua mediante las uniones necesarias hasta una pieza tee en la que los aportes de cada bomba vuelven a confluir en una única tubería de DN 250 mm. Esta tubería, es enterrada empleando codos de 45° y luego a través de una nueva junta multidiámetro de anclaje axial se realiza la transición a la tubería principal de PEAD que conduce el agua hacia los pivotes. Las uniones de las piezas especiales y uniones son bridadas en todos los casos. La configuración de la estación de bombeo y los detalles de la misma se muestran en las láminas RIEG-06 y RIEG-07 del Apéndice J.

Es importante que el sitio esté protegido del clima, para lo cual deberá ser construida una caseta con piso de material impermeable, deseablemente de hormigón y paredes y techos cerrados, para que los materiales de las tuberías, válvulas y bombas se mantengan en buenas condiciones y tengan mayor vida útil. También las condiciones secas son fundamentales para el cuidado de los paneles eléctricos de comando de los equipos. Para cuando esta se encuentre en operación se debe construir la caminería que permita acceder al sitio para realizar la operación y mantenimiento de las instalaciones.

Las tuberías en esta parte de la impulsión serán de acero. Para realizar el arreglo en paralelo de las bombas se debe contar con piezas de acuerdo a lo descrito previamente. Para este arreglo también será necesario contar con piezas tee en la bifurcación de la succión y para la unión de las dos ramas para formar la línea principal de bombeo. También será necesaria la colocación de codos de 90°, y reducciones para el ingreso y salida de las bombas. Todas estas piezas van unidas mediante juntas bridadas. El arreglo que se proyecta para la estación de bombeo se muestra en la Figura 5.2.18.



Figura 5.2.18: Estación de bombeo de sistema de riego agrícola. Extraído de [128].

5.2.7.2. Conducciones

Los criterios que se consideraron para el trazado desde la toma hasta la conexión de las tuberías a los pivotes centrales fueron los siguientes [123]:

- Las velocidades del agua en las conducciones debe ser mayor a $0,6$ m/s para evitar la sedimentación de materia orgánica que puede contener debido al flujo que se incorpora.
- La tapada mínima considerada para la conducción es de $0,6$ m. En casos en los que la tapada deba ser menor se deberá prever algún tipo de protección de la tubería.
- Las pendientes ascendentes de las conducciones deben ser mayores a $0,3\,\%$ y las descendentes deben ser mayores a las ascendentes.
- En los puntos altos absolutos de los distintos tramos se colocan válvulas de aire de triple efecto dimensionadas para tres casos: 1) permitir el ingreso de un caudal de aire igual al caudal de vaciado de un tramo cuando la válvula de desagüe del tramo se abre, 2) permitir la salida de un caudal de aire igual al caudal de agua durante el llenado de la línea, y 3) permitir la evacuación de aire cuando la línea está en operación.
- En la línea principal se colocará una válvula de desagüe en el punto bajo sobre la cañada y luego de la bifurcación de esta en la conducción hacia el P02 existe otro punto bajo. Estas deberán ser operadas únicamente luego de haberse cerrado la línea que inyecta efluente en la línea de riego y de haber

transcurrido un tiempo de que sólo haya circulado agua de los tajamares por la línea de impulsión. El desagüe de estas deberá ser conducido hacia el cuerpo de agua más cercano.

En la Tabla 5.2.15 y Tabla 5.2.16 se describen las características de los puntos de control de las líneas de impulsión para cada pivote. El sistema se esquematiza en la Figura 5.2.19 y se muestra en la lámina RIEG-08 del Apéndice J.

Tabla 5.2.15: Descripción de la línea de impulsión hacia P01.

Tramo	Progresiva (m)	Cota de terreno (m)	Cota de zampeado (m)	DN (mm)	Material
Inicio de impulsión	0	37,4	36,1	250	PEAD
Inicio de cruce de cañada	688	32,6	32,5	250	PEAD
Fin de cruce de cañada	707	32,9	32,6	250	PEAD
Conexión de efluente	927	39,1	38,1	250	PEAD
Bifurcación de línea principal	1070	43,4	44,4	125	PEAD
Conexión a pivote 01	1278	42,3	41,2	125	PEAD

Tabla 5.2.16: Descripción de la línea de impulsión hacia P02.

Tramo	Progresiva (m)	Cota de terreno (m)	Cota de zampeado (m)	DN (mm)	Material
Inicio de impulsión	0	37,4	36,1	250	PEAD
Inicio de cruce de cañada	688	32,6	32,5	250	PEAD
Fin de cruce de cañada	707	32,9	32,6	250	PEAD
Conexión de efluente	927	39,1	38,1	250	PEAD
Bifurcación de línea principal	1.070	43,4	44,4	225	PEAD
Conexión a P02	1.595	43,4	42,5	225	PEAD

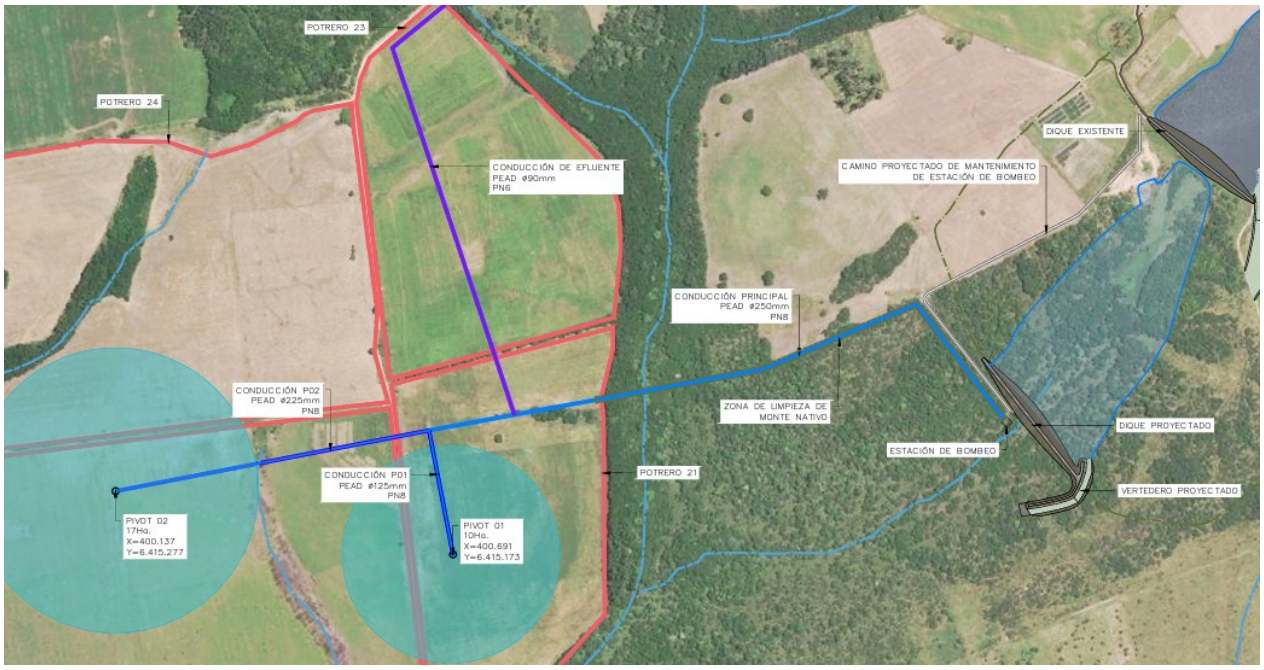


Figura 5.2.19: Esquema de las líneas de impulsión desde el tajamar proyectado hasta los pivotes centrales con la incorporación de efluente desde la laguna de almacenamiento.

5.2.7.2.1 Puntos de funcionamiento del sistema

Para el funcionamiento del sistema se prevé la capacidad de adaptarse a las demandas de los dos pivotes simultáneamente o para cada uno por separado. Con este fin, se propone una estación de bombeo con dos bombas en paralelo. El sistema operará con ambas bombas en paralelo únicamente cuando se requiera regar simultáneamente con los dos pivotes. En caso de regar con un solo pivote, en la estación de bombeo, deberá cerrarse el tramo en paralelo correspondiente a la bomba que no se utilizará, y además deberá cerrarse la válvula de cierre de la conducción del pivote que no se desee operar.

Para poder llevar a cabo este tipo de operación, las bombas al funcionar en paralelo deben impulsar un caudal similar al que resulta de la suma de los caudales demandados por cada pivote de forma individual. Además de esto, el sistema de bombeo debe permitir alcanzar los requerimientos de presión en la base de los pivotes.

En los casos en los que se desee regar con uno de los pivotes, el sistema deberá bombear el caudal demandado por el pivote correspondiente. En estos casos el caudal será considerablemente menor. Para estos casos se deberá verificar que las velocidades en las conducciones no sean menores que $0,6$ m/s.

Para el sistema que se propone, la curva de la instalación resulta de la suma de la diferencia geométrica de altura entre el punto de salida del agua y el punto al cual se quiere que llegue el agua en el punto más desfavorable dentro de la superficie que cubren los pivotes, la presión requerida por los pivotes en el punto de conexión de las líneas de impulsión, las pérdidas de carga distribuidas que varían en función del caudal que circula por las conducciones y las pérdidas de carga localizadas a lo largo de las conducciones. Esto se escribe:

$$H_{imp} = H_g + H_{dist} + H_{loc} + \frac{P_i}{\rho \times g}$$

Donde:

- H_{imp}: Altura de impulsión total (m)
- H_g: Altura geométrica (m)
- H_{dist}: Pérdida de carga distribuida(m)
- H_{loc}: Pérdidas de carga localizadas (m)
- P_i: Presión requerida por los pivotes (Pa)
- ρ: Densidad del agua kg/m^3

Las cargas a superar para abastecer a cada pivote son las que se muestran en la Tabla 5.2.17 y Tabla 5.2.18.

Tabla 5.2.17: Cargas a superar para abastecer el P01.

Componente de la carga	**Valor asociado (m)**
Carga geométrica	11,3
Carga distribuida	20,6
Carga localizada	1,3
Presión en P01	15,3

Tabla 5.2.18: Cargas a superar para abastecer el P02.

Componente de la carga	**Valor asociado** (m)
Carga geométrica	11,8
Carga distribuida	9,1
Carga localizada	0,5
Presión en P02	20,4

Dado que el sistema se diseña de manera que pueda funcionar para los dos pivotes simultáneamente o para cada uno por separado, el sistema cuenta con tres puntos de funcionamiento diferentes. Estos puntos se muestran en la Figura 5.2.21, Figura 5.2.22 y Figura 5.2.20. La metodología de cálculo es desarrollada en la Subsección E.5.1.

En la Figura 5.2.20 se puede notar tanto la curva característica de cada bomba como la curva equivalente del sistema, junto a los cortes con la curva de instalación. En dichos cortes se obtiene la carga aplicada sobre el fluido igual a $46,3$ m y los caudales de las bombas por separado y del conjunto, que resultan en $0,034$ m^3/s y $0,068$ m^3/s respectivamente.

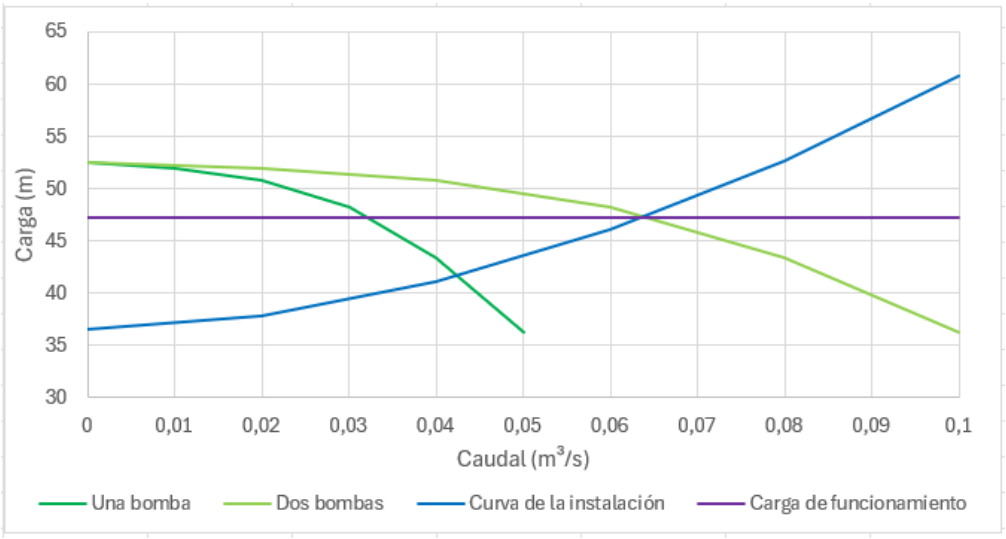


Figura 5.2.20: Puntos de funcionamiento dado por el cruce de curvas para el uso de ambas bombas.

En la Figura 5.2.21 se puede observar el punto de funcionamiento del sistema de riego para el uso exclusivo de P01, determinado por el cruce de la curva característica de la bomba con la curva de la instalación. Dicho punto indica un caudal de funcionamiento igual a $0,032$ m^3/s asociado a un aporte de $47,2$ m de carga hidráulica.

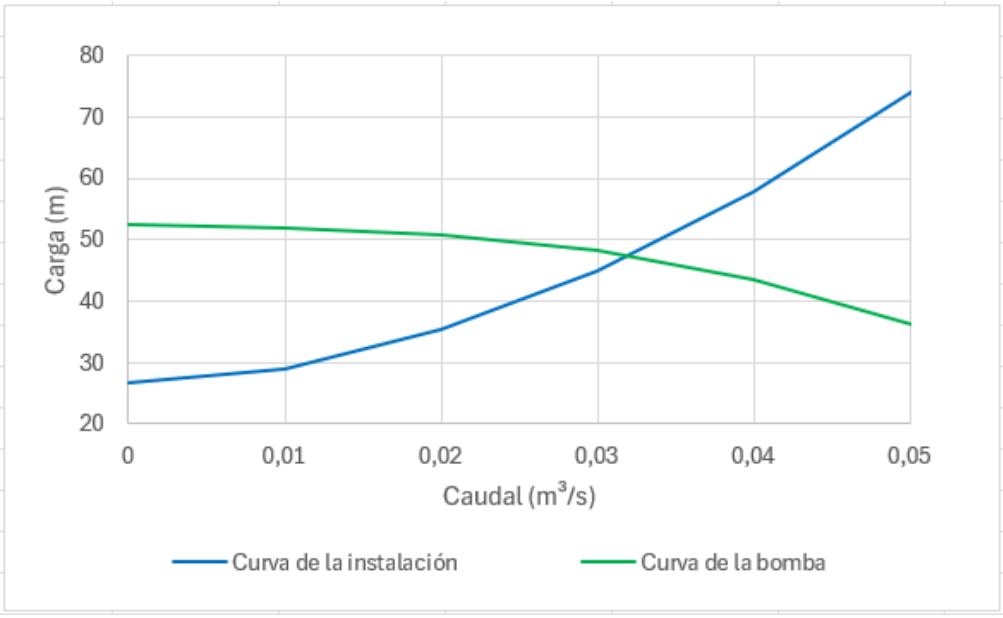


Figura 5.2.21: Punto de funcionamiento con el P01.

Por último, en la Figura 5.2.22 se aprecia el punto de funcionamiento del sistema, pero esta vez para el sistema de riego conformado unicamente por el P02. Para este sistema, el caudal se encuentra en $0,043$ m^3/s y su carga asociada es igual a $41,4$ m.

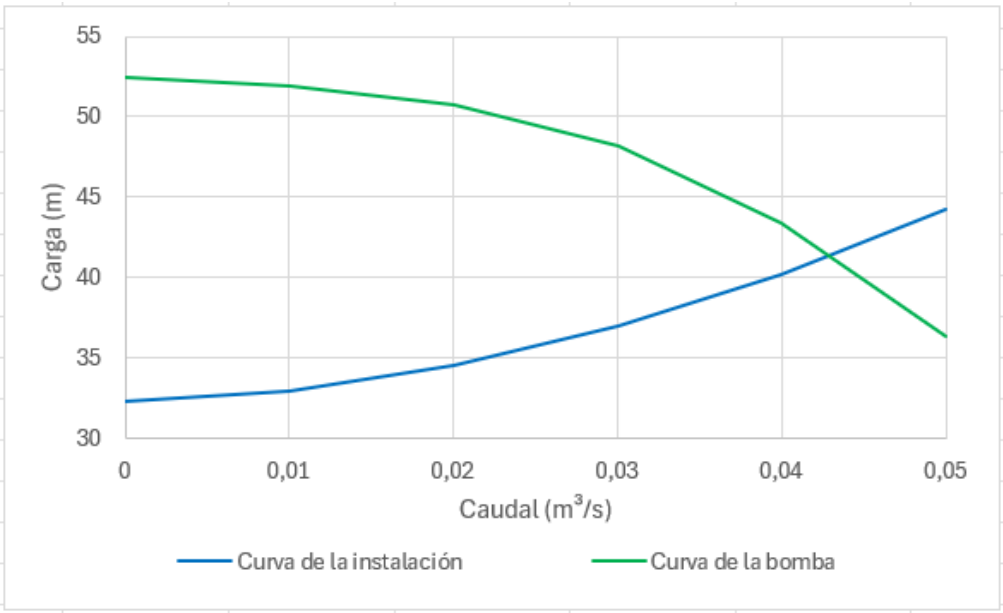


Figura 5.2.22: Punto de funcionamiento con el P02.

Adicionalmente, es importante aclarar que en ninguno de los tres casos se desarrolla la cavitación, y se resalta que la eficiencia de las bombas es aproximadamente 74 %.

5.2.7.2.2 Verificación del sistema en régimen permanente

Previamente fue comentado que se pretende operar el sistema bajo tres escenarios posibles: dos bombas funcionando en simultaneo abasteciendo ambos pivotes (Escenario 1), una bomba impulsando agua del tajamar hacia el P01 (Escenario 2) y una bomba suministrando agua al P02 (Escenario 3).

Escenario 1

Las características de las conducciones son las que se presentan en la Tabla 5.2.19. Además, se presenta en la Figura 5.2.23 y Figura 5.2.24 las evoluciones de la carga piezométrica en las líneas de impulsión en donde se puede observar que en ningún tramo de las conducciones las curvas de cotas de zampeado se encuentran por encima de la curva piezométrica, por lo tanto, no existen puntos del trazado de las conducciones que puedan ocasionar dificultades en el flujo. Además, se verifica las cargas necesarias al final de la impulsión (63, 6 m y 69, 2 m).

Tabla 5.2.19: Funcionamiento de la línea de impulsión.

Tubería	**Principal**	**Bifurcación a P01**	**Bifurcación a P02**
Diámetro (mm)	250	125	225
Longitud (m)	1.070	210	525
Caudales (m^3/h)	236	90	146
Carga al final del tramo (m)	73,6	63,6	69,2
Carga suministrada por la bomba = 46.7 m			

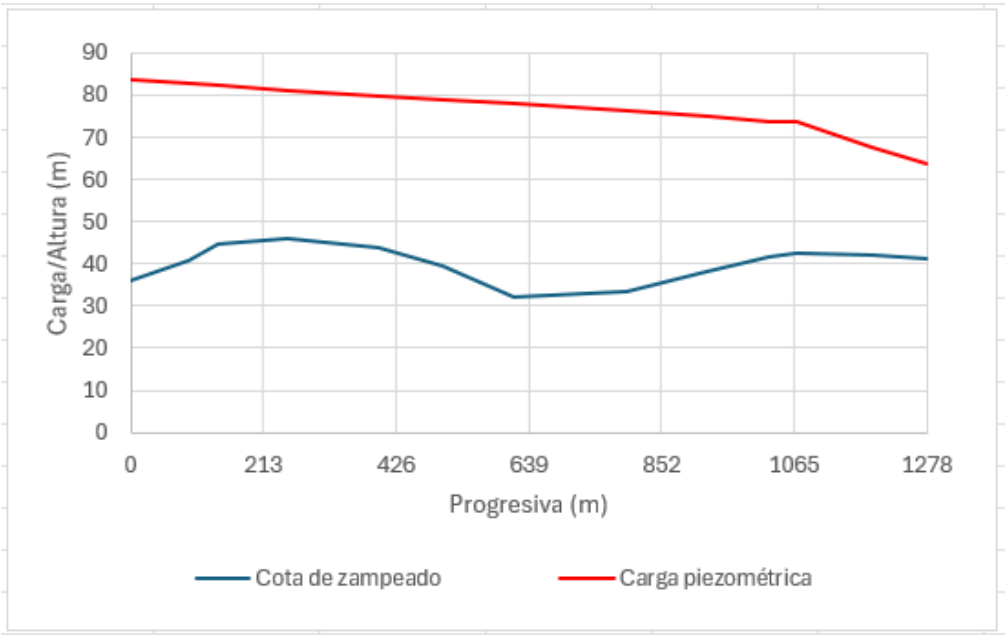


Figura 5.2.23: Carga piezométrica en la impulsión hacia el P01 utilizando dos bombas.

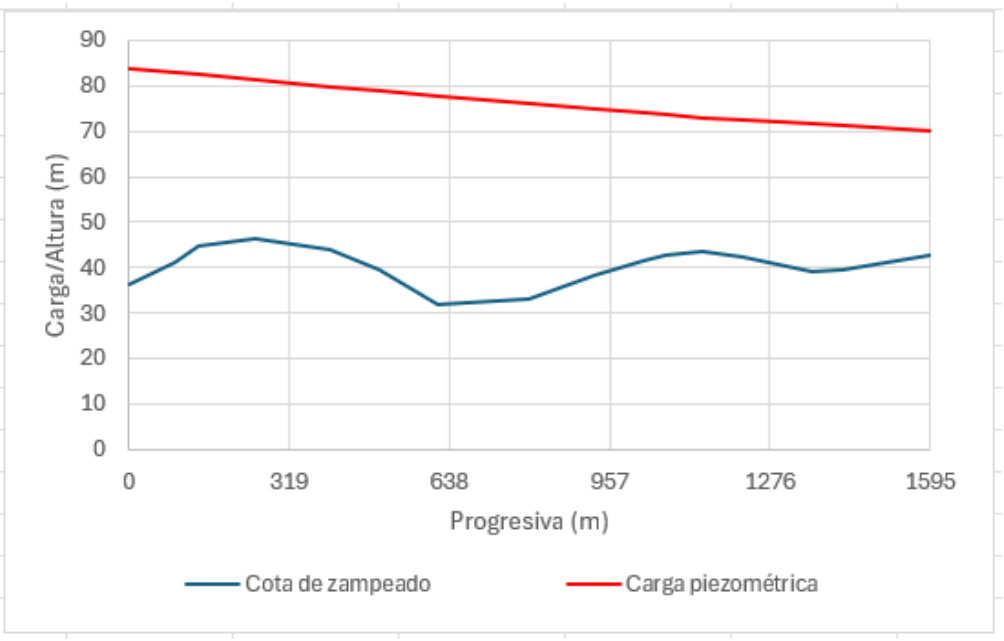


Figura 5.2.24: Carga piezométrica en la impulsión hacia el P02 utilizando dos bombas.

Escenario 2

Las características de la conducción se presentan en la Tabla 5.2.20. Asimismo, en la Figura 5.2.25 se muestra la variación de la curva piezométrica, donde se observa que en ningún tramo de las conducciones las cotas de zampeado superan dicha curva, lo que confirma un correcto funcionamiento hidráulico del sistema.

Tabla 5.2.20: Funcionamiento de la línea de impulsión hacia P01.

Tubería	**Principal**	**Bifurcación a P01**
Diámetro (mm)	250	125
Longitud (m)	1.070	210
Caudales (m^3/h)	115,2	115,2
Carga al final del tramo (m)	81,4	63,6
Carga suministrada por la bomba = 47,2 m		

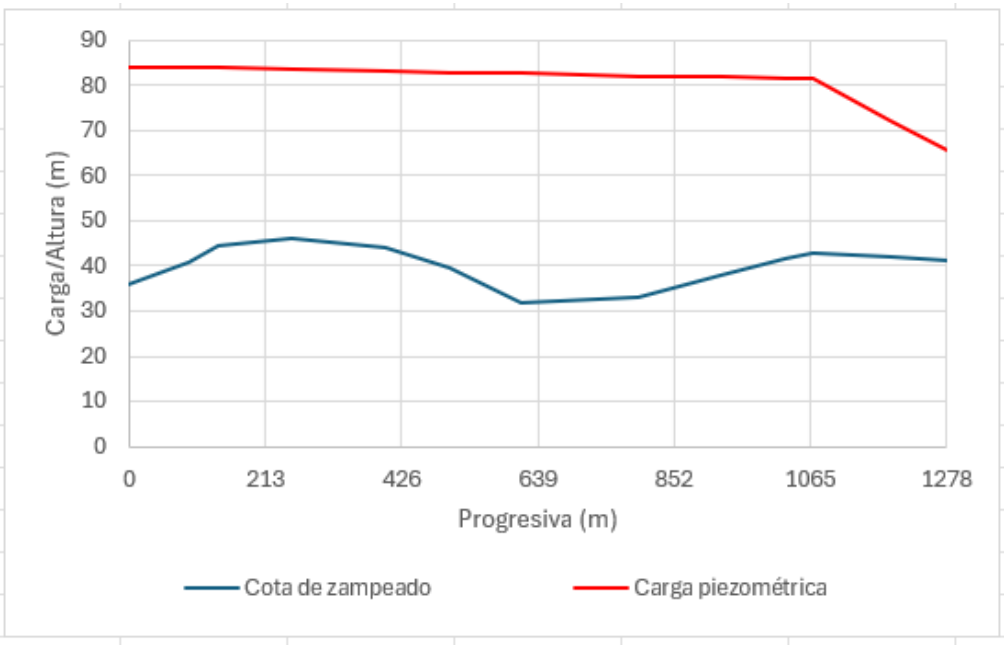


Figura 5.2.25: Carga piezométrica en la impulsión hacia el P01 utilizando una bomba

Escenario 3

Por último, en este escenario se busca hacer un bombeo hasta el P02 usando nuevamente una única bomba. La configuración definida se presenta en la Tabla 5.2.21, y se muestra la variación piezométrica en la tubería en la Figura 5.2.26 donde nuevamente se verifica un adecuado funcionamiento hidráulico del sistema.

Tabla 5.2.21: Funcionamiento de la línea de impulsión hacia P02.

Tubería	**Principal**	**Bifurcación a P02**
Diámetro (mm)	250	225
Longitud (m)	1.070	525
Caudales (m^3/h)	154,4	154,4
Carga al final del tramo (m)	73,6	69,2
Carga suministrada por la bomba = 41,3 m		

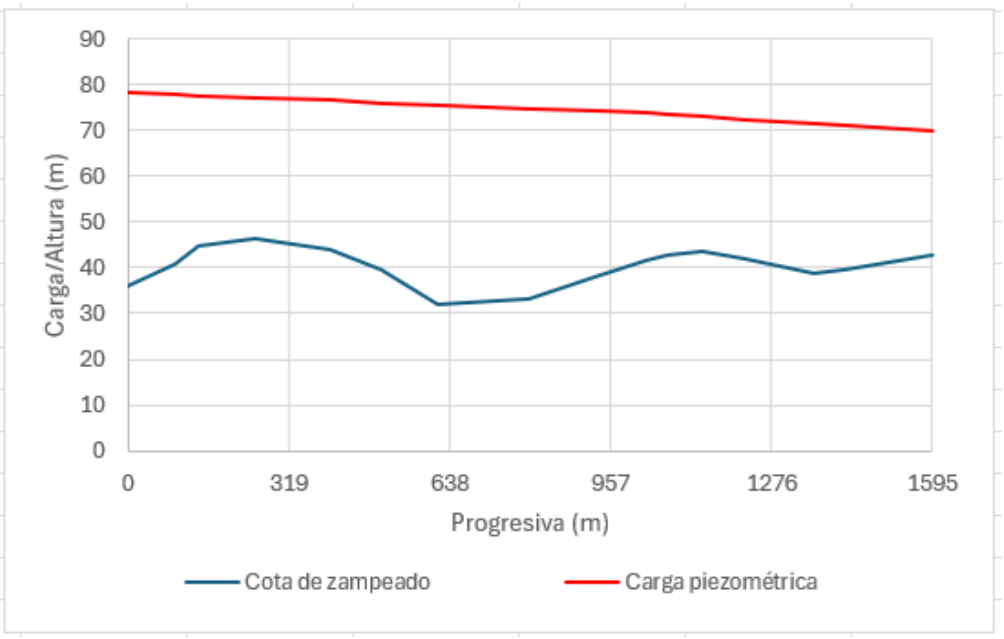


Figura 5.2.26: Carga piezométrica en la impulsión hacia el P02 utilizando una bomba

En esta sección, se verificó que para el régimen permanente se logra conducir el agua hasta los pivotes. Sin perjuicio de lo anterior, existe una condición de uso del sistema en la que se desarrolla una velocidad cercana a los $3,3$ m/s. Esta velocidad ocurre al bombear agua únicamente al P01. En vista de este resultado, se decide aceptar esta condición ya que será un escenario que se presente pocas veces, debido a que se proyecta el uso de ambos pivotes la mayor parte del tiempo.

5.2.7.2.3 Estudio de transitorios hidráulicos

Se realiza el estudio de los transitorios hidráulicos que pueden ocurrir en la línea de impulsión ante la detención brusca de los equipos de bombeo.

Se implementó la modelación en el software de cálculo de transitorios HiTrans 4.1.1. brindado por Istec s.r.l con fines académicos. En la Figura 5.2.27 se presenta el esquema general del sistema de impulsión planteado.

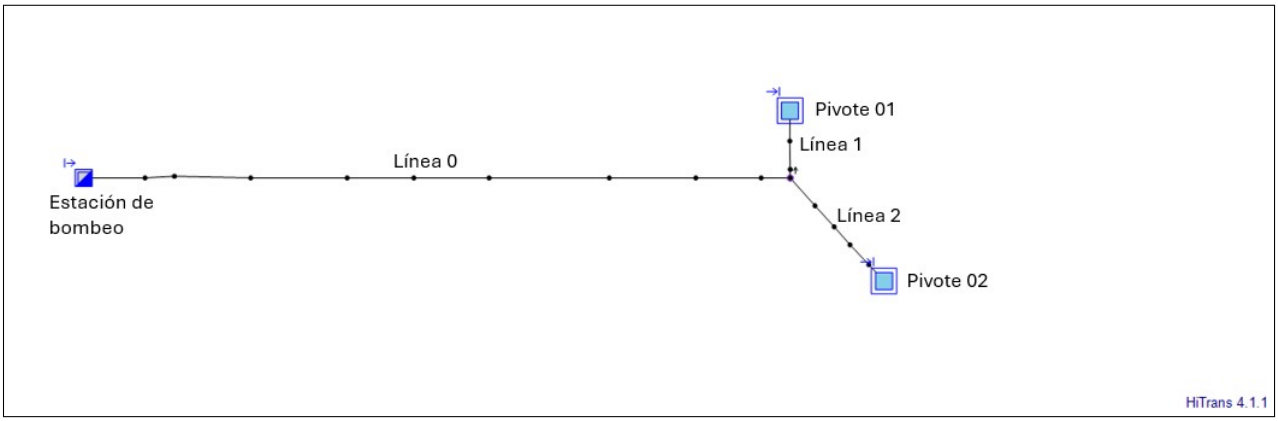


Figura 5.2.27: Esquema en planta de la modelación del sistema de impulsión realizado en el software HiTrans 4.1.1.

El esquema presentado tiene como condición de borde aguas arriba la estación de bombeo, mientras que aguas abajo se encuentran los dos pivotes centrales. En la modelación, cada pivote se representó como un tanque con nivel de agua fijo, lo que equivale a imponer una presión mínima de funcionamiento constante en la entrada del equipo. Esta simplificación permite fijar la condición hidráulica mínima que el sistema debe satisfacer para asegurar el correcto desempeño de los pivotes, evitando modelar en detalle las variaciones de presión internas propias del equipo de riego.

Escenario modelado para la evaluación del transitorio

Como se mencionó anteriormente, el sistema de impulsión considera tres posibles configuraciones operativas:

1. Bombeo en simultáneo a ambos pivotes (P01 y P02),
2. Bombeo únicamente al P01,
3. Bombeo únicamente al P02.

Para el análisis de los transitorios se selecciona el escenario 1, por ser el hidráulicamente más exigente en el tramo de impulsión principal. Este tramo es el de mayor longitud del sistema y por tanto el que domina la propagación de la onda de presión.

Se verifica entonces el comportamiento del sistema frente a la detención brusca del bombeo, evaluando las presiones máximas y mínimas que puede experimentar la cañería durante el transitorio. Para ello se adoptan los valores admisibles del material seleccionado:

- Presión mínima admisible: -6 m.c.a. [130].
- Presión máxima admisible: 80 m.c.a., valor asociado a la presión nominal de la tubería utilizada (PN 8).

Evaluación del sistema sin protecciones

En la Figura 5.2.28 y la Figura 5.2.30 se presentan las envolventes de las líneas piezométricas, mientras que en la Figura 5.2.29 y la Figura 5.2.31 se muestran las envolventes de presiones correspondientes a la impulsión hacia cada pivote. Como referencia, la línea roja representa el régimen estacionario, la azul la condición máxima y la verde la condición mínima, tanto para las curvas de carga como para las de presión.

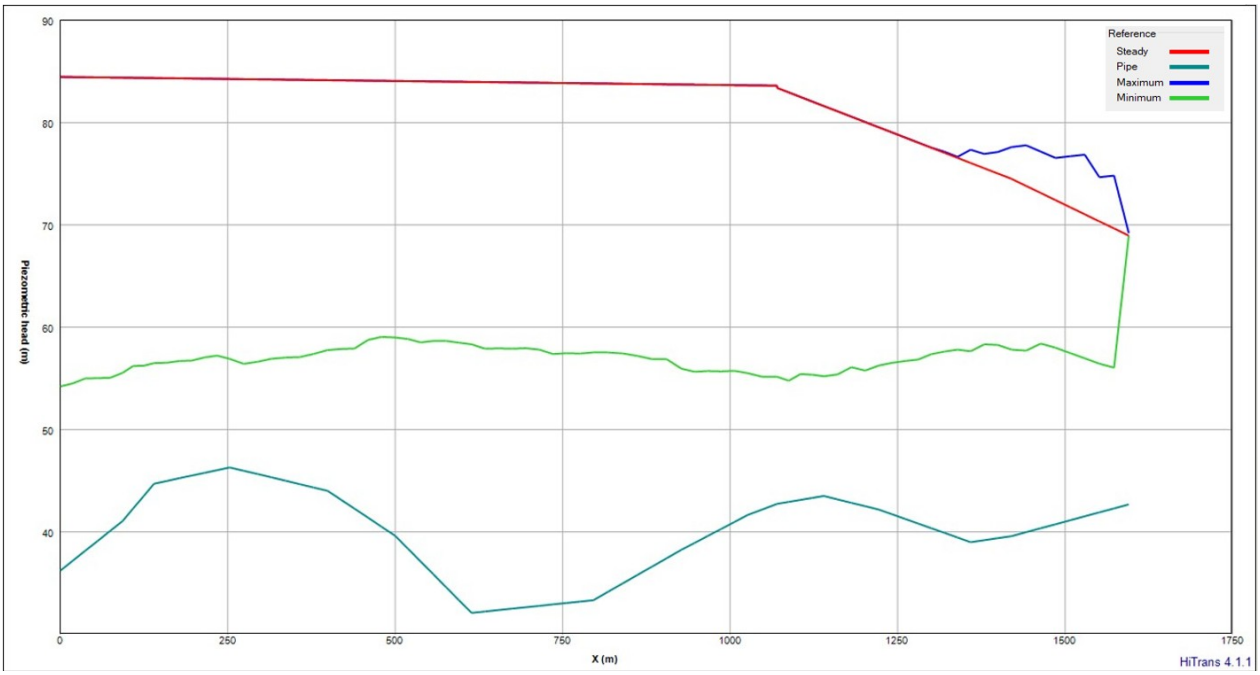


Figura 5.2.28: Envolvente de líneas piezométricas para impulsión hacia P01.

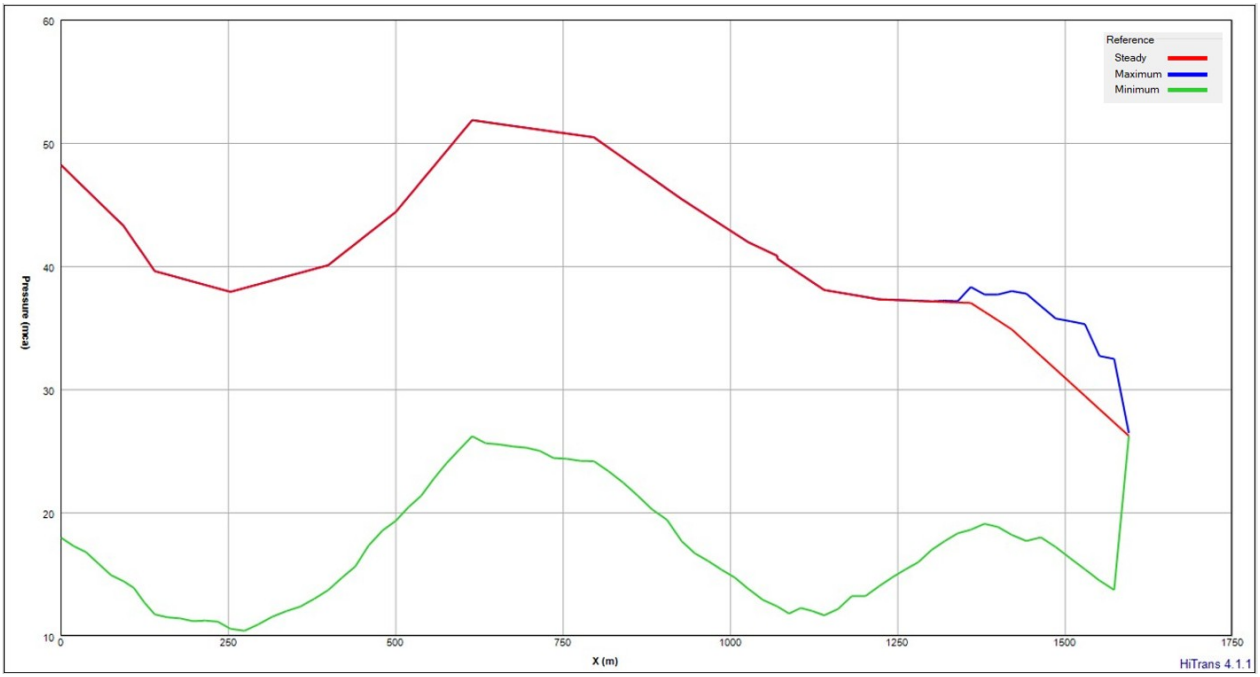


Figura 5.2.29: Envolvente de presiones para impulsión hacia P01.

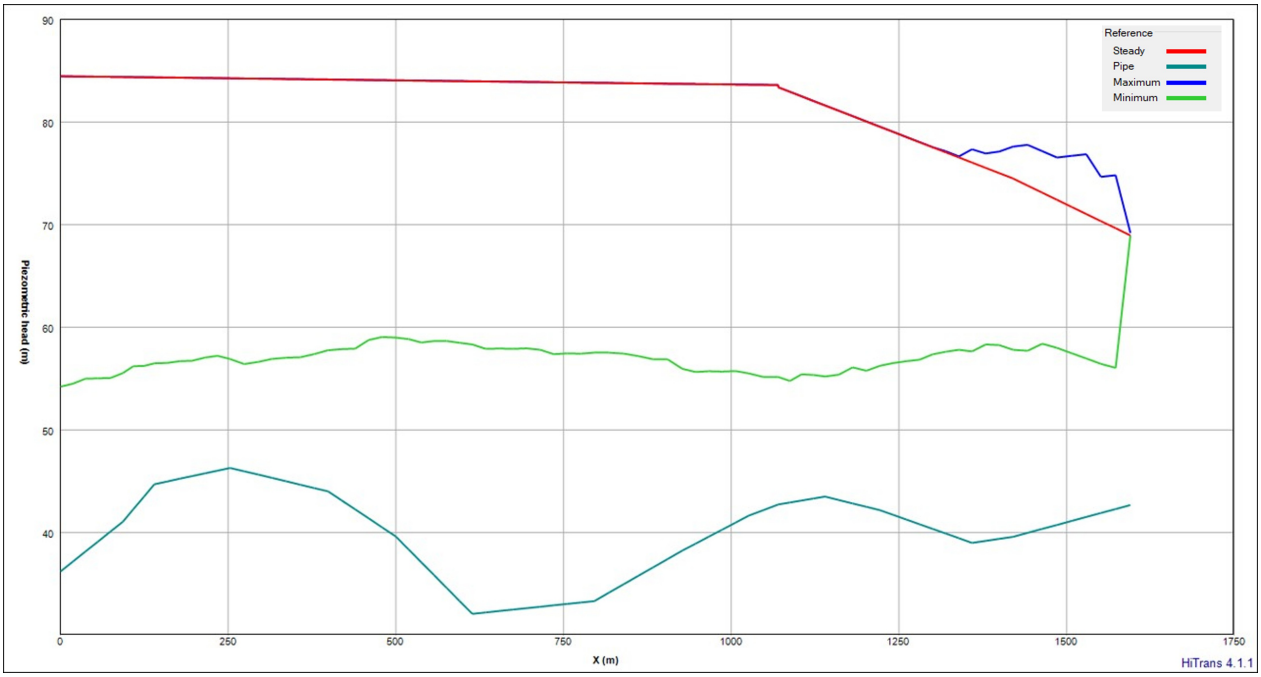


Figura 5.2.30: Envolvente de líneas piezométricas para impulsión hacia P02.

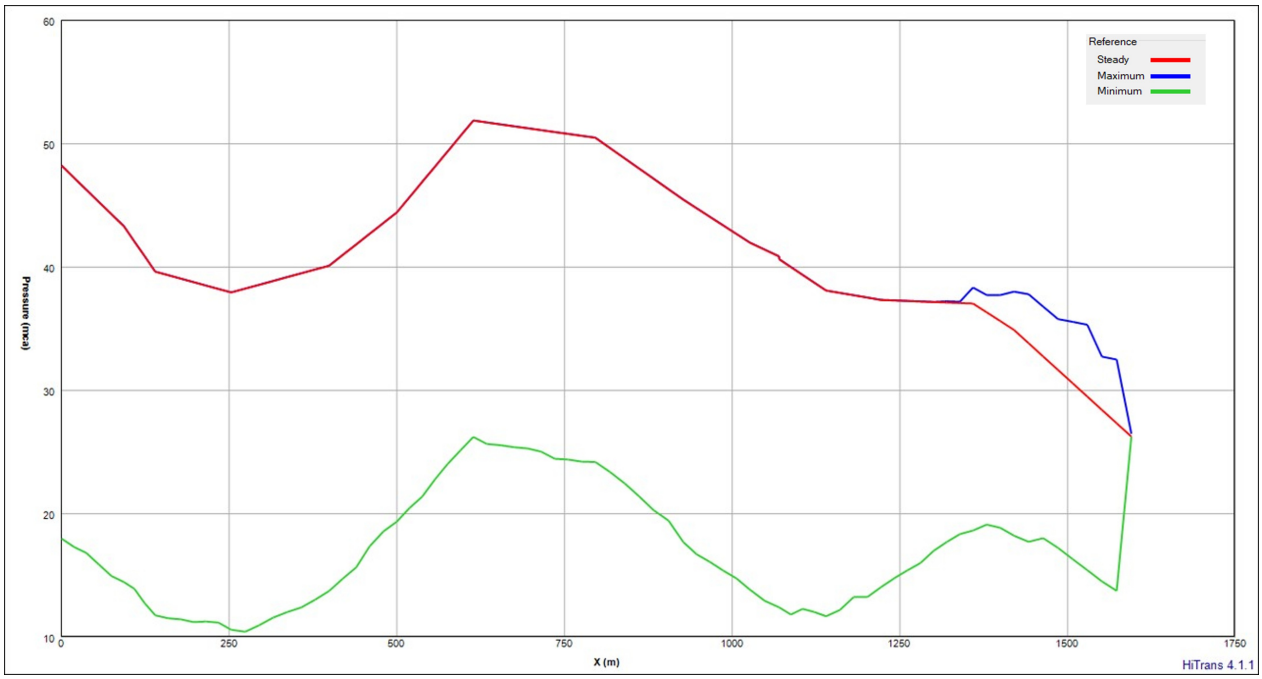


Figura 5.2.31: Envolvente de presiones para impulsión hacia P02.

Se observa que la líneas no presentan presiones negativas inferiores a -6 m.c.a ni tampoco superiores a 80 m.c.a por lo que no es necesaria la incorporación de elementos de protección de la línea de impulsión. De todas formas, se prevé la instalación de las válvulas de aire y de desagüe correspondientes, garantizando el adecuado funcionamiento del sistema tanto en régimen permanente como durante el vaciado o llenado.

5.2.7.3. Válvulas de aire y desagüe

Los puntos de la línea en los que se deben instalar válvulas de aire o desagüe son los que se listan en la Tabla 5.2.22. Estas son dimensionadas en la Subsección E.5.3.

Tabla 5.2.22: Descripción de válvulas de aire y desagüe en las conducciones.

Línea	**Progresiva (m)**	**CT (m)**	**CZ (m)**	**Tipo**
Estación de bombeo	0+000	37,4	-	Válvula de aire simple efecto
Conducción principal	0+140	45,5	44,6	Válvula de aire simple efecto
Conducción principal	0+254	46,9	46,2	Válvula de aire triple efecto
Conducción principal	0+399	45,2	43,9	Válvula de aire simple efecto
Conducción principal	0+500	40,8	39,5	Válvula de aire simple efecto
Línea principal	0+688	32,6	32,5	Válvula de desagüe
Línea principal	1+070	43,6	42,6	Válvula de aire triple efecto
Conducción a P02	1+139	44,5	43,5	Válvula de aire triple efecto
Conducción a P02	1+222	43,5	42,1	Válvula de aire simple efecto
Conducción a P02	1+359	40,4	38,9	Válvula de desagüe

5.2.8. Pivote central

En este capítulo se detallan las principales características del sistema de pivote central proyectado, abarcando su ubicación, lámina de funcionamiento, caudal de diseño, pluviometría y dimensiones del equipo.

5.2.8.1. Ubicación de los pivotes

Como se mencionó anteriormente, los potreros con potencial para riego son los N.º 21, 22, 24, 27 y 29. Con el objetivo de alcanzar regar 30 ha se definió la instalación de dos pivotes centrales. Para la elección de los potreros definitivos entre los antes mencionados, los criterios que se tuvieron en consideración fueron que el área a regar estuviera cerca de la represa proyectada para reducir la longitud de las conducciones y que el área de riego fuera próxima a 30 ha.

Por otro lado, en el Capítulo 6 se verá que el SGE presenta inconvenientes en la disposición final, siendo requerido para su solución la incorporación de un sistema de aplicación al suelo que permita reducir las láminas aplicadas. En este contexto, se propone que la disposición final del efluente sea realizada utilizando los pivotes. En caso de disponer el efluente en forma independiente al riego, surge la restricción de aplicar el efluente a una distancia mínima de cursos de agua de 50 m, esto implicaría reducir el área de riego considerablemente ya que los potreros presentan sangrías que pueden ser parte de los cuerpos de agua próximos. Por lo tanto, para contemplar la solución propuesta para el SGE, se propone concebir la aplicación del efluente al terreno como un sistema de fertirriego con lo cual esta restricción de distancia a los cursos de agua deja de interponerse. Los detalles de operación del sistema de riego se detallan en la Subsección 5.2.10 y el plan de aplicación de efluente se detalla en la Subsubsección 6.2.2.6.

Finalmente, por cercanía a las fuentes de agua, y de forma de no intersectar cursos de agua el P01 se localizó entre los potreros 21 y 22, con una superficie regada estimada en 10 ha mientras que el P02 se ubicó entre los potreros 24 y 22, alcanzando una superficie total de aproximadamente 17 ha. En conjunto, la superficie total bajo riego resulta en 27 ha. La disposición de ambos equipos se muestra en la Figura 5.2.32 y se muestra en la lámina RIEG-08 del Apéndice J.

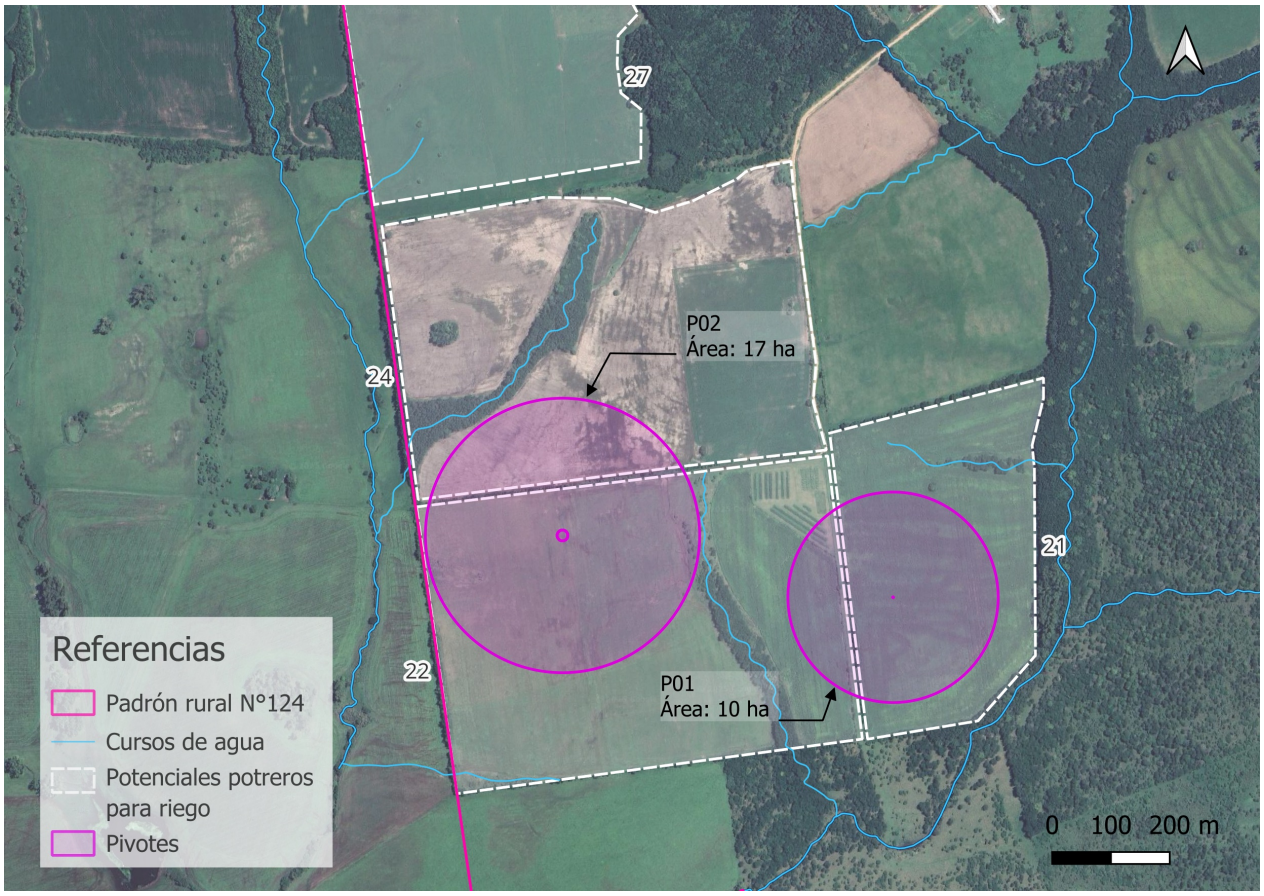


Figura 5.2.32: Ubicación de los pivotes y área regada.

5.2.8.2. Lámina de funcionamiento

A partir de la lámina neta máxima estimada en el balance hídrico de cultivos, se obtuvo una demanda bruta histórica máxima de 227 mm/mes. En consecuencia, se seleccionará un sistema de riego por pivote que pueda operar con una lámina diaria suficiente para satisfacer dicha demanda con un tiempo de funcionamiento no mayor a 20 h/día.

Los sistemas de pivote central pueden operar con láminas de riego variables, dentro de un rango que depende del diseño hidráulico del equipo y de la velocidad de avance. La lámina de aplicación se ajusta variando la velocidad de rotación del equipo. La velocidad de giro del pivote se determina según [117]:

$$V = \frac{2\,R_e}{t_r} \tag{5.5}$$

donde R_e es el radio del círculo descrito por la torre exterior (m) y t_r es la duración de una vuelta (h).

En el escenario de máxima demanda, con una lámina mensual de 227 mm y un pivote operando con una lámina diaria de 14 mm, se requiere un tiempo de operación de 16 días al mes, calculado según:

$$t_r = \frac{\text{Lámina mensual}}{\text{Lámina diaria}} = \frac{227\ \text{mm/mes}}{14\ \text{mm/día}} = 16\ \text{día/mes}$$

En Uruguay, la operación de pivotes suele limitarse a un máximo de 20 horas por día debido a la estructura

tarifaria: existe una franja de 4 horas de mayor costo, durante la cual se procura no operar el equipo, y 20 horas restantes con tarifa más conveniente. Por este motivo, se procura que el tiempo diario de operación no supere las 20 horas.

Por lo tanto, se seleccionará un sistema de riego por pivote capaz de operar con láminas comprendidas entre 5 mm/día y 14 mm/día. Cabe destacar que, en los equipos actuales, la lámina puede regularse desde una aplicación móvil, por lo que operar dentro de estos rangos no reviste mayor complejidad operativa.

5.2.8.3. Caudal de riego

El caudal de riego del pivote se define como el caudal mínimo necesario para aplicar la lámina de diseño de 14 mm/día:

$$Q = \frac{D \cdot A \cdot 10}{\eta \cdot t} \tag{5.6}$$

donde:

- Q: caudal requerido [m^3/h],
- D: lámina de riego [mm],
- A: área regada [ha],
- η: eficiencia del sistema (adimensional),
- t: tiempo de aplicación [h].

La eficiencia del pivote ya fue considerada en la estimación de la lámina bruta de riego, por lo que no se incluye nuevamente en el cálculo del caudal. Por otra parte, el tiempo de funcionamiento del pivote se tomará en 20 horas. Se determina primero el caudal por hectárea y, posteriormente, se multiplica por la superficie efectivamente regada por el pivote. El caudal resultante es:

$$Q = 7{,}0 \ \tfrac{\mathrm{m}^3}{\mathrm{h}\times\mathrm{ha}}$$

Adicionalmente, se adopta en la red un margen del 25 % por pérdidas de agua en la red, coherente con lo que establece [120] para sistemas de riego presurizados. Este valor resulta adecuado considerando que las conducciones superan los 1000 m de longitud.

En consecuencia, el caudal adoptado para el dimensionamiento es:

$$\boxed{Q = 8{,}75 \ \tfrac{\mathrm{m}^3}{\mathrm{h}\times\mathrm{ha}}}$$

Tabla 5.2.23: Caudales de riego de los pivotes.

Pivote	**Superficie regada [ha]**	**Caudal de riego** $\left[\frac{m^3}{h}\right]$
P01	17,0	149,0
P02	10,0	87,5

5.2.8.4. Dimensiones del equipo

Luego de identificado el potrero para la instalación del pivote, se procede a determinar sus principales dimensiones: el radio de riego, la altura de la base y la cantidad de torres. La altura de la base se adopta según un valor estándar de 4 m [117].

El área base cubierta por un lateral se define como:

$$A_{\text{regada}} = \pi R^2 \tag{5.7}$$

donde R es el radio efectivo de mojado del sistema, el cual se calcula mediante: $R = L + r_e$. Siendo L la longitud del lateral, definida como la distancia desde la base del pivote hasta el último aspersor o cañón, y r_e el radio adicional de mojado aportado por el cañón final o los últimos aspersores.

5.2.9. Memoria constructiva

En esta sección se describirán los procedimientos constructivos del sistema de riego desde la represa proyectada hasta la conexión de los pivotes centrales.

5.2.9.1. Actividades previas al comienzo de la obra

Previo al comienzo de las obras de construcción de cualquiera de las componentes del sistema de riego propuestas se debe realizar ciertas tareas para estar en profundo conocimiento de las características del terreno sobre el cual se implantará el proyecto. Para ello se plantean las tareas siguientes:

- Identificar interferencias mediante cateos.
- Realizar relevamientos del terreno sobre el cual se propone el trazado de las conducciones y construcción de la estación de bombeo y represa para la proyección de estas componentes con el nivel de detalle requerido. Esta tarea debe ser realizada por un ingeniero agrimensor o técnico en cartografía con equipos calibrados y de calidad adecuada como GPS, nivel óptico o estación total. Los planos desarrollados a partir de esta información deben estar referidos al cero definido en esta actividad.
- Realizar muestreos del terreno para identificar la presencia de napa freática, características resistentes del suelo, presencia de roca, u otros.

5.2.9.2. Replanteo planialtimétrico de las obras

La primera tarea que se debe realizar por parte de la empresa constructora es el replanteo altimétrico y planimétrico de la zona destinada a las obras que se deberán ejecutar. Esta tarea al igual que los relevamientos topográficos debe ser llevada a cabo por un técnico capacitado para ello, ya sea un ingeniero agrimensor o técnico en cartografía con equipos calibrados y de alta calidad como los ya mencionados. Con esto se verificará la veracidad de las cotas proyectadas para las obras a ejecutar y se trasladará al terreno el diseño proyectado en los planos de las tuberías, estación de bombeo y represa.

El replanteo planimétrico consiste en la ubicación espacial en planta de los elementos proyectados que conforman la solución para el sistema de riego, siendo estas la represa proyectada con su toma, la estación de bombeo, y las conducciones desde las bombas hasta la base de los pivotes. Las coordenadas de estos elementos se presentan en las láminas RIEG-04, RIEG-05, RIEG-06, RIEG-07, RIEG-08, RIEG-09 y RIEG-10 del Apéndice J.

Por otro lado, el replanteo altimétrico debe respetar las pendientes definidas para los taludes del dique de la represa como de las tuberías de la línea de impulsión proyectadas en cortes y perfiles altimétricos.

Interferencias

Una parte considerable del proceso de construcción del sistema de riego involucra tareas de movimiento de suelos, siendo estos excavaciones o terraplenes. Durante los movimientos de suelo se debe tener conocimiento

de posibles interferencias existentes con las obras. Debido a que las obras propuestas serán desarrolladas en padrón rural y en áreas poco desarrolladas del mismo, no se prevé que hayan interferencias. De todas formas, en caso de haberlas, se deberá realizar un nuevo replanteo de ser necesario a través de un mutuo acuerdo entre el gestor del establecimiento y la empresa constructora.

No se prevé la existencia de roca para la cual se precise realizar excavaciones con martillo neumático o explosivos ya que las formaciones geológicas aquí presentes son la Formación Dolores y la Formación Fray Bentos. Por otro lado, los potreros destinados a la actividad de lechería en la EEMAC presentan riego de suelo de implantación de cultivos, para lo cual no es recomendable la presencia de roca, por lo que se asume que no habrá presencia de las mismas.

5.2.9.3. Construcción de la represa

Para la construcción de la represa se deberá realizar el terraplenado que conforma el dique de la represa. El mismo deberá estar compuesto de material homogéneo y de baja permeabilidad como la arcilla en el núcleo y compactado de forma tal que se obtenga un material con un peso unitario seco cercano al máximo. Los faldones deberán estar constituidos por un material menos permeable y más grueso enfocado a la protección y estabilidad de los taludes. En lo que sigue se describen los aspectos de mayor importancia en la construcción de la represa.

Para la ejecución de la obra de construcción de la represa se requiere la previsión de accesos de caminería para maquinaria tal como retroexcavadoras, compactadoras, motoniveladoras y camiones. En caso de no existir también esta deberá ser construida.

Excavaciones

Para la conformación del dique, luego de realizar las actividades previas de estudio del terreno, replanteo y preparación se debe excavar la parte central longitudinal del dique para la construcción del dentellón de la represa. Para ello se debe preparar explanadas de ancho y estabilidad suficiente para que puedan circular retroexcavadoras y camiones que retiren el material excavado.

En caso de haber infiltraciones por la existencia de napa freática por encima del fondo de las excavaciones se debe tomar las medidas necesarias para poder continuar con las obras en seco y de forma segura. En caso de haber profundidades de excavación mayores a $1,5$ m se deberá colocar entibados por seguridad del personal. En cualquier caso, ante la presencia de agua será necesario realizar la apertura de zanjas de drenaje, drenes o pozos de bombeo para evacuar el agua de la zona de obras.

La represa proyectada será construida sobre una zona del padrón en el cual existe monte nativo. Una porción importante de la zona inundable por el lago generado por el dique tiene arbustos. Estos deberán ser removidos para que no generen problemas de estabilidad en los taludes de la represa.

Rellenos y terraplenes

El procedimiento de conformación del dique deberá ser realizado con materiales de buena calidad. Para el núcleo y dentellón deberán ser arcillas con una conductividad hidráulica menor a $1,0 \times 10^{-7}$ cm/s. Por otro lado, los faldones deberán ser de algún material granular existente en los alrededores de la zona. Para cualquiera de estas partes de la represa podrá ser utilizado el material excavado siempre que cumpla con los requerimientos necesarios de resistencia, granulometría y permeabilidad. Es recomendable que la compactación de estos materiales alcance un valor próximo al de peso unitario seco máximo donde la permeabilidad y deformabilidad del suelo es menor y la resistencia es mayor [124].

La construcción del terraplén se realizará en capas compactadas en tongadas de no más de 30 cm con rodillo liso dejando abierto un espacio para que el agua del curso de agua continúe su flujo, esta abertura se cierra hasta la altura de coronamiento una vez que la construcción de todo el resto del dique fue completada. Además se deberá entubar con hormigón para proteger la tubería de PVC que oficia de toma atravesando el dique. Por último, en el talud de aguas arriba se deberá diseñar un enrocado para la protección del talud contra el oleaje, mientras que en el talud de aguas abajo se deberá sembrar pasto que proteja el talud contra la erosión por eventos de precipitación.

La verificación de la calidad de la compactación del terraplenado se hará a través de pasadas de camiones pudiendo ser necesario realizar la construcción de tramos del dique nuevamente.

Tubería de toma

Para la colocación de la tubería de toma se deberá excavar una zanja de un ancho tal que permita trabajar cómodamente y realizar una buena compactación. Para ello, también se deberá realizar un entubado con hormigón pobre por el cual la tubería irá por adentro.

También se deberá construir un cabezal a la entrada de la tubería. El mismo será de hormigón, con alas para resistir los empujes del talud del dique protegiendo así la tubería de toma. También deberá tener una criba a la entrada con aberturas de $2,0$ cm para la retención de elementos como ramas, hojas, piedras u otros que pudieran ingresar.

Aliviadero

El aliviadero que se proyecta será de ancho $10,0$ m y tendrá pendientes de $0,1\,\%$ en el tramo de aproximación y $2,0\,\%$ en el tramo de descarga. Este será excavado con retroexcavadora siguiendo la cota de terreno especificada en planos de proyecto, y cubierto con pasto sembrado. Las velocidades en este no serán mayores a $1,0$ m/s, por lo que no será necesario su protección con materiales constructivos.

5.2.9.4. Construcción de la estación de bombeo

La construcción de la estación de bombeo consiste inicialmente en el desmonte del terreno, nivelación del suelo y conformación de la caseta para la protección contra las inclemencias climáticas. La caseta deberá ser techada y con piso impermeable, preferiblemente de hormigón.

Posteriormente a la construcción de la caseta, se debe realizar el montaje del manifold, respetando el replanteo de las tuberías, bombas, válvulas y uniones las cuales serán bridadas. En la lámina RIEG-07 del Apéndice J se muestra en planta la estación de bombeo con los detalles en secciones.

5.2.9.5. Construcción de las conducciones

Para la construcción de las conducciones se debe seguir las indicaciones de longitudes de los tramos y pendientes según lo especificado en las láminas RIEG-08, RIEG-09 y RIEG-10 de la Apéndice J. Las pendientes siempre son mayores que $0,3\,\%$.

Las conducciones son de PEAD y las características se muestran en la Tabla 5.2.24.

Tabla 5.2.24: Características de las conducciones en cada tramo.

Tramo	**DN (mm)**	**Dint (mm)**	**PN** (kg/cm^2	**Material**
Conducción principal	250	221,6	8	PEAD
Conducción a P01	125	110,8	8	PEAD
Conducción a P02	225	199,4	8	PEAD

Excavación

La colocación de la tubería conlleva la excavación de zanjas de un ancho mayor que el diámetro de la tubería tal que permita realizar la colocación, compactación, encastre entre tramos y relleno de forma adecuada. También se deberá tener en cuenta la tapada considerada en cada tramo y si es necesario colocar protección en caso de que esta sea pequeña. Para estas excavaciones no será necesaria la colocación de entibaciones ya que la profundidad de las zanjas en ningún tramo será mayor que $1,2$ m.

Colocación y relleno

La colocación de la tubería y relleno de la zanja excavada se hacen siguiendo el procedimiento que se describe a continuación tomado de [67]:

- Se debe hacer una capa soporte de 10 cm de arena. Por lo que la excavación de la zanja debe ser 10 cm más profunda que la generatriz inferior de la tubería. Para realizar este paso se debe asegurar que se esté trabajando en seco y que la cama de arena quede bien lisa para evitar que el apoyo de la tubería sea sobre puntos individuales.
- El relleno inicial se hace con arena hasta 3/5 del diámetro del caño.
- Luego, se continúa rellenando con el material excavado, evitando el ingreso de material orgánico (tierra vegetal, elementos que perjudiquen la tubería, granos calcáreos) y compactando manualmente las capas agregadas de 15 cm. Esto se hace hasta llegar a 30 cm por encima de la tubería.
- Luego del relleno inicial se continúa rellenando la zanja en tongadas de 15 cm hasta alcanzar la tapada indicada en los planos de proyecto. Cada una de estas deberá ser regada con agua y compactada previo a la colocación de la siguiente capa.

En el tramo de cruce de la cañada entre progresivas $0 + 688$ m y $0 + 707$ m de la conducción principal el procedimiento de construcción debe ser realizando un desvío de la cañada para poder trabajar en seco en la instalación de la tubería. Esto se realiza excavando el desvío y realizando un pequeño dique que obstruya la circulación del agua donde se debe trabajar. El procedimiento de colocación luego del desvío se realiza de forma análoga al resto de la tubería. Una vez completada la colocación se vuelve a restituir el cauce original de la cañada. Este punto se muestra en las láminas RIEG-08 y RIEG-09 del Apéndice J.

Las tapadas de las tuberías son para la proteger la tubería de cargas externas, siendo estas: el terreno y cargas móviles por maquinaria. En los puntos en los que la tapada sea menor a $0,6$ m se prevé la colocación de una losa de hormigón pobre de 10 cm de espesor y un ancho de 2 veces el diámetro de la tubería.

Cámaras

Se deberá realizar la construcción de cámaras para el cuidado de las piezas especiales, las cuales deben tener tapas para acceder a estas piezas. Las cámaras podrán ser construidas de hormigón con juntas estancas o ser prefabricadas y tendrán una cama de balasto cementado. Las cámaras deberán tener las dimensiones adecuadas para que quepan la tubería y las piezas especiales que deba contener.

Para la instalación de las piezas especiales metálicas en las cámaras con válvulas de aire triple efecto las uniones se realizarán con bridas con adaptadores de brida para PEAD. En los casos de las válvulas de aire simple efecto y la válvula esférica de 2"que se instala con ella, la colocación se hace con manguitos 2 sectores en la tubería de PEAD y la salida con una rosca macho de 2". En estos casos las válvulas de aire van acompañadas de válvulas de cierre con el fin de que al realizar mantenimiento a las válvulas de aire se cierra la válvula de cierre para que la conducción no pierda agua.

Las cámaras de desagüe tienen uniones con manguito 2 sectores, las bridas con adaptador para las válvulas compuerta y luego una transición a tuberías de PVC con bridas enchufe. Para estas será necesario contar con vástagos para operar la apertura de las válvulas compuerta.

Los detalles de las cámaras se muestran en las láminas RIEG-12, RIEG-13 y RIEG-14 del Apéndice J.

Pruebas hidráulicas

Se deberán realizar pruebas hidráulicas a cada tramo de las líneas de impulsión con el fin de evaluar la calidad de las juntas constructivas entre las tuberías o en los sitios donde se colocan las piezas especiales. La prueba consiste en cerrar los tramos a evaluar con tapones en sus extremos habiendo llenado este de agua a una presión de prueba de $6,0$ kg/cm^2 durante una hora y media. El resultado que se busca para esta prueba es que no hayan pérdidas por ningún lugar y que la presión sea sostenida durante 20 minutos sin descender.

5.2.9.6. Equipos, materiales y piezas

Aquí se describen los equipos, materiales y piezas necesarias en las tres componentes mencionadas de la línea de impulsión, siendo estas la estación de bombeo, la línea principal y las líneas secundarias que conducen a los dos pivotes centrales. Las piezas que se plantea colocar en las distintas componentes del sistema se describen a continuación.

Tuberías

Las tuberías en la estación de bombeo serán de acero. El diámetro de estas varía de acuerdo a la ubicación en la estación. La tubería principal de succión es de acero DN 300 mm y se une a la de PVC DN 315 mm con una junta multidiámetro como se detalla en la lámina RIEG-06 del Apéndice J. La tubería principal de succión tiene uniones soldadas donde nacen las tuberías de diámetro 200 mm que llegan a las bombas a traves de reducciones a 150 mm siendo este el tamaño de diámetro de ingreso de las bombas. En la impulsión debe haber transiciones desde el diámetro de salida de la bomba de 125 mm hasta 250 mm que corresponde a la tubería de PEAD que se entierra.

En la Tabla 5.2.25 se muestran las características de las tuberías que se proponen para la estación de bombeo.

Tabla 5.2.25: Características de la conducción en cada tramo.

Tramo	**DN (mm)**	**Dint (mm)**	**Presión de prueba (PSI)**	**Material**	**Marca**
Succión principal	300	314,2	620	Acero	TUBACERO
Succión hacia bombas	200	209,5	920	Acero	TUBACERO
Impulsión en ramas de cada bomba	200	209,5	920	Acero	TUBACERO
Conducción principal impulsión	250	263,4	730	Acero	TUBACERO

Electrobombas

Para el sistema de riego que se proyecta se seleccionan dos unidades de bombas más una de respaldo. Las mismas son bombas verticales y deben ser montadas sobre planchuelas abulonadas a una base de hormigón elevada sobre el nivel del piso de la caseta. Además se colocará una junta antivibratoria para mantener en mejores condiciones los equipos y toda la línea. En la Tabla 5.2.26 se muestran las principales características de la bomba seleccionada.

Tabla 5.2.26: Características de la bomba seleccionada.

Parámetro	**Valor**
Marca	Lowara
Modelo	Serie MPV125B
Tipo	Bomba simple
Diámetro de impulsor (mm)	255
Velocidad (rpm)	1470,0
Potencia (kW)	30
Material de carcasa	Hierro fundido
Material de impulsor	Hierro fundido

La bomba seleccionada se muestra en la Figura 5.2.33.



Figura 5.2.33: Bomba seleccionada para la impulsión hacia los pivotes centrales. Extraído de [126].

Válvulas de cierre tipo esclusa bridada

Estas válvulas se utilizan para aislar tramos de la línea. Los puntos donde se prevé colocar estas válvulas son donde se ubique una válvula de aire si se quiere realizar mantenimiento de esta, de esta forma no se pierde agua de la línea cuando la válvula de aire es retirada. También se colocarán dos válvulas de cierre donde se incorpora la línea de efluente a la línea principal de riego también aislando una válvula antirretorno. Además, una de estas válvulas oficiará como válvula de desagüe en los puntos bajo de las líneas de impulsión. Por último, se colocan válvulas de cierre en el comienzo de las conducciones luego de la bifurcación de la conducción principal para cerrar la que no se desee utilizar cuando el funcionamiento del sistema vaya a ser con una sola bomba.

El material de estas válvulas es acero dúctil de acuerdo a la norma EN-GJS-450-10. Las dimensiones y características de estas en cada tramo de la impulsión se listan en la Tabla 5.2.27. La válvula se muestra en la Figura 5.2.34.

Tabla 5.2.27: Características de las válvulas esclusa según ubicación en la línea de impulsión.

Ubicación en línea	**DN (mm)**	**PN (kg/cm^2)**
Cierre en ubicación de válvulas de aire triple efecto en línea principal	80	10



Figura 5.2.34: Válvula de cierre tipo esclusa bridada marca MECH. Extraído de [127]

.

Válvulas de cierre tipo mariposa bridada

La función de estas válvulas es análoga a las válvulas esclusa. Estas serán utilizadas en la estación de bombeo para aislar las bombas y válvulas antirretorno en cada línea en paralelo sobre la que se ubican las bombas. De esta forma se puede utilizar una sola bomba o realizar mantenimiento de estas o de las válvulas antirretorno.

El material de estas válvulas es de fundición de hierro con grafito de acuerdo a la norma EN-GJS-500-7. Las dimensiones y características de estas en cada tramo de la impulsión se listan en la Tabla 5.2.28. La válvula se muestra en la Figura 5.2.35.

Tabla 5.2.28: Características de las válvulas mariposa según ubicación en la conducción.

Ubicación en línea	**DN (mm)**	**PN (kg/cm^2)**
Succión en línea de bomba en paralelo	200	10
Impulsión en línea de bomba en paralelo	150	10

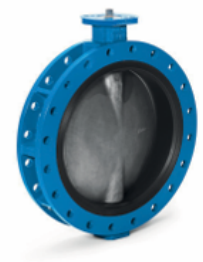


Figura 5.2.35: Válvula de cierre tipo mariposa bridada marca CONDOR. Extraído de [128]

.

Válvulas de cierre compuerta

La función de estas válvulas es análoga a las válvulas esclusa. Estas serán utilizadas en la estación de bombeo para aislar las bombas y válvulas antirretorno en cada línea en paralelo sobre la que se ubican las bombas. De esta forma se puede utilizar una sola bomba o realizar mantenimiento de estas o de las válvulas antirretorno.

El material de estas válvulas es de fundición de hierro con grafito de acuerdo a la norma EN-GJS-500-7. Las dimensiones y características de estas en cada tramo de la impulsión se listan en la Tabla 5.2.29. La válvula se muestra en la Figura 5.2.36.

Tabla 5.2.29: Características de las válvulas compuerta según ubicación en la conducción.

Ubicación en línea	**DN (mm)**	**PN (kg/cm^2)**
Función de válvula de desagüe	50	10
Aislamiento de válvula de retención de línea principal en ingreso de efluente	10	10
Bifurcación hacia P01	125	10
Bifurcación hacia P02	250	10



Figura 5.2.36: Válvula de cierre tipo compuerta marca CONDOR. Extraído de [128]
.

Estas válvulas deberán ir acompañadas de un vástago que se consigue con el mismo proveedor para ser operadas en el desagüe de los tramos a vaciar.

Válvulas antirretorno

Estas piezas cumplen la función de impedir el retorno del agua hacia aguas arriba una vez que esta pasó por la sección donde se ubica la válvula. En la estación de bombeo se ubican aguas abajo de las bombas, luego será necesario la colocación de una en el sitio donde se incorpora el efluente a la línea de riego, de forma que el efluente no pueda ingresar hacia aguas arriba por la línea principal de riego.

El material de estas válvulas es hierro fundido EN-JL1040 (GG25). La válvula y sus dimensiones se ilustran en la Figura 5.2.37.

Tabla 5.2.30: Características de las válvulas antirretorno en los distintos puntos de la conducción.

Ubicación en línea	**DN (mm)**	**PN (kg/cm^2)**
Seguido de las bombas en la impulsión	150	10
En línea principal donde ingresa el efluente	250	10
En punto de inyección de efluente	80	10



Figura 5.2.37: Válvula antirretorno marca CONDOR. Extraído de [128].

Válvulas de aire

En los puntos altos absolutos de los distintos tramos se colocan válvulas de aire de triple efecto para la expulsión de burbujas de aire de las tuberías. También se colocará una al inicio de la conducción antes del enterramiento de la tubería.

El material de las válvulas es de hierro fundido dúctil. La válvula se muestra en la Figura 5.2.38. Las características de las válvulas en cada punto de la conducción se listan en la Tabla 5.2.31.

Tabla 5.2.31: Características de las válvulas de aire en los distintos puntos de la conducción.

Ubicación en línea	**DN (mm)**
En la línea principal	80
En la línea hacia P02	80



Figura 5.2.38: Válvula de aire combinada marca BERMAD. Extraído de [127].

Por otro lado, las válvulas de aire para operación se ubicarán en los puntos de la conducción donde hayan cambios de pendiente de mayor a menor en tramos ascendentes y de menor a mayor en tramos descendentes. El material de las válvulas es de nylon reforzado y tiene la opción de ser conectada con rosca macho o bridas. La válvula se muestra en la Figura 5.2.39. Las características de las válvulas en cada punto de la conducción se listan en la Tabla 5.2.32.

Tabla 5.2.32: Características de las válvulas de aire en los distintos puntos de la línea de impulsión.

Ubicación en línea	**DN (mm)**
Estación de bombeo	50
En la línea principal	50
En la línea hacia P02	50
Llegada a P01	50
Llegada a P02	50



Figura 5.2.39: Válvula de purga de aire automática marca AQUESTIA. Extraído de [129].

Junta de unión multidiámetro de anclaje axial

Esta pieza es una pieza empleada para realizar transiciones entre distintos materiales y distintos diámetros. En la línea de impulsión proyectada se deberá utilizar para hacer la transición de la toma de PVC a acero, de acero a PEAD a la salida de la estación de bombeo, en la bifurcación para hacer la transición de PEAD DN 250 mm a DN 200 mm y en la llegada a los pivotes debido a los diámetros específicos de tubería de los pivotes siendo estos de 127 mm del P01 y 203 mm en el caso del P02.

La junta se muestra en la Figura 5.2.40. Las características de la junta en cada punto de la conducción se listan en la Tabla 5.2.33.

Tabla 5.2.33: Características de las juntas de unión multidiámetro en los distintos puntos de la conducción.

Ubicación en línea	**DN (mm)**
Cambio de material en la toma	300
Cambio de material en salida de estación de bombeo	200
Cambio de diámetro en bifurcación a P02	200
Cambio de diámetro en conexión a P01	100
Cambio de diámetro en conexión a P02	175



Figura 5.2.40: Junta de unión multidiámetro de anclaje axial marca KRAUSZ. Extraído de [131].

Reducciones, Tee, Codos

Estas piezas tienen la función de dirigir la tubería cuando el trazado debe realizar curvas o cambios de pendientes o hay puntos singulares con cambio de diámetro o separación de las conducciones en ramales. En este caso se utilizarán los tres tipos de piezas en la estación de bombeo. También se deberán emplear estas piezas en el ingreso del efluente a la conducción de riego, ya que esta se deberá insertar por medio de una tee; la bifurcación de la conducción principal se materializa con una tee y debe tener reducciones de diámetro para las conducciones hacia los dos pivotes. El trazado de las conducciones también presenta curvas por lo que deberán emplearse codos. En la Tabla 5.2.34 se mencionan las características de las piezas que se deben utilizar. Estas piezas son de fundición dúctil y se muestran en la Figura 5.2.41.

Tabla 5.2.34: Características de los codos, tee y reducciones distintos puntos de la conducción.

Ubicación en línea	**Accesorio**	**DN (mm)**
Estación de bombeo	Codo 90°	200
Estación de bombeo	Codo 45°	200
Estación de bombeo	Tee	200 a 250
Estación de bombeo	Reducción	200 a 150 y 150 a 200
Conducción principal	Codo 90°	250

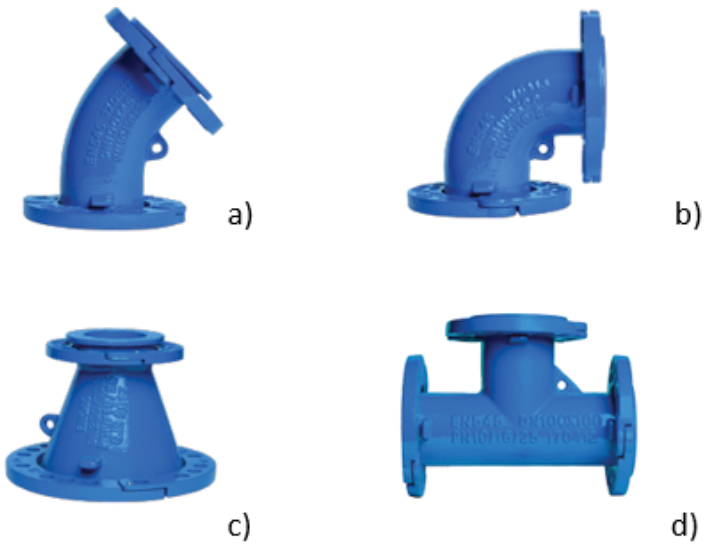


Figura 5.2.41: a) Codo de 45°. b) Codo de 90°. c) Reducción. d) Tee con bridas orientable. Extraído de [128].

Bridas

Estos son elementos utilizados para la unión de distintos tramos de tuberías o de unión de piezas especiales a las tuberías. El método de unión es a través de tornillos por lo que tiene la ventaja de ser simple el montaje y desmontaje en caso de querer realizar reparaciones. Estas se muestran en la Figura 5.2.42.

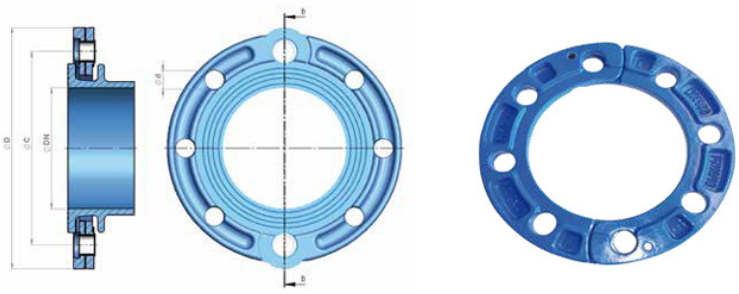


Figura 5.2.42: Brida orientable marca CONDOR. Extraído de [128].

Juntas elásticas

Estos accesorios cumplen la función de absorber esfuerzos en la operación, vibraciones que debiliten las juntas del sistema y prevenir daños por fatigas. En la Figura 5.2.43 se muestran las juntas que se deberán emplear en la estación de bombeo.



Figura 5.2.43: Junta elástica marca CONDOR. Extraído de [128].

5.2.10. Memoria operativa

En esta sección se indicará el procedimiento operativo a llevar a cabo para diferentes tareas vinculadas al uso del sistema de riego, en donde se detallará la manipulación del sistema en diferentes escenarios posibles.

5.2.10.1. Operación del sifón

La operación del sifón implica realizar el sifonamiento con la válvula de cierre que se encuentra a la salida cerrada. Para eso se debe colocar en la TEE del punto alto y llenar la línea desde allí. Una vez llenado el sifón invertido, se abre la válvula de cierre en la salida para alimentar la represa proyectada. El volumen de agua estimado para realizar el desifonado es de aproximadamente 60 L, equivalentes a seis baldes de agua. Esta cantidad se obtiene directamente del tajamar aguas arriba, utilizándose para llenar la línea hasta que se alcance el cebado completo del sifón.

5.2.10.2. Operación de la línea de impulsión

La operación prevista para la línea de impulsión será semi-automática. Por un lado, se busca utilizar una aplicación de teléfono móvil para indicar de forma remota el encendido o apagado de las bombas. Esta herramienta informática permite el ajuste del bombeo y la visualización en tiempo real del funcionamiento del sistema.

Por otro lado, se prevé contar con personal dedicado a la apertura o cerrado de válvulas de forma manual. Esta tarea será realizada siempre y cuando se desee modificar la operativa actual de la red, por ejemplo, mantenimiento, incorporación del efluente al riego, variación en la cantidad de pivotes utilizados, entre otros. En particular, en las instancias de incorporación de efluente en la conducción de riego se deberá operar de la siguiente manera. Inicialmente, deberá circular por las conducciones únicamente agua de la represa proyectada durante al menos 10 minutos, luego podrá incorporarse efluente al bombeo, y finalmente se cerrará la conducción de efluente de forma de finalizar el bombeo solamente bombeando agua de la represa nuevamente durante al menos 10 minutos.

Operativa con dos pivotes en uso

Para el sistema de riego diseñado, se pretende desarrollar un funcionamiento que contemple ambos pivotes predominantemente. Este escenario que mantiene el uso simultaneo de ambos pivotes, requiere que todas las válvulas de cierre del sistema se encuentren abiertas. Esto incluye las que hay luego de la TEE en succión en la línea hacia cada bomba, y las de la bifurcación, así le llega el agua a los dos pivotes. Bajo estas condiciones de operación, el caudal circundante por las tuberías y la carga entregada por la bomba son los que se presentan en la Tabla 5.2.35.

Tabla 5.2.35: Condiciones de bombeo (Escenario 1)

Tubería	**Caudal** (m^3/h)
Principal	244
Bifurcación hacia P01	94
Bifurcación hacia P02	150
Carga suministrada por la bomba = 46,3 m	

Operativa con un pivote en uso

Si se presenta el escenario en el cual se desea bombear con un único pivote, se deberá cerrar las válvulas de cierre en la succión del tramo complementario. A su vez, será necesario cerrar la válvula de la línea que se dirige hacia el pivote que no será utilizado. Para este escenario los valores de caudal y carga son los que aparecen en la Tabla 5.2.36.

Tabla 5.2.36: Condiciones de bombeo (Escenario 2 y 3)

Tubería	**Caudal - Esc 2** (m^3/h)	**Caudal - Esc 3** (m^3/h)
Principal	114	151
Bifurcación hacia P01	114	0
Bifurcación hacia P02	0	151
Carga suministrada por la bomba	47,5 m	42,1 m

5.2.10.3. Operación durante mantenimiento

Mantenimiento de bombas

Cuando alguna de las bombas requiera mantenimiento se debe cerrar las válvulas de cierre de la línea en la que se ubica la bomba y retirarla. En su lugar se ubica la bomba de respaldo. El recambio se realiza nuevamente cuando una de las bombas necesite mantenimiento.

Mantenimiento de pivotes

El sistema de impulsión diseñado prevé el escenario en donde sea necesario el mantenimiento o reparación de los pivotes. El procedimiento a seguir consiste en dejar de bombear con dos bombas, y continuar la impulsión del agua con una única bomba. De esta manera se evita la llegada del caudal de ambas bombas a un único pivote. Una vez hecho este cambio, se cierra la válvula a la entrada de la bifurcación que se dirige hacia el pivote al que se le desea realizar tareas de mantenimiento/reparación. Una vez hecha esta tarea, se vuelve a la condición inicial.

Mantenimiento de válvulas

El procedimiento a realizar para el mantenimiento de una válvula dependerá de su ubicación en la red y los elementos aguas arriba y aguas abajo que existan. Si la válvula se encuentra entre dos válvulas de cierre, basta con cerrar estas válvulas, lo que permite trabajar cómodamente con la válvula del caso. Si de lo contrario, no se cuenta con elementos que puedan aislar la válvula respecto al resto de la red, se deberá vaciar el tramo en cuestión, habilitando de esta manera el mantenimiento en optimas condiciones de trabajo.

Reparación de la tubería

En caso de requerirse una reparación en la tubería debido a fisuras u otra patología, se deberá mantener las bombas apagadas y desagotar la tubería abriendo las válvulas de desagüe y permitiendo el vaciado de

esta. De esta forma se prodrá realizar la reparación en condiciones secas. Ya hecha la reparación, se cierra la válvula de desagüe y se retoma el bombeo en las mismas condiciones que se encontraba antes.

5.2.11. Costos

En esta sección se presentan y desarrollan los costos asociados a la inversión, operación y mantenimiento del sistema de impulsión desde la estación de bombeo proyectada hacia los dos pivotes.

5.2.11.1. Costos constructivos

En la Tabla 5.2.37 se muestran los costos de inversión iniciales de la estación de bombeo, en la Tabla 5.2.38 los costos de inversión iniciales de las conducciones y en la Tabla 5.2.39. El rubrado detallado con el despiece de cada componente del sistema hidráulico se muestra en la Subsección E.5.4.

Tabla 5.2.37: Resumen de costos de obra para la estación de bombeo.

Descripción	**Valor (U$S)**
Subtotal obra de estación de bombeo (U$S)	113.465,6
IVA (22 %)	24.962,4
Monto imponible (U$S)	22.693,1
Leyes Sociales (73,8 %)	16.747,5
Total Leyes Sociales e IVA incluidos (U$S)	155.175,6

Tabla 5.2.38: Resumen de costos de obra para las conducciones.

Descripción	**Valor (U$S)**
Subtotal obra de conducciones (U$S)	135.476,6
IVA (22 %)	29.804,9
Monto imponible (U$S)	27.095,3
Leyes Sociales (73,8 %)	19.996,4
Total Leyes Sociales e IVA incluidos (U$S)	185.277,8

Tabla 5.2.39: Resumen de costos para obra de montaje de pivotes.

Descripción	**Valor (U$S)**
Subtotal obra de montaje de pivotes (U$S)	116.500,0
IVA (22 %)	25.630,0
Monto imponible (U$S)	23.300,0
Leyes Sociales (73,8 %)	17.195,4
Total Leyes Sociales e IVA incluidos (U$S)	159.325,4

5.2.11.2. Costos operativos

Se identifican los costos de operación correspondientes al uso de las bombas y de los pivotes. Los resultados se muestran en la Tabla 5.2.40 y en la Tabla 5.2.41, donde se detallan las principales consideraciones junto con el costo diario asociado a cada equipo analizado.

Tabla 5.2.40: Características y costos del bombeo

Parámetro	Valor	Unidad
Potencia entregada	22	kW
Eficiencia del motor	0,94	-
Uso diario	12	hs
Costo por kWh	5,1	$
Costo diario	36	US$

Tabla 5.2.41: Características y costos de la operación de los pivotes.

Parámetro	Valor	Unidad
Potencia entregada	0.56	kW
Eficiencia del motor	0,75	-
Uso diario	12	hs
Costo por kWh	5,1	$
Motores	5	-
Costo diario	5,7	US$

Se observa una diferencia significativa entre los costos diarios asociados a los pivotes y a las bombas. Esto resulta esperable, dado que los motores involucrados operan con potencias mecánicas considerablemente distintas.

5.2.11.3. Costos de mantenimiento

Se distinguen además los costos de mantenimiento para los equipos mencionados en la sección anterior. Aquí se desglosa el costo anual asociado a cada bomba y pivote, detallando tanto los gastos programados como las intervenciones correctivas habituales, incluyendo repuestos y mano de obra.

Tabla 5.2.42: Características y costos de mantenimiento del bombeo

Parámetro	Valor	Unidad
Potencia entregada	22	kW
Mano de obra	40	US$/h
Uso	12	hs/día
Cambio de sellos mecánicos	250	US$
Cambio de rodamientos	300	US$
Reparaciones eléctricas puntuales	200	US$
Mano de obra adicional por emergencias	240	US$
Costo total	**990**	US$

Tabla 5.2.43: Características y costos de mantenimiento de los pivotes.

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Uso	12	hs/día
mano de obra	40	US$
Cambio de rodamientos	300	US$
Reparaciones eléctricas	400	US$
Neumáticos	200	US$
Mano de obra adicional por fallas	240	US$
Costo total	**1140**	US$

A diferencia de los costos de operación, los costos de mantenimiento de bombas y pivotes son relativamente similares, reflejando la naturaleza comparable de las intervenciones y repuestos requeridos en cada equipo.

Capítulo 6

Sistema de gestión de efluentes

En este capítulo se presenta la evaluación integral del sistema de gestión de efluentes del tambo, considerando su funcionamiento actual y su desempeño bajo un escenario de máxima carga animal. A partir de dicho diagnóstico se analizan y comparan alternativas de mejora.

6.1. Evaluación diagnóstica de la situación actual

6.1.1. Puntos de generación del efluente

En la Figura 6.1.1 se muestra el esquema de la dirección del efluente generado en los diferentes puntos de generación. Esto también se muestra en la lámina TAMB-01 del Apéndice J.



Figura 6.1.1: Esquema del recorrido del efluente en el sistema de gestión actual.

Se distinguen cuatro puntos de generación de efluente en el tambo: sala de ordeñe, corral de espera, sala de enfriamiento de leche y los patios de alimentación, ubicados en el galpón de cama caliente. Todos estos efluentes son conducidos hacia el sistema de gestión de efluentes del tambo.

6.1.1.1. Sala de ordeñe y sala de enfriamiento

El efluente generado en la sala de ordeñe debido a la limpieza de la fosa y de los derrames de leche y productos utilizados en el proceso, es captado por una cámara ubicada en dicha fosa.

Esta captación además recibe el efluente proveniente de la sala de enfriamiento debido a la limpieza del tanque de frío (conducción A-B). Este efluente es transportado mediante la conducción B-K directo al pozo de bombeo. En la Figura 6.1.2 se presenta la disposición de la cámara en la fosa, así como una imagen de la misma acompañada de la tubería de llegada A-B.



Figura 6.1.2: a) Localización de la cámara en la fosa de la sala de ordeñe; b) Detalle de la captación con tapa y, sobre ella, tubería de ingreso A-B.

6.1.1.2. Corral de espera

El efluente generado en el corral de espera debido a la limpieza del mismo escurre hasta alcanzar un canal de hormigón, de sección rectangular, ubicado en el lateral del corral. Desde este punto, el flujo continúa por gravedad hacia una tubería de PVC (conducción D-E), que conduce el efluente hacia el desarenador. En la Figura 6.1.3 se ilustra el lavado del corral de espera con la manguera utilizada en la EEMAC.



Figura 6.1.3: Procedimiento de limpieza del corral de espera, con escurrimiento superficial dirigido hacia el canal de hormigón lateral.

Este efluente es bombeado hacia un tamiz estático, donde se separa la fracción sólida de la líquida. Los sólidos se gestionan por separado, mientras que la fracción líquida se conduce por gravedad (conducción H-I) a una laguna de almacenamiento.

6.1.1.3. Patio de alimentación - galpón de cama caliente

En los patios de alimentación, ubicados en el galpón de cama caliente, se genera un efluente compuesto por la orina de los animales que permanecen en la zona en el momento en que se alimentan (indicado en la Tabla F.2.3) y el agua derramada de aspersores empleados en el galpón de la cama caliente para mantener en el mismo una temperatura apta para los animales. Este efluente escurre por la explanada de hormigón e ingresa por la tubería F-G al desarenador. En la Figura 6.1.4 se observa el líquido que escurre del patio de alimentación y la entrada obstruida, producto, entre otros factores, de la acumulación y compactación del estiércol con el paso del tiempo. Esto hace que sea dificultosa la circulación en este sector, haya condiciones higiénicas y sanitarias deficientes, mal drenaje de pluviales y se obstruya la tubería de ingreso al desarenador. Aunque una parte del efluente se dirige al desarenador por escurrimiento superficial, gracias a la pendiente del patio y la explanada de hormigón, la mayor parte llega a la laguna a través de la tubería L-M, luego de que la maquinaria del tambo arrastra previamente los residuos sólidos y líquidos hacia el bunker de sólidos.



Figura 6.1.4: a) Efluente generado en el área del patio de alimentación. b) Disposición de la conducción F–G sobre la explanada de hormigón; tamiz y búnker de sólidos. c) Obstrucción identificada en el punto de ingreso de la conducción F–G.

En síntesis, los efluentes generados en el corral de espera y en los patios de alimentación son conducidos hacia la primera unidad de retención de sólidos del SGE, correspondiente al desarenador. Por su parte, los efluentes provenientes de la sala de ordeñe y de la sala de enfriamiento confluyen en la cámara ubicada en la fosa de la sala de ordeñe y, desde allí, son transportados mediante una conducción hacia otra unidad del SGE, el pozo de bombeo.

El efluente que llega al desarenador, se deriva hacia el pozo de bombeo mediante un sistema de vertedero. Luego desde el pozo de bombeo es impulsado hacia el tamiz estático. La parte sólida del efluente se acopia debajo del mismo mientras que la sección líquida es transportada a la laguna de almacenamiento mediante la conducción H-I. El sistema desarenador, pozo de bombeo y tamiz estático se muestra en la Figura 6.1.5.



Figura 6.1.5: Sistema desarenador, pozo de bombeo y tamiz estático.

Como se mencionó anteriormente, el efluente se almacena en una laguna de almacenamiento (ver Figura 6.1.6, la cual dispone de una toma flotante con bomba para la aplicación del efluente al terreno.



Figura 6.1.6: Laguna de almacenamiento del sistema de gestión de efluentes.

Desde allí, el líquido es impulsado a través de la tubería N–O hasta el potrero 23. En este potrero se encuentran instalados tres hidrantes, cuya ubicación fue relevada durante la visita a campo, a los que se conecta el aspersor móvil con el que se hace la aplicación del efluente al terreno. Desde los hidrantes, el efluente se conduce a un aspersor móvil mediante una manguera flexible, lo que permite su desplazamiento en dirección perpendicular a la tubería principal. Dependiendo de la zona del potrero en la que se desee disponer el efluente, se elige a cuál hidrante se conecta el aspersor móvil. En la Figura 6.1.7 se muestra el aspersor utilizado para realizar la aplicación del efluente al terreno.



Figura 6.1.7: Aspersor móvil que se conecta a la conducción N-O.

6.1.2. Caracterización del efluente

En esta sección se presenta su caracterización fisicoquímica y volúmenes generados. Se estiman los volúmenes y caudales generados por cada una de las zonas operativas del tambo.

6.1.2.1. Volúmenes y Caudales de efluente

Tal como se describió en la Subsección 6.1.1, se genera efluente en la sala de ordeñe, el corral de espera, los patios de alimentación ubicados en el galpón de cama caliente y la sala de enfriamiento de la leche. Para este último sitio, se aclara que el efluente es agua con muy bajo contenido de sólidos (agua con productos de limpieza). Se presenta a continuación una estimación del volumen y caudal generado en cada uno de estos sectores, distinguiendo el origen del aporte en cada sector. El cálculo se presenta en la sección Sección F.2.

En la tabla Tabla 6.1.1a y Tabla 6.1.1b se resumen los volúmenes diarios y caudales de aporte respectivamente al sistema de gestión de efluentes, estimados para cada sector del tambo y discriminando por tipo de contribución. Cabe destacar que el volumen generado de efluente en la sala de enfriamiento no varía con la cantidad de vacas ya que se realiza la limpieza una vez descargado el tanque. Sí podría variar la frecuencia de vaciado aumentando el número de vacas, pero este aumento sería limitado, sin afectar de forma importante el volumen de agua que se consume. El efluente de la sala de ordeñe comparte esta independencia respecto a la cantidad de vacas ya que la limpieza se realiza una vez terminado el ordeñe.

Tabla 6.1.1: Volúmenes y caudales de efluente que ingresan al SGE.

(a) Volumen de efluente que ingresa al SGE

Origen	**Volumen (m^3/d)**
Corral de espera y sala de ordeñe	4,8
Máquina de ordeñe	0,1
Tanque de frío	0,5
Piso de fosa	1,0
Orina	0,4
Precipitación media diaria	4,5
Total diario	**11,3**
Total anual	**4.139,1**

(b) Caudales de efluente que ingresan al SGE

Origen	**Caudal (L/s)**
Corral de espera y sala de ordeñe	2,0
Máquina de ordeñe	0,2
Tanque de frío	0,8
Piso de fosa	1,7
Precipitación en corral	14,0
Precipitación en explanada	14,0
Precipitación en búnker PA	2,0

Se observa que el mayor aporte volumétrico al SGE proviene del lavado del corral de espera y la sala de ordeñe, con un volumen diario de aproximadamente 4,8 m^3/día , lo que representa más del 40 % del volumen total generado. Este resultado es coherente con la frecuencia y el volumen de agua utilizados en las rutinas de limpieza posteriores a cada ordeñe, donde se busca garantizar condiciones higiénicas adecuadas para el manejo del ganado.

Asimismo, se destaca que la precipitación media diaria aporta un volumen significativo de 4,5 m^3/día . En conjunto, ambos componentes constituyen cerca del 80 % del caudal total que ingresa al sistema, lo que condiciona el dimensionamiento hidráulico de las unidades de tratamiento y almacenamiento del SGE.

6.1.2.2. Parámetros del estiércol y el efluente crudo

Las características físico-químicas del estiércol y del efluente líquido crudo generado por las vacas en ordeñe se obtuvieron a partir de un análisis realizado en el año 2023 en la EEMAC. Esta información fue brindada por el personal y se tomó como referencia para su caracterización.

La Tabla 6.1.2 resume la caracterización fisicoquímica del estiércol y del efluente crudo. La primera columna presenta la carga diaria por vaca obtenida del análisis realizado en 2023, mientras que la segunda muestra la carga total diaria que ingresa al SGE, calculada según la Ecuación F.27.

A partir de estas cargas, la tercera columna indica la concentración del efluente crudo considerando el volumen de agua generado en el corral de espera (lavado y orina), así como las aguas pluviales que entran en contacto directo con el estiércol en esta área. La cuarta columna incorpora una dilución adicional asociada a la precipitación media diaria que cae sobre la laguna y sobre las superficies impermeables que escurren hacia el sistema, lo que reduce aún más las concentraciones. Los procedimientos de cálculo se presentan en la Sección F.2.

Tabla 6.1.2: Caracterización fisicoquímica del estiércol dado por el análisis realizado en 2023 y del efluente crudo.

Parámetro	**Carga (g/VO/d)**	**Carga total (g/d)**	**Concentración efluente crudo (mg/L)**	**Concentración efluente crudo + precipitación (mg/L)**
Sólidos Totales (ST)	7.190,0	45.664,5	8.756,4	4.705,3
Nitrógeno (N)	429,0	2.724,6	522,5	280,7
Calcio (Ca)	98,0	622,4	119,3	64,1
Fósforo (P)	74,0	470,0	90,1	48,4
Magnesio (Mg)	59,0	374,7	71,9	38,6
Cloro (Cl)	160,0	1.016,2	194,9	104,7
Potasio (K)	397,0	2.521,4	483,5	259,8
Sodio (Na)	69,0	438,2	84,0	45,2
Cobre (Cu)	0,390	2,5	0,5	0,3
Hierro (Fe)	5,080	32,3	6,2	3,3
Manganeso (Mn)	1,119	7,1	1,4	0,7
Zinc (Zn)	1,391	8,8	1,7	0,9

6.1.3. Consideraciones para la evaluación del sistema de gestión de efluentes

Para la evaluación de las unidades del SGE, se plantea un escenario hipotético, definido a partir de la capacidad máxima de animales que podrían alojarse según la infraestructura disponible del tambo y en condiciones de manejo acordadas con la contraparte, procurando mantener los tres sistemas de producción establecidos: estabulado, mixto y pastoril.

Es decir, en la actualidad, el tambo cuenta con 117 vacas en ordeñe (Tabla 4.2.2) pero la evaluación del estiércol generado en el tambo, la orina generada y el análisis del funcionamiento de las unidades, presentadas en la Subsección 6.1.4, Subsección 6.1.5 y Subsección 6.1.6 respectivamente, se realizará con el escenario proyectado debido a que bajo estas condiciones es posible evaluarlas en un contexto más exigente que el vigente. Para el escenario analizado se proyecta un total de 131 vacas, cuya distribución en lotes se presenta en la Tabla 6.1.3.

Tabla 6.1.3: Número de vacas considerado para la evaluación del SGE.

Lote	**Número de vacas**
Estabulación cama caliente	32
Sistema mixto	32
Sistema pastoril	67
Total	**131**

Las instalaciones que condicionan la capacidad máxima de animales del sistema son el galpón de cama caliente y el corral de espera. En el caso del corral de espera es de 93,6 m^2, de acuerdo con los planos suministrados por el personal técnico de la EEMAC. Considerando estas dimensiones y un requerimiento de 1,4 m^2/vaca [61], la capacidad máxima operativa se estima en 67 vacas. Este valor se adopta como referencia tanto para los lotes pastoriles como para el sistema mixto.

En el caso del lote estabulado, la capacidad máxima de animales está determinada por el galpón de cama caliente y no por el corral de espera. Dicho galpón cuenta con espacio suficiente para alojar hasta 64 animales. No obstante, dado que las vacas del sistema mixto permanecen en el galpón durante la noche, no se asigna la totalidad de esta capacidad en forma exclusiva al sistema estabulado, sino que también se considera que los animales del sistema mixto cuenten con lugar para pasar la noche allí. Esta configuración permite la coexistencia de ambos sistemas, en concordancia con los objetivos de investigación de la EEMAC.

6.1.4. Generación de estiércol en el sistema lechero

Resulta fundamental caracterizar la cantidad de estiércol generada por el rodeo, dado que constituye gran parte de los volúmenes que actualmente se deben gestionar en el sistema de gestión de efluentes y en el sistema de gestión de residuos sólidos.

Para el cálculo del estiércol generado por vaca, se tomará la Ecuación 6.1 de Nennich que emplea el consumo de materia seca diario (DMI, en kg/VO/día) como variable para el cálculo de la generación total de estiércol (ME, kg/VO/día):

$$M_E = [\text{DMI} \times 2,63(\pm 0,10)] + 9,4(\pm 2,8) \tag{6.1}$$

El valor de la ingesta de materia seca diaria (DMI) fue proporcionado por investigadores de la EEMAC. La ingesta promedio de materia seca es de DMI = 20,9 kg/VO/dia. Este valor se emplea en la Ecuación 6.1 para estimar la excreción diaria máxima de estiércol por animal, obteniéndose el siguiente resultado:

$$\boxed{M_E = 69{,}5 \text{ kg/VO/día}}$$

A partir del tiempo de permanencia de los animales en las distintas zonas del tambo, y aplicando la formulación de Nennich, se estimó la cantidad de estiércol generada por cada lote. Además, se incorporaron los siguientes criterios:

- Tiempo de descanso: se considera que el animal permanece activo durante 18 horas al día, reduciendo así el intervalo efectivo de generación de estiércol a ese período, en lugar de contemplar el total de 24 horas diarias.
- Para la estimación del volumen de estiércol a gestionar en el SGE o el SGRS, se incluye únicamente aquel generado dentro del ámbito del tambo (superficies del corral de espera y patio de alimentación), excluyéndose, por ejemplo, las deyecciones producidas en los potreros.

6.1.4.1. Estiércol en corral de espera

Para el cálculo del estiércol generado en el corral de espera (M_{CEi}) se utilizó la Ecuación 6.2. Esta aproximación permite estimar de forma proporcional la cantidad de estiércol excretado durante el tiempo de permanencia en el corral de espera.

$$M_{CEi} = NV_i \times M_E \times \frac{T_i}{18} \tag{6.2}$$

Donde:

- NV_i: número de vacas del lote i,
- M_E: excreción total de estiércol por vaca por día (kg/dia),
- T_i: tiempo de permanencia promedio de las vacas del lote i en el corral de espera.

El número de vacas por lote y la excreción de estiércol fue definido en Subsección 6.1.3 y Subsección 6.1.4 respectivamente, por lo que resta estimar el tiempo de permanencia promedio de los animales en el corral de espera durante el ordeñe según [11]. Se parte del número total de vacas a ordeñar y de la cantidad de órganos de ordeñe disponibles (8 en el caso de la EEMAC). Dividiendo ambos valores se obtiene el número de tandas necesarias. En caso de que el valor resultante no sea un entero, se redondea al entero superior.

Con este valor y conociendo el tiempo que demora ordeñar cada tanda que ingresa a la sala de ordeñe (8 minutos según Gabriel Menegazzi), se puede calcular el tiempo total destinado al ordeñe.

Dado que todas las vacas se encuentran inicialmente en el corral, el número de animales en espera disminuye linealmente con el tiempo. Por lo tanto, se permite asumir que, el promedio de una vaca en el corral de espera durante un ordeñe es el tiempo total de ordeñe dividido 2.

Por último, para obtener el valor de estiércol en m^3/día se considera la densidad del estiércol como 986,5 kg/m^3 [4]. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6.1.4.

Tabla 6.1.4: Volumen de estiércol generado en el corral de espera.

Lote	**Tiempo medio en corral de espera (h)**	**Nº animales**	**Estiércol generado (kg/día)**	**Volumen generado (m^3/día)**
Estabulado	0,53	32	65,87	0,07
Mixto	0,53	32	65,87	0,07
Pastoril	1,20	67	310,31	0,31
Total	**2,27**	**131**	**442,05**	**0,45**

6.1.4.2. Patio de alimentación

De manera análoga al procedimiento aplicado para estimar la generación de estiércol en el corral de espera, se realizó el cálculo correspondiente al patio de alimentación. La metodología es la misma, con la diferencia de que el tiempo medio de permanencia (T_i) considerado en este caso es el correspondiente al tiempo que los animales pasan en el patio de alimentación. Dichos valores fueron proporcionados por Gabriel Menegazzi como 5,8 horas para las vacas estabuladas y 4 horas para las pertenecientes al lote mixto. Cabe aclarar que no se consideraron los animales del lote mixto con encierro en potrero, ya que no acceden al galpón de cama caliente ni al patio de alimentación y por lo tanto, no contribuyen a la generación de estiércol en esta zona. Los resultados obtenidos se expresan en la Tabla 6.1.5.

Tabla 6.1.5: Volumen de estiércol generado en el patio de alimentación.

Lote	**Tiempo medio en patio de alimentación (h)**	**Nº Animales**	**Estiércol generado (kg/día)**	**Volumen generado (m^3/día)**
Estabulado	5,83	32	720,5	0,73
Mixto	4,00	32	494,0	0,50
Total	**9,83**	**64**	**1214,5**	**1,23**

6.1.5. Generación de orina en el sistema lechero

Dentro del volumen total de estiércol generado, una fracción corresponde a la orina. Cuantificar este valor resulta relevante para estimar la carga líquida que ingresa al desarenador desde el patio de alimentación, dado que únicamente esta porción del estiércol escurre hacia dicha unidad, mientras que los sólidos son derivados para su tratamiento en el SGRS.

A partir del Cuadro 5 del estudio de Nennich obtenido de [29], por cada 66,3 kg/dia de estiércol excretado, 23 kg/dia corresponden a orina, lo cual representa un 34,69 % del estiércol en masa. Luego, para pasar la masa de la orina a volumen se utiliza una densidad de 1.015 kg/m^3 [64]

Los resultados obtenidos se presentan de forma resumida en la Tabla 6.1.6.

Tabla 6.1.6: Resumen de orina generada por zona.

Zona	**Lote**	**Orina (kg/día)**	**Orina (L/día)**
Corral de espera	Estabulado	22,8	22,5
	Mixto	22,8	22,5
	Pastoril	107,6	106,0
	Subtotal zona	**153,2**	**150,9**
Patio de alimentación	Estabulado	249,9	246,2
	Mixto	171,4	168,9
	Subtotal zona	**421,3**	**415,1**
Total	—	**574,5**	**566,0**

6.1.6. Infraestructura del SGE

En este capítulo se presentan las unidades actualmente existentes en el establecimiento, describiendo sus características físicas, dimensiones y modo de operación. Asimismo, se verifica el dimensionamiento de las mismas y su funcionamiento en función del número de animales propuesto en Subsección 6.1.3. La finalidad es identificar posibles debilidades en el diseño y operativa de las infraestructuras existentes para tomar medidas correctivas posteriores o diseñar nuevas infraestructuras si existe la necesidad. Estas se visualizan en las láminas TAMB-01 y TAMB-02 del Apéndice J.

6.1.6.1. Conducciones

En la Tabla 6.1.7 se resumen las principales dimensiones, materiales y pendientes de las conducciones que integran el sistema de gestión de efluentes, correspondientes a los tramos de conexión entre las distintas unidades previamente descritas e identificadas en la Figura 6.1.1.

Tabla 6.1.7: Resumen de las conducciones del sistema de gestión de efluentes.

Conducción	**Sección**	**Material**	**Diámetro (mm)**	**Largo (m)**	**Pendiente (%)**
A-B	Circular	PVC	100	9,0	0,5
B-K	Circular	PVC	160	80,0	0,5
D-E	Circular	PVC	200	50,0	0,5
F-G	Circular	PVC	160	6,0	0,5
H-I	Circular	PVC	200	30,0	1,0
L-M	Circular	PVC	200	31,0	7,0

Se verificaron las conducciones del sistema de acuerdo con los criterios en [68]. Este manual define las condiciones mínimas que deben cumplirse para asegurar el funcionamiento seguro de la tubería. En particular, establece lo siguiente:

- Tirante máximo en tuberías: el tirante de diseño debe ser menor o igual al 80 % del diámetro interior de la tubería, ya que valores superiores reducen el margen de seguridad y favorecen el pasaje a régimen

en carga ante pequeñas obstrucciones o caudales superiores al de diseño.

- Velocidad máxima admisible: se debe verificar que la velocidad no supere el límite definido para el material de la conducción. Para tuberías de PVC, se recomienda una velocidad máxima de 5 m/s.
- Condición de autolimpieza: las tuberías deben operar sin acumulación de sólidos y permitiendo su mantenimiento adecuado. Aunque no fija un valor único de referencia, establece la necesidad de garantizar velocidades que eviten sedimentación. Se adopta una velocidad mínima de $0,6$ m/s según [69] que asegura la autolimpieza en tuberías que transportan efluentes con sólidos.

Los resultados de la velocidad y el tirante en cada conducción se presentan en la Tabla 6.1.8 y el desarrollo de Los cálculos en la Subsección F.1.1.

Tabla 6.1.8: Tirante y velocidad de las conducciones.

Tramo	**y (m)**	**v (m/s)**
A–B	0,02	0,30
B–K	0,04	0,50
D–E	0,13	0,70
F–G	0,02	0,50
H–I	0,17	1,00
L–M	0,03	1,10

En cuanto a los resultados obtenidos, se observa que los tramos A-B, B-K y F-G presentan velocidades inferiores a la velocidad mínima de autolimpieza. No obstante, únicamente el tramo F-G transporta efluente con presencia de estiércol, por lo que es el único caso en el que esta condición resulta efectivamente restrictiva. Por otra parte, ningún tramo supera la velocidad máxima admisible de 5 m/s. En los tramos A-B, B-J y J-K, donde circula exclusivamente agua de lavado, las velocidades reducidas no representan una limitante hidráulica. Finalmente, todas las conducciones verifican la condición $y/D < 0{,}8$, garantizando un funcionamiento a superficie libre dentro del rango recomendado.

6.1.6.2. Desarenador

El desarenador constituye la primera unidad del sistema de gestión de efluentes. Cumple con la función de retener sólidos de tamaño grosero como piedras, arena y tierra que ingresan al sistema, especialmente arrastrados en las patas de los animales.

La Figura 6.1.8 muestra el desarenador existente en la EEMAC. La altura útil, correspondiente al volumen disponible para la acumulación de sólidos retenidos, está determinada por la estructura de salida, constituido por una tubería de PEAD DN 200. El desarenador presenta una geometría trapezoidal y dispone de un acceso lateral que permite realizar la limpieza con tractor, motivo por el cual sus dimensiones se ajustan a los requerimientos de maniobrabilidad del equipo. Dichas dimensiones se resumen en la Tabla 6.1.9a. Asimismo, se calculó el área útil como el producto del largo en el sentido del flujo por el ancho horizontal, y el volumen útil como el producto del área útil por la altura útil; estos valores se presentan en la Tabla 6.1.9b.



Figura 6.1.8: Desarenador existente en el SGE.

Tabla 6.1.9: Dimensiones y parámetros calculados del desarenador.

(a) Dimensiones geométricas

Dimensión	**Valor**
Largo en sentido de flujo (m)	3,3
Altura útil (m)	0,4
Ancho con pendiente (m)	1,1
Ancho horizontal (m)	2,0
Pendiente (m/m)	0,13

(b) Parámetros calculados

Parámetro	**Valor**
Área útil (m^2)	6,7
Volumen útil (m^3)	3,2

En lo que respecta a la verificación de esta unidad, se evaluará la tasa de aplicación superficial y la frecuencia de limpieza. Los valores recomendados de tasa de aplicación superficial para los desarenadores se sitúan entre 36 m/h y 75 m/h [74]. Es fundamental que la tasa de aplicación no sea inferior al valor mínimo establecido, ya que en ese caso sedimentarían partículas adicionales a las que se pretende retener en esta unidad. Asimismo, se analiza si la frecuencia de limpieza de esta unidad actualmente es adecuada o insuficiente de acuerdo al volumen de sólidos retenidos calculado en la Subsección G.1.7 y a la geometría del desarenador.

Para la verificación del sistema, se analizarán dos escenarios diferenciados:

- Escenario 1 – Ingreso al desarenador por ordeñe: Se considera como único aporte al desarenador el proveniente de los efluentes generados durante el lavado del corral de espera.
- Escenario 2 – Ingreso por ordeñe y aguas pluviales: En este escenario se contempla, además del aporte de los ordeñes, el ingreso de aguas pluviales asociado a un evento de lluvia extrema con período de retorno de 2 años.

Para la evaluación de la tasa de aplicación superficial del desarenador se debe conocer su geometría, la cual se muestra en la Tabla 6.1.9a y el caudal. Los cálculos son realizados en la Subsección F.1.2 y los resultados se muestran en la Tabla 6.1.10.

Tabla 6.1.10: Caudales considerados para la evaluación del desarenador y tasas de aplicación superficial calculadas.

Escenario	**Caudal** (L/s)	**TS (m/h)**
1	2,0	1,1
2	30,0	16,2

Los valores obtenidos se encuentran fuera de los rangos recomendados por [74]. Esto sugiere que el desarenador está reteniendo una fracción de partículas mayor a la prevista. Para corregir este parámetro, la variable se debería reducir el área útil del desarenador, dado que el caudal no permite grandes modificaciones por estar determinado por las rutinas de limpieza posteriores a los ordeñes y por los aportes pluviales. No obstante, el área disponible presenta una restricción operativa: debe permitir el ingreso del tractor para la remoción de los sólidos retenidos, por lo que su reducción se encuentra limitada. Por lo tanto, se procede al calculo de la cantidad de residuo generado en el desarenador y la limpieza que se le debe realizar.

En la Tabla G.1.6 de la sección Subsección G.1.7 se tiene que el volumen de sólidos retenidos por día en el desarenador es $0,26$ m^3/d en el escenario 1. La limpieza del desarenador se realiza una vez cada dos semanas según lo mencionado por el personal de la EEMAC. Luego de 14 días el volumen acumulado en el desarenador es $3,64$ m^3/d mientras que el volumen útil calculado es de $3,15$ m^3. Esto significa que para que la operación y mantenimiento del desarenador sean óptimos en este escenario se debería realizar la limpieza cada 12 días.

6.1.6.3. Pozo de bombeo y tamiz estático

El pozo de bombeo cumple la función de elevar el efluente líquido proveniente del desarenador hacia el tamiz estático, como se ilustra en la Figura 6.1.9. El sistema de bombeo está compuesto por una bomba y un revolvedor, cuya función es mantener en suspensión los sólidos presentes en el efluente, evitando su sedimentación y permitiendo un flujo homogéneo hacia el tamiz estático.



Figura 6.1.9: Pozo de bombeo e impulsión hacia tamiz estático del sistema.

Las dimensiones del pozo de bombeo y sus niveles de operación se muestran en la Tabla 6.1.11:

Tabla 6.1.11: Pozo de bombeo: dimensiones y cotas

(a) Dimensiones del pozo de bombeo

Dimensión	**Valor (m)**
Largo	3,1
Ancho	3,1
Profundidad	2,4
Volumen útil (m^3)	9,6

(b) Cotas del pozo de bombeo

Cota	**Valor (m)**
Cota de terreno	46,4
Cota de zampeado tubería de entrada	45,7
Cota de alarma superior	45,4
Cota de nivel de arranque	45,2
Cota de nivel de parada	44,2
Cota de alarma inferior	44,0
Cota del eje de la bomba	43,6
Cota de fondo del pozo	43,2

El tamiz estático cuenta con una pantalla fina de acero inoxidable con una pendiente pronunciada, a excepción de en su tramo inferior, donde esta inclinación se reduce y permite que los sólidos separados se acumulen hasta caer en la zona de acopio debajo del mismo denominada búnker de sólidos. Por otro lado, el efluente líquido es recolectado por la parte trasera de esta pantalla. El contenido de materia seca que deberá tener el efluente a la llegada es en el rango del 2 al 4 % [72]. La alimentación al tamiz se realiza mediante una tubería de PVC DN 160. El tamiz estático junto al el búnker de sólidos se ilustran en la Figura 6.1.10 y las dimensiones del este último en la Tabla 6.1.12.



Figura 6.1.10: Tamiz estático del sistema; la fracción sólida se separa y se acopia en el búnker de sólidos, correspondiente a la estructura de hormigón visible en la imagen.

Tabla 6.1.12: Dimensiones del búnker de sólidos del tamiz estático.

Dimensión	**Valor (m)**
Largo(m)	7,8
Ancho (m)	3,2
Altura (m)	2,5
Pendiente(m)	0,8
Volumen útil (m^3)	30,9

El tamiz remueve los sólidos orgánicos del efluente en aproximadamente un 60 %, generando un acopio de los mismos debajo del equipo. Posteriormente, la fracción líquida continúa su trayecto hacia la laguna de almacenamiento, conducida a través de una tubería de PVC DN 160.

La verificación del funcionamiento del pozo de bombeo y del tamiz estático se enfocará en dos aspectos. En primer lugar, se evaluará la frecuencia de arranque de la bomba, procurando ciclos de operación que eviten encendidos excesivamente frecuentes. En segundo lugar, dado que el tamiz estático opera en forma continua y su régimen depende del caudal impulsado por el pozo, se estimará la cantidad de residuos sólidos almacenados en la zona de almacenamiento denominada búnker de sólidos del tamiz y se asociará a la capacidad del mismo.

El búnker debe ser suficiente para almacenar el material generado durante el intervalo de limpiezas realizado en la EEMAC.

Para la verificación del sistema, se analizan los mismos escenarios que los considerados para el desarenador:

- Escenario 1 – Ingreso al desarenador por ordeñe: Se considera como único aporte al desarenador el proveniente de los efluentes generados durante el lavado del corral de espera.
- Escenario 2 – Ingreso por ordeñe y aguas pluviales: En este escenario se contempla, además del aporte de los ordeñes, el ingreso de aguas pluviales asociado a un evento de lluvia extrema con período de retorno de 2 años.

Los volúmenes y caudales de aporte de efluente al pozo de bombeo provienen del agua de lavado del corral de espera, del agua de lavado de la sala de ordeñe y de orina del patio de alimentación. Los mismos fueron presentados en la Tabla 6.1.1. Por otro lado, para el escenario de aporte de agua pluvial se considera el volumen que se genera con el caudal calculado con el método racional para un período de retorno de 2 años durante un tiempo igual al tiempo de concentración, este caudal es el que escurre del corral de espera y de la explanada de hormigón y fueron calculados en la Subsubsección F.2.0.3.

Para determinar el tiempo de ciclo de la bomba y la frecuencia diaria de encendido, fue necesario conocer su caudal de funcionamiento. Para ello, la curva de operación de la bomba fue obtenida del manual de GEA [59], en base al modelo relevado durante la visita a la EEMAC. Por su parte, el cálculo de la curva de instalación de la bomba, cuyo procedimiento se detalla en la Subsección F.1.3, se realizó a partir de la carga requerida para elevar el efluente hasta el tamiz, considerando la carga geométrica, así como las pérdidas de carga localizadas y distribuidas en la impulsión, utilizando la formulación de Darcy–Weisbach. El resultado fue un caudal de operación de $Q = 0{,}028\,\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$.

Por otro lado, se debe conocer el volumen útil del pozo de bombeo para determinar a partir de los aportes diarios cuántas veces el nivel del agua alcanza el nivel de arranque de la bomba; para ello se deben conocer los distintos niveles dentro del pozo, presentados en Tabla 6.1.11b. A partir de la tabla anterior y de la Tabla 6.1.11a se tiene que el volumen útil del pozo es $9,6\ \mathrm{m}^3$.

Luego, con los caudales y sus volúmenes correspondientes en cada escenario se analiza cuántas veces se alcanza la cota de arranque. Estas consideraciones se plantean en Subsección F.1.3. El tiempo durante el cual el equipo de bombeo está operando es igual al volumen que ingresa al pozo que supera al volumen útil sobre el caudal de funcionamiento de la bomba. Se obtuvo para el escenario que la bomba opera una vez cada dos días con un ciclo de 6,64 minutos. En el escenario 2, la bomba opera una sola vez al día. Los tiempos necesarios para bajar el nivel del agua hasta el nivel de parada fueron 6,27 minutos y 6,90 minutos respectivamente.

Con esto se concluye que el pozo de bombeo está bien dimensionado para el funcionamiento actual del sistema, conforme a que el sistema de bombeo opera máximo una vez al día. Un aspecto deficiente en el diseño del pozo de bombeo es que este no tiene un aliviadero en caso de paradas inesperadas de la bomba o cortes de energía.

Por otro lado, en lo que refiere a la capacidad de almacenamiento del búnker de sólidos del tamiz, en la Tabla G.1.6 de la sección Subsección G.1.7 se tiene que el volumen de sólidos retenidos por día en el tamiz es $0,139\ \mathrm{m}^3/\mathrm{d}$ en el escenario 1. El búnker de sólidos del tamiz tiene las dimensiones especificadas en la Tabla 6.1.12.

La limpieza en el tamiz se efectúa una vez a la semana, por lo que el volumen acumulado sería de $0,973\ \mathrm{m}^3$. Con esto se concluye que la capacidad del búnker de sólidos del tamiz es suficiente considerando la operativa actual que se hace de limpieza.

6.1.6.4. Laguna de almacenamiento

La laguna de almacenamiento se encuentra aguas abajo del tamiz estático, cuya imagen y dimensiones se presentan en la Figura 6.1.11 y Tabla 6.1.13 respectivamente. La laguna recibe el efluente proveniente del tamiz estático y las aguas pluviales provenientes del búnker de disposición de los sólidos generados en el patio

de alimentación. Su objetivo es almacenar los efluentes generados dentro del tambo hasta que sea preciso disponer de ellos en el potrero 23 (ver ubicación en Figura 4.2.1), que cuenta con una superficie de 18,5 hectáreas. Si bien se espera evitar el vertido al terreno de forma no controlada, esta unidad cuenta con una tubería de alivio ubicada en dirección oeste en caso de que se supere una altura de 4 m desde la base de la laguna.

La laguna cuenta además con dos componentes adicionales: bomba y agitador. El primero tiene como objetivo la impulsión del efluente hacia el potrero 23 para la aplicación a terreno mediante un aspersor móvil. El segundo ayuda a mezclar el efluente a bombear, manteniendo su homogeneidad y reducir los bloqueos de la bomba.



Figura 6.1.11: Laguna de almacenamiento existente en la EEMAC.

Tabla 6.1.13: Dimensiones de la laguna.

Parámetro	**Valor**
Largo de base (m)	10
Ancho de base (m)	7
Talud lado largo	1:2
Talud lado corto	1:1.25
Altura útil (m)	4
Altura de aliviadero (m)	4
Altura de coronamiento (m)	5
Área superficial (m^2)	442
Área de base (m^2)	70
Volumen (m^3)	900

Para evaluar el desempeño integral del sistema de gestión del efluentes, resulta necesario establecer un criterio de referencia que contemple tanto el dimensionamiento de la laguna como su régimen de disposición al terreno. Una laguna puede estar correctamente dimensionada desde el punto de vista volumétrico, pero resultar ineficiente si la operativa de disposición no se ajusta a las condiciones de generación del efluente ni a la dinámica climática del sitio.

A nivel nacional, si bien no existe una normativa específica que establezca límites de vertido o criterios de diseño obligatorios, se recomienda que las lagunas cuenten con una capacidad mínima de almacenamiento equivalente al efluente generado en 30 días, siendo aconsejable prever una capacidad de 90 días para mayor seguridad operativa [101].

En el ámbito internacional, tanto el Manual de Diseño de *Clemson University* como el *USDA* recomiendan dimensionar las lagunas considerando la ocurrencia de una tormenta con un período de retorno de 25 años y una duración de 24 horas. La Norma 359 del *USDA–NRCS* [97] establece que las lagunas deben tener capacidad para contener la precipitación asociada a dicho evento sin desbordar, mientras que el manual técnico de *Clemson University* [99] especifica que el volumen de diseño debe contemplar, como mínimo, esa misma lluvia extrema más un margen adicional, tal como se muestra en la Figura 6.1.12.

Asimismo, la guía técnica publicada por *The Ohio State University Extension* [98] indica que la capacidad de almacenamiento debe contemplar, además del estiércol y las aguas de lavado, la precipitación y el escurrimiento superficial, incluyendo el volumen asociado a una tormenta con período de retorno de 25 años y 24 horas de duración, salvo que la estructura esté techada, lo que no aplica en este caso. La precipitación asociada a un período de retorno de 25 años en la estación corresponde a 190 mm.

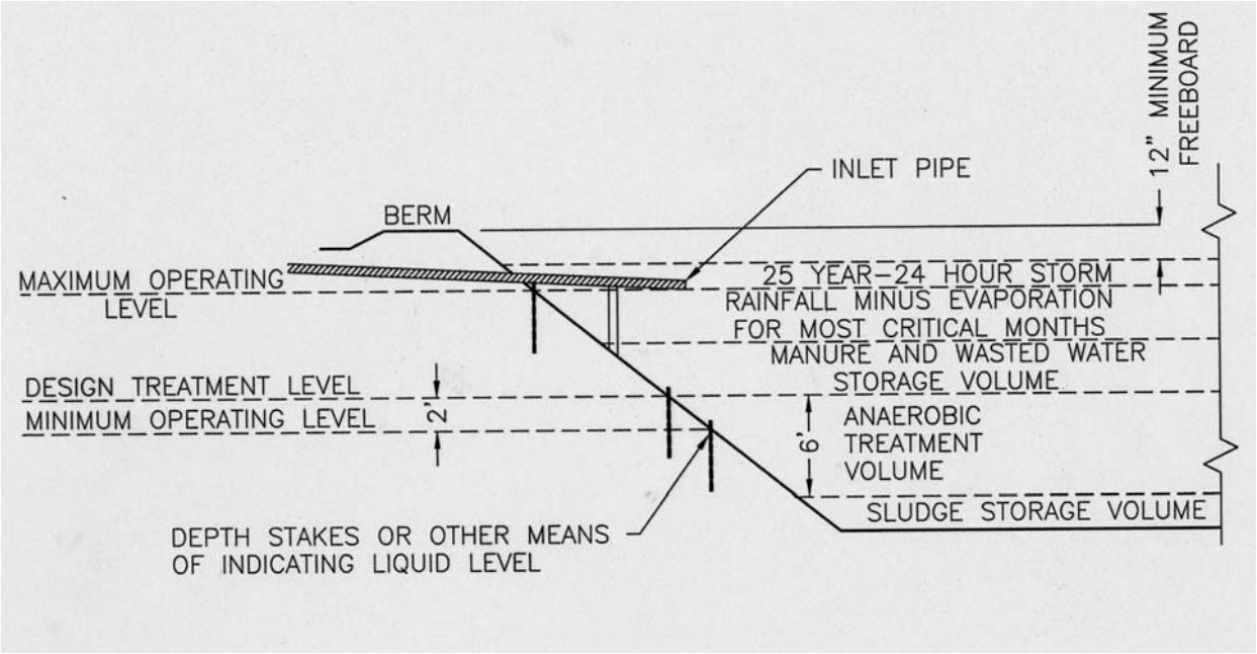


Figura 6.1.12: Esquema de una laguna de tratamiento con margen de almacenamiento destinado a contener una lluvia con período de retorno de 25 años y duración de 24 horas. Fuente: [99].

Bajo este marco de referencia, se considera que una laguna correctamente diseñada y operada no debería presentar vertidos bajo condiciones climáticas normales, sino únicamente ante eventos de precipitación de magnitud extrema.

Con este fin, se evaluó el funcionamiento del sistema mediante la simulación de distintos esquemas operativos de disposición del efluente. Se plantearon cuatro escenarios, modificando en cada uno la condición de aplicación al terreno, con el propósito de analizar la respuesta conjunta del almacenamiento y la disposición frente a las variaciones en el régimen operativo.

- Relación entre días de disposición y días totales: porcentaje de días, dentro del período analizado (1995-2024), en los cuales se aplicó efluente al terreno.
- Relación entre volumen aplicado y volumen generado: fracción del volumen total de efluente generado que es gestionado adecuadamente mediante aplicación al terreno.
- Promedio de disposición anual: volumen promedio anual de efluente aplicado al terreno.
- Promedio de volumen vertido anual: volumen promedio anual de efluente vertido por la laguna.

En primer lugar, se buscó replicar el uso real que actualmente se le da a la laguna, el cual consiste en disponer el efluente únicamente durante los meses de verano. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 6.1.14.

Tabla 6.1.14: Valores representativos del escenario 1.

Días totales	10959
Días de disposición al terreno	608
Días disposición al terreno/días totales (%)	5.5
Promedio de disposición anual (m^3)	1621
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	40
Promedio volumen vertido anual (m^3)	2451

Para este escenario, se observa en la Figura 6.1.13 la relación entre los vertidos simulados y los eventos de precipitación durante el período analizado.

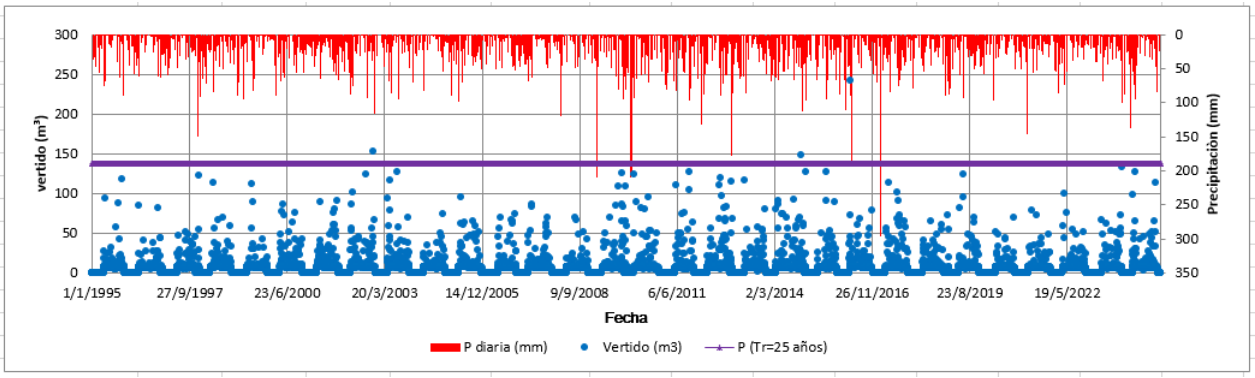


Figura 6.1.13: Vertidos y precipitación simulados para el escenario 1.

De la Tabla 6.1.14 se observa que el 60 % del volumen generado es vertido, evidenciando que el sistema de gestión no cumple con el objetivo previsto.

Si bien la laguna no está logrando los resultados esperados, su capacidad actual podría permitir un funcionamiento más eficiente bajo condiciones operativas alternativas.

En el segundo escenario se consideró el almacenamiento continuo del efluente en la laguna hasta alcanzar un volumen predeterminado, y su posterior vaciado. Se permitió la acumulación diaria hasta un 80 % del volumen total, a partir del cual se inició la disposición diaria al terreno hasta alcanzar el volumen mínimo. Los resultados se presentan en la Tabla 6.1.15.

Tabla 6.1.15: Valores representativos del escenario 2.

Días totales	10959
Días de disposición al terreno	1341
Días disposición al terreno/días totales (%)	12
Promedio de disposición anual (m^3)	3576
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	87,3
Promedio volumen vertido anual (m^3)	488

La Figura 6.1.14 muestra el comportamiento del sistema para el escenario 2, donde se observa una reducción significativa en los vertidos.

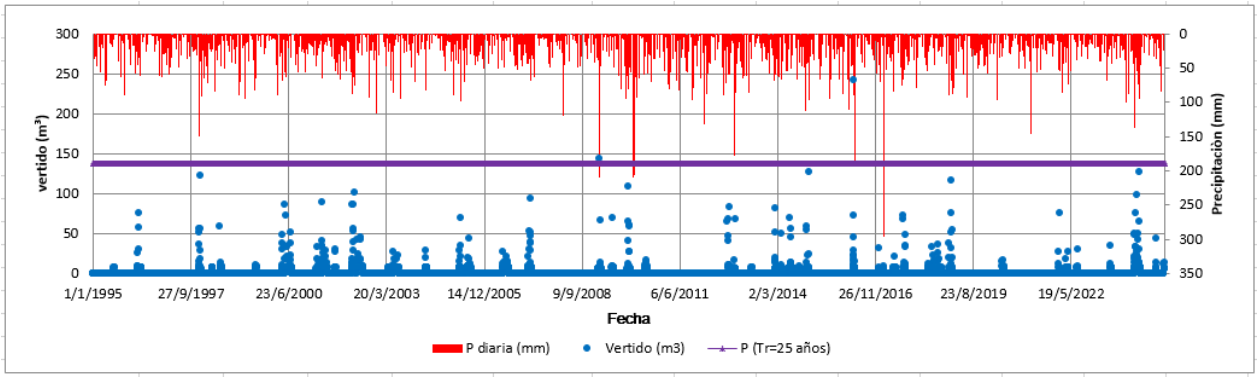


Figura 6.1.14: Vertidos y precipitación simulados para el escenario 2.

Se observa una mejora significativa respecto al escenario actual en todos los indicadores. Disminuye considerablemente el volumen promedio vertido anual, aumentando el volumen y los días de disposición al terreno. No obstante, el volumen vertido continúa siendo elevado, por lo que se analizan otras alternativas operativas.

En el tercer escenario se estableció una disposición al terreno con una frecuencia fija, definiendo una separación mínima de tres días entre aplicaciones. Los resultados se presentan en la Tabla 6.1.16.

Tabla 6.1.16: Valores representativos del escenario 3.

Días totales	10959
Días de disposición al terreno	1352
Días disposición al terreno/días totales (%)	12
Promedio de disposición anual (m^3)	3605
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	88
Promedio volumen vertido anual (m^3)	475

La evolución temporal de los vertidos en este escenario se presenta en la Figura 6.1.15, donde se aprecia una leve mejora respecto al caso anterior.

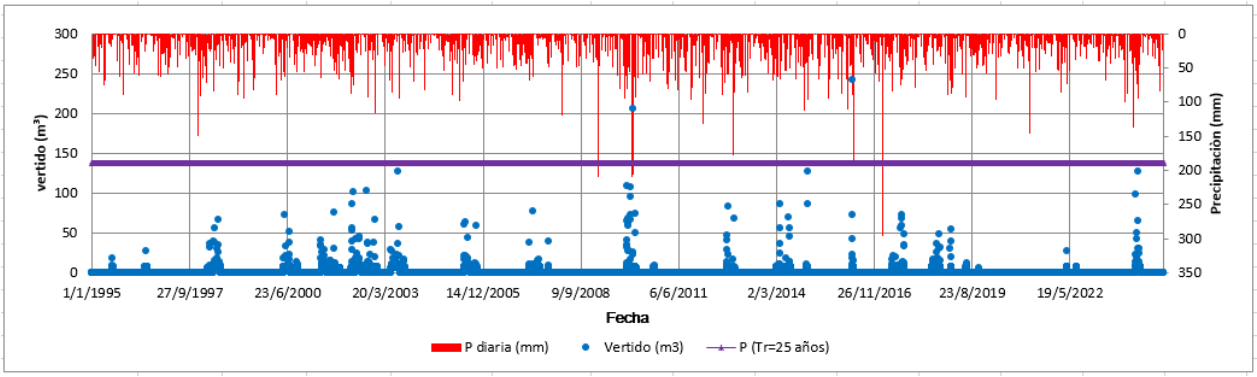


Figura 6.1.15: Vertidos y precipitación simulados para el escenario 3.

En este caso no se observan diferencias relevantes respecto al escenario anterior. Si bien existe una leve mejora en el volumen promedio vertido anual, los valores continúan siendo altos. Por tanto, se plantea un último escenario, más exigente en términos de operativa.

En el cuarto escenario se consideró la operativa que maximiza el volumen de efluente dispuesto. En este caso, no se estableció una frecuencia mínima de aplicación, realizándose las disposiciones siempre que las condiciones fueran adecuadas, es decir, en ausencia de precipitaciones y con condiciones hídricas del suelo favorables. Los resultados se presentan en la Tabla 6.1.17.

Tabla 6.1.17: Valores representativos del escenario 4.

Días totales	10959
Días de disposición al terreno	1453
Días disposición al terreno/días totales (%)	13
Promedio de disposición anual (m^3)	3875
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	95
Promedio volumen vertido anual (m^3)	206

Finalmente, la Figura 6.1.16 muestra la serie temporal de vertidos y precipitaciones asociada al escenario más eficiente.

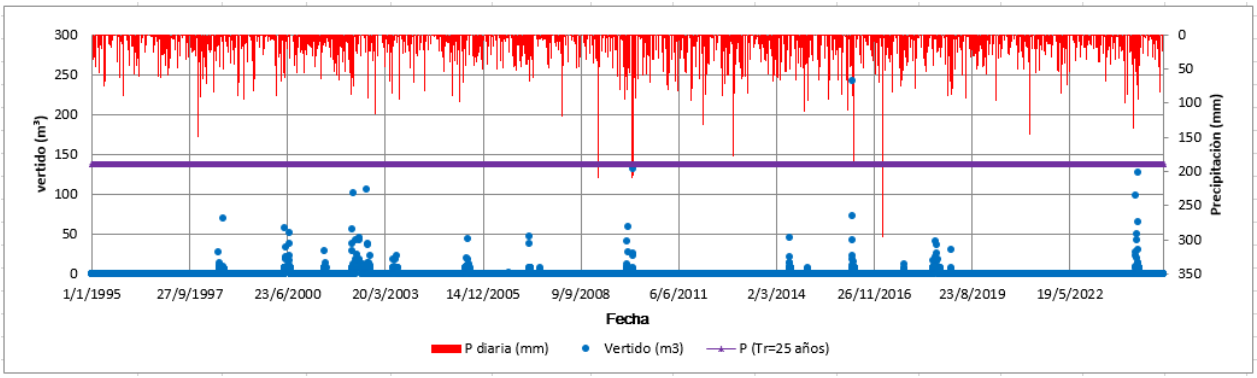


Figura 6.1.16: Vertidos y precipitación simulados para el escenario 4.

El escenario 4 presenta la menor magnitud de vertidos registrada entre los casos analizados, alcanzando un 95 % de volumen aplicado sobre el terreno respecto al volumen total generado. En la Figura 6.1.16 se presenta la relación entre los vertidos y los eventos de precipitación durante el período de estudio.

Los resultados de los cuatro escenarios se resumen en la Tabla 6.1.18, donde se comparan los principales indicadores de desempeño del sistema de almacenamiento y disposición del efluente.

Tabla 6.1.18: Resumen comparativo de resultados de simulación de los cuatro escenarios operativos.

Indicador	**Esc. 1**	**Esc. 2**	**Esc. 3**	**Esc. 4**
Días totales simulados (-)	10959	10959	10959	10959
Días con disposición (-)	608	1341	1352	1453
Disposición / días totales (%)	5.5	12.0	12.0	13.0
Promedio disposición anual (m^3/año)	1621	3576	3605	3875
Volumen aplicado / generado (%)	40,0	87,3	88,0	95,0
Promedio volumen vertido anual (m^3/año)	2451	488	475	206

La evaluación indica que la laguna, operando bajo el esquema actual, no cumple con la capacidad de almacenamiento exigida por la normativa de referencia. Al aumentar la frecuencia de disposición, el sistema mejora notablemente su desempeño.

6.1.6.5. Aplicación al terreno

El sistema de aplicación del efluente al terreno se compone de un aspersor móvil que opera por bombeo del efluente desde la laguna de almacenamiento. Este dispositivo se conecta a la red de conducciones y permite aplicar el efluente de forma controlada sobre la superficie del potrero 23, desplazándose manualmente entre distintas posiciones tal como lo indica la Figura 2.5.1 .

Actualmente, el sistema de aplicación de los efluentes almacenados en la laguna consiste en una bomba contenida en una toma flotante (ver Figura 6.1.11) que impulsa el líquido desde dicha laguna a través de una tubería principal enterrada de 90 mm y PN 6, hasta el potrero 23. En este potrero se encuentran instalados tres hidrantes a los que se conecta el aspersor móvil con el que se realiza la aplicación del efluente al terreno. La Figura 6.1.17 muestra la localización relevada en la visita a la EEMAC de los hidrantes y el trazado inferido de la tubería principal enterrada.

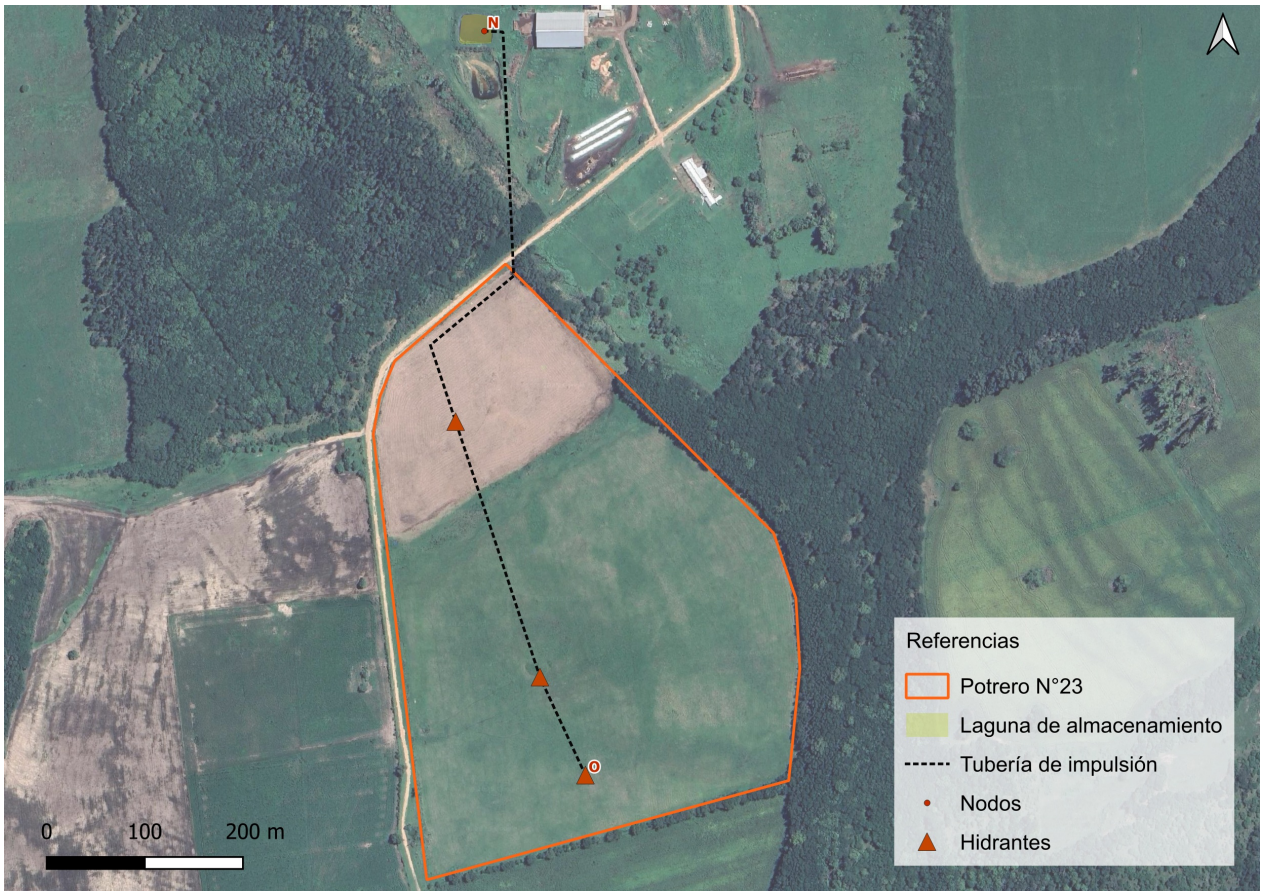


Figura 6.1.17: Conducción de efluente y Ubicación de hidrantes en el potrero 23.

Desde los hidrantes, el efluente se conduce a un aspersor móvil mediante una manguera flexible, lo que permite su desplazamiento en dirección perpendicular a la tubería principal. Dependiendo de la zona del potrero en la que se desee disponer el efluente, se elige a cuál hidrante se conecta el aspersor móvil. Este sistema se ha estado utilizando únicamente durante los meses de verano (diciembre, enero y febrero) en los últimos dos o

tres años debido a una rotura del equipo de bombeo. Sin embargo, el personal de la EEMAC manifestó que la aplicación al terreno se realiza una vez que el nivel del agua en la laguna llega al nivel de vertido.

En primer lugar, se evaluó el funcionamiento hidráulico del sistema de bombeo. A partir del modelo y la potencia relevada en sitio (11 kW), se obtuvo la curva de operación de la bomba según el manual de Numedic [75]. La curva de instalación se determinó considerando la carga total requerida para transportar el efluente desde la laguna hasta el punto más desfavorable del sistema, es decir, aquel con mayores pérdidas de carga localizadas y distribuidas, y mayor altura geométrica. Luego, se verificó el comportamiento en el punto más favorable.

El punto de funcionamiento resultante fue un caudal de $Q = 20$ m^3/h y una presión a la salida del aspersor de 23 psi, dentro del rango operativo recomendado (20–40 psi). En el punto más favorable, la presión alcanzó 38 psi, valor también admisible. Con los resultados obtenidos se concluye que el sistema de bombeo y distribución presenta un funcionamiento adecuado para las condiciones actuales de operación.

En segundo lugar, se verificó la suficiencia del área de aplicación del efluente mediante un balance de nutrientes en el suelo, considerando los macronutrientes (Nitrógeno, Fósforo y Potasio). El objetivo fue determinar si la superficie disponible en el potrero 23 (18,5 ha) resulta suficiente para la disposición del efluente sin exceder la capacidad de absorción del suelo.

El balance de nutrientes se realizó con base en la siguiente información:

- Rotación de cultivos (tipo, ciclo, rendimiento y extracciones);
- Concentración de nutrientes en el efluente;
- Incorporación de fertilizantes inorgánicos (si corresponde);
- Volumen anual de efluente dispuesto: $4.139,1$ m^3 (Subsubsección 6.1.2.1).

El procedimiento consistió en:

1. Calcular el balance de N, P y K por cultivo mediante las ecuaciones anteriores.
2. Determinar la carga anual de nutrientes multiplicando la concentración de N, P y K en el efluente por el volumen anual dispuesto, según datos experimentales de la EEMAC [3].
3. Estimar el área mínima necesaria para la disposición segura, relacionando la carga anual de cada nutriente con su déficit en el balance.

Los valores de área mínima necesaria para la disposición se presentan en la Tabla 6.1.19.

Tabla 6.1.19: Áreas necesarias de disposición de efluentes según requerimiento de nutrientes.

Cultivo	**Ciclo**	**Área para N** (ha)	**Área para P** (ha)	**Área para K** (ha)
Festuca/Lotus 1°	Perenne	10,6	10,4	6,4
Festuca/Lotus 2°	Perenne	10,6	10,4	6,4
Festuca/Lotus 3°	Perenne	10,6	10,4	6,4
Raigrás y sorgo	Anual	5,9	7,9	8,5
Avena y maíz	Anual	10,8	5,5	15,1
Pradera perenne 1°	Perenne	11,2	-	7,0
Pradera perenne 2°	Perenne	22,6	9,8	7,0
Pradera perenne 3°	Perenne	-	9,8	7,0

Los resultados indican que el área del potrero 23 es suficiente para la disposición del efluente en todas las zafras cuando no se realizó ningún tratamiento con fertilización inorgánica, ya que el área es mayor a las

mínimas requeridas. Los casos de incumplimiento (pradera perenne 1°, pradera perenne 2° y pradera perenne 3°) coinciden con zafras en las que se aplicaron fertilizantes, lo que genera superávit de N o P. Cuando no hubo tratmientos con fertilizantes inorgánicos el nutriente limitante es el potasio, que requiere una superficie máxima de 15,1 ha para el año con avena y maíz, valor inferior al área disponible.

Por tanto, evitando la aplicación simultánea de fertilizantes inorgánicos o suministrando una dosis tal que no se superen los requerimientos nutricionales de los cultivos, la disposición del efluente es ambientalmente segura y agronómicamente viable.

Finalmente, se verificó el cumplimiento de las condiciones para la aplicación superficial de efluentes según la propuesta técnica de modificación del Decreto 253/79 [17], incluyendo los parámetros de la Tabla 6.1.20 y las condiciones de la Tabla 6.1.21. Los valores de DBO, carga hidráulica y concentración de nutrientes se encuentran dentro de los límites establecidos.

Tabla 6.1.20: Estándares de aplicación al terreno según la Propuesta técnica de modificación del Decreto 253/79.

Parámetro	**Valor**	**Verificación**
Carga orgánica (DBO_5)	50 kg/ha/día	Se generan 4,6 kg/día
Nitrógeno total Kjeldahl	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Nitrógeno amoniacal total	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Nitrato + nitrito	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Fósforo total	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Carga hidráulica máxima	Según balance hídrico	No se generan escurrimientos

Tabla 6.1.21: Condiciones para la aplicación del efluente y su verificación.

Condición	**Verificación**
Zona rural	Potrero 23
Distancia mínima a cursos de agua (50 m)	Cumple
Plan de rotación de cultivos	Según rotación definida
Zonas de recarga de acuíferos	$>$ 50 m de profundidad
Distribución homogénea del efluente	Aspersor móvil
Uso del suelo	Compatible con actividad lechera
Topografía y drenaje natural	Condiciones favorables
Presencia de napa freática	No detectada
Tasa de infiltración	Suelo franco, 8,9 mm/h [44]
Fósforo Bray (0–15 cm)	$<$ 12 ppm P a profundidad; $39-44$ ppm P superficiales [3]

En síntesis, el sistema de bombeo y aplicación mediante aspersor móvil cumple adecuadamente con los requerimientos hidráulicos de operación. El área disponible en el potrero 23, de 18,5 hectáreas, resulta suficiente para la disposición del efluente siempre que no se apliquen fertilizantes inorgánicos de forma simultánea. El nutriente limitante es el nitrógeno, para el cual se requiere una superficie máxima de 13,8 hectáreas.

6.1.7. Conclusiones del diagnóstico de la situación actual

A lo largo del capítulo se evaluó el funcionamiento de las unidades del SGE, verificando su correcto dimensionamiento y operación, frente al escenario de 131 vacas en ordeñe.

La verificación hidráulica de las conducciones en la situación actual mostró que la única conducción que no cumple con la velocidad mínima requerida para autolimpieza es la F-G. El desarenador presentó tasas de aplicación superficial inferiores a las recomendadas, lo que genera la sedimentación de partículas orgánicas. De todos modos, la frecuencia de limpieza del desarenador es adecuada. El pozo de bombeo se encuentra correctamente dimensionado para ambos escenarios, ya que en el ciclo de bombeo en el que opera se encuentra dentro de un rango recomendado. Sin embargo no cuenta con un aliviadero en caso de roturas de la bomba o cortes de energía. La capacidad y frecuencia de bombeo desde el pozo permite un funcionamiento eficiente del tamiz, cuya unidad de retención (búnker de sólidos) tiene una capacidad suficiente para almacenar los sólidos provenientes del mismo.

En relación con el sistema de disposición final conformado por la laguna y el aspersor móvil, si bien se dispone el efluente generado en el tambo en un área adecuada desde el enfoque de los nutrientes en el suelo, la principal deficiencia del sistema de gestión de efluentes de la EEMAC radica en el reducido almacenamiento disponible del suelo en algunos momentos del año que limita las láminas de efluente que es posible aplicar al suelo sin que haya escurrimientos superficiales del mismo. Por este motivo surge el motivo del incremento del volumen almacenado en la laguna que genera vertidos no controlados.

6.2. Propuesta de modificación para el SGE

En el presente capítulo se proponen medidas orientadas a resolver la problemática identificada. Para evaluar la eficacia de cada medida, se considerará que una propuesta alcanza una solución adecuada cuando cumple con el criterio normativo internacional citado en la sección de verificación de la laguna. Dicho criterio establece que la laguna debe contar con capacidad suficiente para almacenar las precipitaciones correspondientes a una tormenta con un período de retorno menor a 25 años y una duración de 24 horas.

6.2.1. Identificación de medidas de mejora para el sistema

El conjunto de medidas a considerar se orienta a abordar tres aspectos fundamentales que pueden contribuir a mitigar la problemática actual mediante la modificación de alguna de las componentes del balance hídrico de la laguna, tal como se ilustra en el esquema de la Figura 6.2.1.

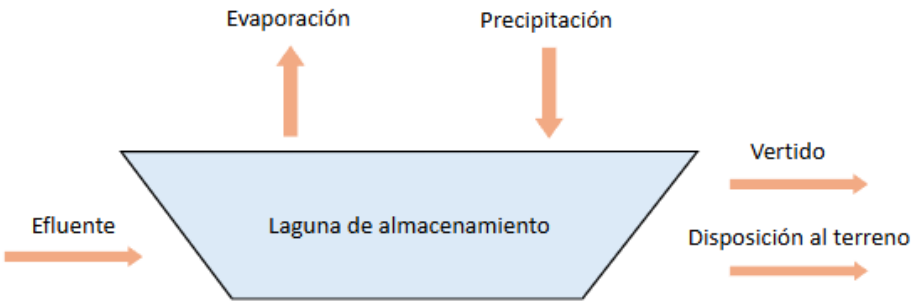


Figura 6.2.1: Esquema de balance hídrico en la laguna de almacenamiento.

Estas medidas pueden agruparse en tres líneas de acción:

- Reducir los ingresos: minimizar el volumen de efluente que llega desde el tambo y disminuir la captación directa de agua de lluvia sobre la superficie de la laguna.
- Incrementar la capacidad de almacenamiento: modificar las dimensiones físicas de la laguna para aumentar su volumen útil.
- Aumentar los egresos: ampliar el volumen extraído mediante ajustes en la estrategia de disposición final.

Para cada una de ellas se incluirá una descripción de la propuesta, la justificación de por qué constituye una mejora, una cuantificación del impacto sobre la componente correspondiente del balance hídrico, y la identificación de la característica que contribuye a resolver la problemática en función de los criterios establecidos. La cuantificación del impacto de las medidas serán comparadas con los resultados de la Tabla 6.2.1 obtenidos en el balance hídrico a la laguna para el escenario 4 mencionado en la sección destinada a la verificación del SGE.

Tabla 6.2.1: Valores resumen del balance hídrico a la laguna para escenario 4.

Días totales	10959
Días de disposición al terreno	1453
Días disposición al terreno/días totales (%)	13
Promedio de disposición anual (m^3)	3875
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	95
Promedio volumen vertido anual (m^3)	206
Días de vertido totales	540
Días de vertido/Días totales (%)	4.9

6.2.1.1. Medidas orientadas a la reducción del volumen ingresado a la laguna

El volumen que ingresa a la laguna está dado por: el efluente generado en el tambo y la precipitación sobre la laguna.

En el tambo se identificaron cuatro actividades como generadoras de efluentes. Sin embargo, tal como se expone en el diagnóstico presentado en la Subsección 6.1.2, particularmente en la Tabla 6.1.1a, el lavado del corral de espera representa la principal fuente de generación de efluente, con un volumen diario de 5,16 m^3/dia en comparación con las restantes áreas: sala de ordeñe, sala de enfriamiento y patio de alimentación que generan volúmenes menores de 1,13 m^3, 0,5 m^3 y 0,4 m^3 diarios, respectivamente.

En la actualidad, en la EEMAC, el corral de espera se lava dos veces al día, luego de cada ordeñe, utilizando una manguera que descarga con un caudal de $2,0$ L/s durante un período de 20 minutos en cada ocasión.

En particular, se evaluarán las siguientes medidas: la incorporación de una válvula reductora de presión, la reducción del tiempo destinado al lavado y la modificación de la estrategia de limpieza actualmente empleada en el corral de espera.

Por otra parte, en lo que respecta al volumen que ingresa a la laguna debido a la precipitación directa sobre su superficie, se evaluará como medida el techado de la misma, dado que en la actualidad la laguna no cuenta con ningún tipo de cobertura que impida dicho ingreso.

6.2.1.1.1 Incorporación de válvula reguladora de presión

La medida consiste en la incorporación de una válvula reguladora de presión a la salida de la manguera que utilizan en la actualidad en la EEMAC para el lavado del corral de espera, con el objetivo de reducir el caudal utilizado para la limpieza del mismo. La implementación de la válvula implicaría una reducción del caudal

que sale de la manguera. El uso del dispositivo que se planea usar reduce el caudal de 2 L/s a 1,6 L/s, es decir, una reducción del 20 %.

Este dispositivo es de sencilla implementación en el sistema, ya que solo requiere la adquisición del componente y su instalación en la manguera actualmente utilizada en el tambo. Presenta un bajo costo de inversión en comparación con otras medidas analizadas en esta sección, y no demanda un mantenimiento frecuente, dado que será empleado exclusivamente con agua no contaminada. Asimismo, no implica modificaciones en la operativa habitual del tambo.

6.2.1.1.2 Reducción del tiempo de lavado del corral de espera

La medida consiste en reducir el tiempo de lavado del corral de espera de tal manera de generar un volumen de efluente menor. Se considerará reducir el tiempo de lavado de 20 a 15 minutos, manteniendo el mismo procedimiento de lavado que se realiza en la actualidad en la EEMAC y utilizando la misma manguera de 2 L/s. Se obtiene en este nuevo escenario un volumen generado de 3.6 m^3.

Esta medida proporciona un uso más eficiente del agua con respecto al lavado que se realiza en la actualidad en la EEMAC, al igual que el tiempo de horas hombre que se precisa para realizar dicha actividad ya que se reduce de 20 a 15 minutos al día. Se presenta como una medida de rápida aplicación al día a día del trabajo. Al igual que la medida anterior, se disminuye el volumen de ingreso de efluentes a la laguna de almacenamiento. A pesar de estos atributos, esta medida presenta una desventaja a considerar, y es que requiere de precisión y compromiso de parte del personal.

6.2.1.1.3 Cambio en la estrategia de lavado del corral de espera

Esta medida pretende reducir el volumen de agua requerido para el lavado del corral de espera mediante aire a presión o limpieza en seco. En ambos casos se busca plantear el lavado del corral de espera en dos etapas. En primer lugar, se pretende realizar el arrastre o desplazamiento de la bosta hasta un sitio de disposición o almacenamiento temporal para luego ser gestionada, y como segunda etapa, sí hacer un hidrolavado.

El uso de estas medidas tiene como objetivo reducir el volumen utilizado de agua en un 40 %, lo cual se traduce en 1,9 m^3/d menos de volumen generado en el lavado.

Las características de esta medida son prácticamente las mismas que la anterior. La gran diferencia se encuentra en la necesidad de la incorporación de tecnología adicional y los gastos de mantenimiento o de inversión que esta pueda tener. Además, presenta una desventaja similar a la medida anterior, ya que en la teoría se presenta como ideal pero en la práctica se vuelve complejo que el personal la incorpore como rutina.

6.2.1.1.4 Techado de la laguna

El techado de la laguna busca ser una restricción para la precipitación que cae sobre la laguna directamente, reduciendo el volumen de efluente a gestionar. En caso de realizar esta obra, se estaría eliminando la precipitación sobre un área de 442 m^2.

Esta medida elimina alrededor de un 35 % del volumen incorporado a la laguna que proviene de la precipitación, y una vez construida la obra, la operativa del tambo no se vería modificada. Sin embargo, puede presentar altos costos de inversión.

6.2.1.1.5 Análisis de medidas que reducen el volumen de ingreso a la laguna

A partir de las medidas presentadas dentro de Subsubsección 6.2.1.1, se presenta en la Tabla 6.2.2 valores obtenidos luego de realizar el balance hídrico a la laguna considerando cada una de ellas. Se busca en este análisis comparar las medidas y evaluar las diferencias que existen entre ellas.

Tabla 6.2.2: Comparativa de medidas de mejora para reducción de volumen de ingreso a la laguna.

Indicador	Válvula	Limpieza 15 min	Limpieza en seco o con aire	Techado
Días de disposición al terreno	1346	1313	1223	1269
Días totales	10959	10959	10959	10959
Días disposición al terreno / días totales (%)	12	12	11	12
Promedio de disposición anual (m^3)	3589	3501	3261	3384
Volumen aplicado / volumen generado (%)	96	96	96	97
Promedio volumen vertido anual (m^3)	141	143	121	82
Días de vertido totales	421	415	377	276
Días de vertido / días totales (%)	3,8	3,8	3,4	2,5

Si bien no hay grandes diferencias entre los días de disposición al terreno entre las medidas propuestas y el escenario 4, el promedio de volumen vertido anualmente sí se modifica. En efecto, existe una reducción que oscila entre 30 % y 60 %.

A pesar de la ventaja antes mencionada, se destaca que ninguna de las 4 medidas que reducen el volumen de efluentes y pluviales de ingreso a la laguna logró que la misma vierta únicamente con lluvias con periodo de retorno de 25 años, ya que como se puede observar en la Tabla 6.2.2, los días de vertido totales están entre los valores de 276 y 421 días de vertido en 30 años.

6.2.1.2. Medidas orientadas al aumento del volumen egresado de la laguna

Así como se puede analizar los ingresos de flujo a la laguna, también se pueden analizar medidas que modifiquen los egresos de esta unidad, ya sea incrementando egresos existentes o generando nuevas salidas no presentes hasta el momento. En particular se analizarán dos medidas: modificaciones en la disposición a terreno y reúso de efluentes.

6.2.1.2.1 Modificación de la disposición final del efluente

El volumen que egresa de la laguna corresponde al volumen que dispone en el potrero 23 de la EEMAC. Tal como se indicó en la Subsubsección 6.1.6.4, dicho volumen fue estimado considerando el caudal de operación de la bomba de la laguna de almacenamiento, que es de 20 m^3/h, multiplicado por las horas diarias en que los operarios realizan la aplicación, que son 4 horas. El volumen total resultante es de 80 m^3 por día de disposición.

Ahora bien, la aplicación de un volumen de 80 m^3 no tiene el mismo efecto sobre una superficie reducida que sobre una de mayor extensión, dado que el aumento del área de aplicación distribuye dicho volumen en una superficie más amplia. En este marco, se analiza el efecto de incrementar el área destinada a la disposición del efluente. Esta modificación se considera una alternativa de mejora, ya que al aumentar el área disminuye la lámina aplicada, lo que permitiría extender el número de días en que resulta posible realizar la aplicación en comparación con lo evaluado previamente.

Esta medida permite aprovechar las instalaciones que ya se tienen en la EEMAC, evitando nuevas inversiones. Como desventaja principal, este sistema tiene como componente final un aspersor móvil que es de difícil manejo para los operarios por el tiempo que insume operarlo.

6.2.1.2.2 Reúso de efluente almacenado en la laguna

El reúso consistirá en emplear el efluente almacenado en la laguna como parte del volumen de agua requerido para el lavado del corral de espera. El volumen actualmente requerido para el lavado del corral de espera es de 4,8 m^3/d, proveniente de agua extraída de un pozo de agua subterránea, la cual se almacena en un tanque a pocos metros del corral de espera.

A partir de la implementación de esta medida, se sustituirán 2 m^3/d de dicho volumen por efluente almacenado en la laguna. De esta manera, se generaría una salida extra de la laguna disminuyendo el efluente almacenado.

Si bien el reúso requiere de instalaciones adicionales y una adaptación de la operativa, esta medida trae consigo un gran beneficio ambiental al reducir el volumen utilizado de agua y permitiendo darle otro uso que sí requiera una mayor calidad de agua.

6.2.1.2.3 Análisis de medidas que aumentan el volumen de egreso de la laguna

Las medidas mencionadas en la Subsubsección 6.2.1.2 fueron evaluadas en el balance hídrico y en la Tabla 6.2.3 se presentan los resultados.

Tabla 6.2.3: Comparativa de medidas de mejora para el aumento de volumen de egreso de la laguna.

Indicador	**Modif. de disposición final**	**Reúso de efluente**
Días de disposición al terreno	1853	1399
Días totales	10959	10959
Días disposición al terreno / días totales (%)	17	13
Promedio de disposición anual (m^3)	4050	3731
Volumen aplicado / volumen generado (%)	99	96
Promedio volumen vertido anual (m^3)	38	137
Días de vertido totales	99	453
Días de vertido / días totales (%)	0,9	4,1

Inicialmente, podría parecer que el reuso se presenta como una mejor medida que la modificación de la disposición final, ya que difiere en 454 días, lo que significa un gasto apreciablemente menor en jornadas de trabajo. Sin embargo, se puede apreciar que el cambio en la disposición del efluente es la medida de mayor impacto sobre el vertido de la laguna, lo que la posiciona como clara candidata para ser considerada como parte de la solución al problema.

6.2.1.3. Medidas orientadas a la capacidad de almacenamiento de la laguna

Tal como se presentó en la descripción de las unidades del SGE en la Subsección 6.1.6, en la actualidad la laguna cuenta con las dimensiones presentadas en la Tabla 6.2.4 y tiene una capacidad de almacenamiento de 900 m^3.

Tabla 6.2.4: Dimensiones de la laguna

Parámetro	**Valor**
Largo de base (m)	10
Ancho de base (m)	7
Talud V:H	1:2
Talud V:H	1:1.25
Altura útil (m)	4
Altura de aliviadero (m)	4
Altura de coronamiento (m)	5
Área superficial (m^2)	442
Área de base (m^2)	70
Volumen (m^3)	900

Con el objetivo de reducir la cantidad de eventos de vertido registrados durante los 30 años considerados en el balance hídrico, es posible implementar medidas orientadas a modificar las dimensiones físicas de la laguna.

Entre las medidas posibles se encuentran: el ensanchamiento del vaso, el incremento de la profundidad o el aumento en la altura de coronamiento. En este caso, se optará por evaluar la viabilidad de aumentar la altura de coronamiento, por considerarse la medida de mayor factibilidad constructiva.

En este caso se modificó la cota de coronamiento de forma iterativa de forma que se pueda saber si se puede presentar como posible solución a los vertidos o no. Los resultados se muestran en la Tabla 6.2.5

Tabla 6.2.5: Resultados con almacenamiento modificado

Indicador	**V=1080** m^3	**V=1260** m^3	**V=1440** m^3	**V=1620** m^3	**V=2160** m^3
Días de disp. al terreno	1505	1546	1592	1627	1696
Días totales	10959	10959	10959	10959	10959
Días disp. al terreno / días totales (%)	14	14	15	15	15
Promedio de disposición anual (m^3)	4013	4123	4245	4339	4523
Vol. aplicado / vol. generado (%)	96	97	98	99	99
Promedio volumen vertido anual (m^3)	290	188	112	61	15
Días de vertido totales	387	276	145	95	25
Días de vertido / días totales (%)	3,5	2,5	1,3	0,9	0,2

El objetivo fue aumentar de forma progresiva la cota de coronamiento y con esta el volumen de almacenamiento. Es fácil notar que existe un volumen lo suficientemente grande que permite eliminar los vertidos para precipitaciones asociadas a un Tr=25 años, este es V=2160 m^3, que se corresponde con una altura de coronamiento igual a 6.1 m. Esto indicaría que de las medidas presentadas hasta el momento es la única que puede ser considerada como solución. Si bien el resultado obtenido es satisfactorio, es previsible que esta medida implique una inversión inicial considerable. Por ello, resulta conveniente no restringirse a una única alternativa, sino contemplar y comparar otras opciones que permitan una solución mas apropiada.

6.2.1.4. Conclusión sobre las medidas consideradas

Del análisis realizado se desprende que la gran mayoría de las medidas evaluadas de forma individual no permiten alcanzar el objetivo de evitar los vertidos generados por la laguna de almacenamiento. Las medidas de carácter operativo, como la reducción del tiempo de lavado, el raspado en seco o el uso de una válvula, dependen en gran medida del desempeño del personal y presentan una eficacia condicionada por la variabilidad cotidiana de las tareas, lo que introduce incertidumbre sobre su sostenibilidad en el tiempo.

Por otro lado, las medidas estructurales que actúan sobre la captación de pluviales o el techado de la laguna, aunque efectivas desde el punto de vista técnico, implican inversiones significativamente mayores o modificaciones que no se consideran prioritarias dentro del contexto del establecimiento.

En síntesis, los resultados indican que la solución no reside en la implementación aislada de medidas operativas o estructurales, sino en la combinación de acciones que actúen simultáneamente sobre la capacidad de almacenamiento de la laguna y sobre la modalidad de aplicación de los efluentes al terreno. Las alternativas que adoptan este enfoque se presentan en la sección siguiente.

En función de estas limitaciones, el análisis se orienta hacia la búsqueda de alternativas que combinen modificaciones en la capacidad de almacenamiento de la laguna con ajustes en la estrategia de aplicación del efluente al terreno. Estas alternativas se presentan en la sección siguiente.

6.2.1.5. Presentación de medidas compuestas

En base a lo analizado previamente, se plantean tres alternativas como solución a la problemática inicial, en donde en cada una de ellas se impone que la disposición del efluente se realizará en cada una de las instancias donde las condiciones estén dadas.

6.2.1.5.1 Alternativa 1

En esta alternativa se propone utilizar la única medida que es solución por sí sola, es decir, se recurre a la ampliación de la laguna de almacenamiento, más precisamente, al aumento de la cota de coronamiento. Esta modificación se materializa como la incorporación de capas de tierra compactada en los taludes permitiendo alcanzar una altura igual a 6.1 m y un volumen igual a 2160 m^3, lo que representa un incremento del 140 %.

Esta ampliación conduce a los resultados presentados en la tabla Tabla 6.2.6.

Tabla 6.2.6: Resultados obtenidos para la alternativa 1

Días de disposición al terreno	1696
Días totales	10959
Días disposición al terreno/días totales (%)	15
Promedio de disposición anual (m^3)	4523
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	99
Promedio de volumen vertido anual (m^3)	15
Días de vertido totales	25
Días de vertido/Días totales (%)	0.2

6.2.1.5.2 Alternativa 2

En segundo lugar, se propone una combinación entre la ampliación de la laguna y la modificación de la disposición final. Aquí se pretende alcanzar una altura de coronamiento igual a 5.4 m y un volumen aproximado a 1620 m^3, que representa un incremento igual al 80 % de la laguna. Por otro lado, la modificación de la aplicación del efluente consiste en aumentar tanto el área de disposición como la velocidad del aspersor. Estos cambios se ven reflejados en la Tabla 6.2.7. Además, los resultados se reflejan en la Tabla 6.2.8.

Tabla 6.2.7: Parámetros de aplicación del efluente

Parámetro	Actual	Modificado
Lámina neta (mm)	12.5	5.1
Caudal de bombeo (m^3/h)	20	20
Área de aplicación (ha)	0.64	1.28
Horas de trabajo (hs)	4	3.3
Vol. aplicado diariamente (m^3)	80	66
Velocidad del aspersor (m/h)	50	122

Tabla 6.2.8: Resultados obtenidos para la alternativa 2

Días de disposición al terreno	2001
Días totales	10959
Días disposición al terreno/días totales (%)	18
Promedio de disposición anual (m^3)	4374
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	99.8
Promedio de volumen vertido anual (m^3)	8
Días de vertido totales	18
Días de vertido/Días totales (%)	0.2

6.2.1.5.3 Alternativa 3

Por último, se procuró maximizar el área de aplicación del efluente sin recurrir a medidas adicionales. No obstante, ello resulta inviable a menos que se incorpore una tecnología distinta, capaz de cumplir la misma función del aspersor, pero con un alcance superior y sin requerir la incorporación de más personal al equipo de trabajo. Esta tecnología que se pretende incluir en la alternativa es un pivote central. Las características del pivote y los resultados que este arrojó se muestran en la Tabla 6.2.9 y Tabla 6.2.10 respectivamente.

Tabla 6.2.9: Dimensiones del pivote

Radio de brazo (m)	225
Área de aplicación (ha)	15.8
caudal bombeado (m^3/h)	26.5
Lamina neta (mm)	2
Tiempo de uso diario (hs)	12
Velocidad exterior (m/h)	37.6
Volumen aplicado (m^3)	317

Tabla 6.2.10: Resultados obtenidos para la alternativa 3

Días de disposición al terreno	386
Días totales	10959
Días disposición al terreno/días totales (%)	3.5
Promedio de disposición anual (m^3)	4076
Volumen aplicado/Volumen generado (%)	99.6
Promedio de volumen vertido anual (m^3)	12
Días de vertido totales	7
Días de vertido/Días totales (%)	0.1

Para identificar la alternativa más adecuada, es necesario establecer criterios de comparación que proporcionen elementos objetivos para la evaluación y eventual descarte de las distintas opciones. Dichos criterios se desarrollan en la sección siguiente.

6.2.1.5.4 Elección de alternativa óptima

Además del criterio básico presentado previamente que establece que una alternativa será solución al problema si no presenta alivios para precipitaciones asociadas a un periodo de retorno de 25 años, las alternativas que lo cumplan deben ser evaluables y comparables entre sí, considerando también otros criterios que reflejen las exigencias específicas de la EEMAC. En esta sección se comparan las alternativas en función de los siguientes criterios:

- Costo económico: Es necesario que las alternativas sean económicamente viables, desde su inversión inicial, su costo de mantenimiento y los recursos humanos que implica implementarla. Se reconoce que la viabilidad económica es la principal determinante para la elección de una alternativa pero no será el único criterio a considerar.
- Alineación con fines de la EEMAC: Evalúa en qué medida la alternativa está alineada con los fines institucionales de la EEMAC. La alternativa debe ser demostrativa, replicable y coherente con los principios de producción responsable. En esta línea, se considera que la EEMAC debe asumir un rol

pionero en la implementación de prácticas y en la gestión de efluentes que estén alineadas con el cuidado ambiental y orientadas a minimizar el impacto ambiental negativo.

- Facilidad operativa y automatización: Analiza si la alternativa permite reducir la carga de trabajo manual, simplifica procesos operativos y si es compatible con algún nivel de automatización en el sistema.

En primer lugar, se pretende realizar la comparación de alternativas en función del costo económico de cada una. Para ello, se desglosa este parámetro en seis: costos por volumen de tierra desplazada, costos debido a extensión de tuberías de impulsión, costos de filtros, salarios, gastos debidos a consumos eléctricos y costos de mantenimiento. Los resultados se presentan en la Tabla 6.2.11.

Tabla 6.2.11: Costos asociados a cada una de las alternativas.

	Inversión			**Costos fijos/variables**			
	Movimiento de tierra	Tuberías	Filtros	Salarios	Gasto eléctrico	Mantenimiento	Total
Alternativa 1	32.374	-	-	6.836	317	1.830	41.357
Alternativa 2	19.196	-	-	6.753	309	1.830	28.088
Alternativa 3	-	1.742	200	400	217	2.135	4.693

Aquí se observa una notable diferencia de costos entre las distintas opciones evaluadas. Si bien una de ellas reduce significativamente los costos respecto a la opción inicial, la opción que presenta los menores costos evidencia que, al no considerar el trabajo conjunto con el sistema de riego planificado, no se estaría haciendo un uso eficiente de los recursos disponibles. Es decir, la disminución de costos en esta última opción se debe en gran medida a que parte de ellos son asumidos por el sistema de riego, por lo que no contemplar esta integración representaría un error.

A su vez, se busca comparar las alternativas en base a los efectos perjudiciales sobre el medio ambiente, representados por el vertido anual y el consumo energético que cada una provoca. Esta comparativa se muestra en la Tabla 6.2.12 y Tabla 6.2.13.

Tabla 6.2.12: Vertidos generados por alternativa.

	Promedio de volumen vertido anual (m^3)	Días de vertido totales
Alternativa 1	15	25
Alternativa 2	8	18
Alternativa 3	12	7

Tabla 6.2.13: Consumos energéticos anuales.

	Potencia consumida (kWh)
Alternativa 1	2487
Alternativa 2	2421
Alternativa 3	1698

Por una parte, en la Tabla 6.2.12 se observa que las diferencias entre las alternativas son poco significativas,

salvo en los días de vertido. No obstante, considerando un horizonte de 30 años, dicha variación resulta marginal. En cuanto al consumo de potencia, los valores son comparables entre las dos primeras alternativas, mientras que la tercera presenta un consumo sensiblemente menor, lo que evidencia nuevamente una ventaja asociada a la utilización del pivote central.

Para evaluar las facilidades operativas y el grado de automatización, se compara la cantidad de horas de personal requeridas para el correcto funcionamiento de cada sistema, como se muestra en la Tabla 6.2.14.

Tabla 6.2.14: Horas de personal anuales requeridas.

	Horas de personal (hs)
Alternativa 1	273
Alternativa 2	270
Alternativa 3	16

En la tabla Tabla 6.2.14 se aprecia que las dos primeras alternativas requieren un número significativamente mayor de horas de personal en comparación con la tercera, la cual se perfila como la opción más conveniente para su implementación.

En función de los resultados expuestos, puede concluirse que la tercera alternativa presenta ventajas superiores respecto de las restantes, constituyéndose en la opción óptima para su implementación. Cabe señalar que tanto la potencia consumida por el pivote como los gastos asociados a su operación no fueron considerados de manera explícita, dado que se asume que dichos costos están incluidos dentro del sistema de riego.

6.2.2. Descripción de la alternativa seleccionada

En esta memoria será descrito el sistema de gestión de efluentes desde su almacenamiento hasta su disposición final. Se desarrollará tanto los cambios realizados y su funcionamiento como la corriente que sigue el fluido bajo la nueva disposición del sistema.

6.2.2.1. Almacenamiento

Al considerar el flujo del efluente, el primer componente que se presenta es la laguna de almacenamiento. Esta se encarga de recibir y almacenar el efluente generado dentro del tambo hasta que su disposición sea propicia. En lo que respecta a su composición y geometría, no se proyecta cambios respecto a la situación actual, por lo que se mantiene las características que se muestran en la Tabla 6.2.15.

Tabla 6.2.15: Dimensiones de la laguna.

Parámetro	**Valor**
Largo de base (m)	10
Ancho de base (m)	7
Talud V:H	1:2
Talud V:H	1:1.25
Altura útil (m)	4
Altura de aliviadero (m)	4
Altura de coronamiento (m)	5
Área superficial (m^2)	442
Área de base (m^2)	70
Volumen (m^3)	900

Se estima que la laguna recibe alrededor de 4100 m^3 por año, y la disposición del efluente se realiza bajo el plan que se presenta en la Subsubsección 6.2.2.6 evitando malas prácticas y vertido de aguas residuales de forma descontrolada.

La laguna cuenta con dos equipos que contribuyen a la gestión del efluente, estos son: una bomba hidráulica y un agitador. El primero tiene como objetivo la impulsión del efluente hacia la tubería de impulsión del riego en donde se mezcla con el agua proveniente de las fuentes de riego para su posterior disposición. El segundo ayuda a mezclar el efluente, manteniendo su homogeneidad para lograr bombear un fluido con características hidráulicas constantes.

Una vez que se dan las condiciones adecuadas para realizar la disposición del efluente, el fluido almacenado en la laguna se bombea por la tubería de impulsión de efluente, la cual se detalla a continuación.

6.2.2.2. Tubería de impulsión de efluente

La tubería de impulsión del efluente tiene por objetivo conducir entre 21 y 26 m^3/h desde la laguna hasta la línea de impulsión de riego. Dicha tubería será modificada bajo la propuesta de mejora elegida para el caso. Esta modificación consiste en extender la tubería actual de 849 m que conecta la laguna con los hidrantes del potrero 23, hasta la tubería de impulsión del agua del tajamar. La extensión implica colocar un total de 78 m adicionales de la misma tubería ya existente, es decir, una tubería de PEAD de 90 mm y PN6. El trazado en planta y perfil de esta conducción se muestra en las láminas RIEG-08 y RIEG-11 del Apéndice J.

En esta tubería se destaca la inclusión de un sistema de filtros aguas abajo de la bomba hidráulica. Su inclusión al sistema se basa en disminuir el contenido de partículas sólidas que ingresan a los pivotes al final del sistema evitando que se tapen.

Luego de ser bombeado, el efluente alcanza el sitio de inyección en la tubería de riego. Este será comentado en el próximo apartado.

6.2.2.3. Inyección de efluente

La inyección del efluente se realiza a pocos metros de la divisoria entre los potreros 23 y 21. Allí se lleva a cabo la incorporación del efluente a la tubería de riego bombeado hacia los pivotes.Es importante destacar que este sitio cumple una doble función. Por un lado, su objetivo principal es conducir la totalidad del volumen de efluente y agua a través de una única tubería, con el fin de reducir costos. Por otro, resulta fundamental considerar el comportamiento hidráulico que se genera en el sistema. Dadas las condiciones de incorporación de un fluido en el otro, se genera una flujo turbulento que favorece la dilución del material orgánico en el agua y permite su aplicación con la tecnología elegida para la ocasión, reduciendo la frecuencia de mantenimiento de los equipos.

Una vez hecha la inyección, el caudal resultante es dirigido hacia los pivotes mediante la tubería de impulsión de riego comentada a continuación.

6.2.2.4. Tubería de impulsión de fertirriego

La tubería de impulsión proyectada se compone de tres conducciones distintas. En primer lugar, el caudal que parte desde el punto de inyección es conducido por una tubería de 250 mm de PEAD durante 1070 m. Una vez alcanzado el extremo de esta conducción, el caudal se bifurca hacia dos tuberías distintas entre sí. Una de estas se dirige hacia el P01 y cuenta con una longitud de 210 m y un diámetro de 125 mm, y la otra, que se dirige hacia el P02, tiene un largo de 525 m y un diámetro de 225 mm.

Por medio de estas tuberías se proyecta bombear, además del caudal del efluente, un volumen adicional que alcanza un total de 236 m^3/h, de acuerdo con las necesidades de los cultivos. Este caudal proveniente del tajamar se distribuye hacia las tuberías secundarias: 90 m^3/h se dirige hacia la tubería que alimenta el P01, mientras que 146 m^3/h se canalizan hacia la tubería que conduce al P02.

Es importante señalar que el trazado seleccionado para la línea de impulsión está condicionado por el uso del suelo del sitio. Dado que entre los tajamares y los pivotes se encuentra un área de monte nativo, se propone un desvío inicial que reduzca la necesidad de desmote durante la ejecución de las obras. El trazado en planta y perfil de esta conducción se muestra en las láminas RIEG-08 y RIEG-11 del Apéndice J.

6.2.2.5. Pivotes centrales

Finalmente, el volumen total de agua y efluente alcanza el sitio de disposición final ubicado en los potreros 21, 22 y 24. Allí este caudal es distribuido en el área seleccionada mediante los pivotes.

Los pivotes están compuestos por un punto fijo central, donde se realiza la conexión hidráulica, y una serie de tramos móviles montados sobre torres con ruedas motrices, que permiten el desplazamiento del conjunto siguiendo una trayectoria circular alrededor del centro.

La tubería principal del pivote funciona como conducto de distribución y soporte estructural. A lo largo de esta se disponen las boquillas , cuya selección y espaciamiento permiten adecuar la lámina de riego a las necesidades del cultivo y del suelo. Además, El movimiento sincronizado de las torres garantiza un avance uniforme y mantiene las condiciones de caudal y presión requeridas en cada punto del tramo.

6.2.2.6. Plan de aplicación superficial de efluente al suelo

Introducción

La gestión adecuada de los efluentes generados en sistemas de producción lechera constituye un pilar fundamental para garantizar la sostenibilidad ambiental y productiva de los tambos. Estos efluentes, compuestos principalmente por aguas de lavado, orina, heces y material orgánico en suspensión, presentan un elevado contenido de nutrientes que, cuando son correctamente manejados, pueden convertirse en un insumo estratégico para mejorar la fertilidad del suelo y contribuir a la sostenibilidad del sistema productivo.

Objetivo

El presente plan tiene por finalidad establecer los lineamientos técnicos y operativos para la aplicación superficial del efluente al suelo, asegurando un uso eficiente del recurso, simplificando las tareas de manejo y minimizando los riesgos de impactos ambientales negativos. El documento define criterios de operación claros, basados en la capacidad de almacenamiento del suelo y en la dinámica del sistema de lagunaje, orientados a garantizar una gestión segura y sustentable.

Uso de suelo y cultivos a regar

En la Subsubsección 5.2.8.1 se determinó la localización de los pivotes y, por lo tanto, el área destinada a la disposición final del efluente. En este sector se proyecta un uso de suelo basado en cultivos en hilera, granos pequeños y praderas, siguiendo la rotación presentada en la Subsección 5.2.1 y resumida nuevamente en la Tabla 6.2.16.

Tabla 6.2.16: Rotación proyectada: secuencia de cultivos en cinco años.

	Año 1	**Año 2 a 4**	**Año 5**
Cultivo	Maíz	Pradera mixta[1]	Avena

Superficie total de aplicación

Siguiendo los criterios definidos en la Subsubsección 5.2.8.1, se estableció que la superficie total destinada al fertirriego es de 27 hectáreas, distribuidas en 17 ha bajo el pivote P02 y 10 ha bajo el pivote P01. Esta superficie responde tanto a las condiciones topográficas del área como a los objetivos operativos planteados por la contraparte.

[1] Pradera mixta: Festuca, Lotus y Trébol blanco.

Tasa de aplicación

El sistema de gestión del efluente está conformado por la laguna de almacenamiento, el sistema de impulsión y los equipos de distribución mediante pivotes centrales. De acuerdo con el diseño hidráulico, se proyecta un caudal de bombeo entre 21 y 26 m^3/h. Este caudal se incorpora de forma continua al flujo proveniente del tajamar, manteniendo una relación de mezcla 1:4 (una parte de efluente por cuatro partes de agua), lo que garantiza condiciones adecuadas para una distribución homogénea mediante el sistema de riego. Con la relación propuesta (1:4) y considerando la capacidad de almacenamiento del suelo, se estima aplicar al terreno 1 mm de efluente junto con 4 mm de agua durante una jornada de riego.

Operación del sistema

Para definir la operación del sistema es necesario considerar tanto la capacidad de almacenamiento del suelo como el comportamiento dinámico de la laguna. En primera instancia, se determinó el almacenamiento mensual disponible en el suelo a partir del balance hídrico desarrollado para un período de 30 años. En función de dichos valores y considerando que cada evento de aplicación (efluente + riego) equivale a 5 mm, se obtuvo el número máximo de aplicaciones mensuales posibles sin generar escurrimiento superficial. Los resultados se presentan en la Tabla 6.2.17.

Tabla 6.2.17: Valores mensuales de almacenamiento y cantidades máximas de aplicación

Mes	Almacenamiento disponible	Cantidad máxima de aplicaciones
Enero	79.4	15
Febrero	77.9	15
Marzo	48.7	9
Abril	39.4	7
Mayo	24.8	4
Junio	10.7	2
Julio	16.2	3
Agosto	33.1	6
Septiembre	34.3	6
Octubre	45.8	9
Noviembre	57.0	11
Diciembre	63.6	12

Si bien estos valores determinan los límites superiores de aplicación definidos por la infiltración del suelo, también es necesario asegurar que la laguna no alcance niveles críticos que deriven en vertidos. La laguna recibe en promedio 4 100 m^3 de efluentes por año (equivalentes a 342 m^3/mes), lo que imposibilita fijar un volumen mensual constante de extracción debido a la variabilidad climática, especialmente de la precipitación.

Como alternativa operativa, se adopta un criterio basado en el nivel del espejo de agua: se habilitará el bombeo únicamente cuando la altura de la laguna supere los 3 m. Este valor —equivalente a un volumen almacenado de 540 m^3— fue determinado mediante un proceso iterativo que buscó maximizar el uso de la capacidad de la laguna sin incurrir en vertidos no controlados. Bajo este esquema, los eventos de desborde se reducen a niveles aceptables.

Es importante señalar que, al menos una vez al año, será necesario vaciar completamente la laguna para restablecer sus características físico–químicas y evitar acumulaciones excesivas de sólidos y materia orgánica.

En síntesis, el plan de aplicación superficial se estructura en torno a dos criterios operativos principales: (i) habilitar el bombeo únicamente cuando el nivel de la laguna supere los 3 m, y (ii) no exceder el número máximo de aplicaciones mensuales definido por la capacidad de almacenamiento del suelo. Este marco operativo

permite prevenir vertidos, optimizar la gestión del efluente y asegurar condiciones de operación estables y seguras durante todo el año.

Seguimiento y evaluación

El correcto funcionamiento del plan requiere la implementación de un sistema de seguimiento y evaluación continua que permita asegurar su eficacia, detectar desvíos y promover instancias de mejora. Con este fin, se establecen las siguientes acciones de control:

- **Monitoreo del nivel de la laguna.** Registrar diariamente la altura del espejo de agua y verificar el cumplimiento del nivel operativo de 3 m como condición para el inicio del bombeo.
- **Registro de eventos de aplicación.** Documentar para cada aplicación la fecha, duración, volumen bombeado y superficie regada, garantizando que no se superen los límites mensuales establecidos.
- **Inspección del sistema de impulsión y pivotes.** Realizar controles periódicos del funcionamiento de bombas, tuberías y emisores, identificando posibles obstrucciones, fugas o pérdidas de uniformidad que afecten la calidad de la aplicación.
- **Evaluación del suelo y cultivos.** Efectuar análisis de suelo anuales y, cuando sea necesario, análisis de tejidos vegetales, a fin de evaluar la incorporación de nutrientes y prevenir acumulaciones indeseadas.
- **Revisión anual del plan.** Integrar la información recopilada durante el año, evaluar el desempeño general del sistema y ajustar los criterios operativos en función de los resultados obtenidos y de posibles cambios en las condiciones productivas o ambientales.

Este esquema de seguimiento permite un control integral del proceso, garantiza la verificación continua de la efectividad del plan y brinda herramientas para una mejora continua en la gestión del efluente y en la protección de los recursos naturales del establecimiento.

Capítulo 7

Sistema de gestión de residuos sólidos

Este capítulo se orienta a proponer mejoras en la gestión y en la infraestructura actualmente utilizada en el tambo de la EEMAC para el manejo de residuos sólidos. Para ello, en primera instancia se realizó una evaluación diagnóstica de la situación actual, que incluyó la cuantificación de los residuos generados, la identificación de sus tasas de generación, el relevamiento de las prácticas operativas asociadas a su manejo y la evaluación de si la infraestructura existente en el establecimiento es la adecuada en relación con los volúmenes producidos y en relación a requisitos asociados al correcto almacenamiento los residuos.

A partir de las conclusiones obtenidas en dicho diagnóstico, se plantean propuestas de mejora tanto a nivel operativo como de infraestructura, con el fin de adecuar el sistema de gestión de residuos sólidos a las necesidades actuales del establecimiento y a los criterios técnicos y ambientales que deben regir su funcionamiento.

7.1. Evaluación diagnóstica de la situación actual

La gestión actual de los residuos sólidos en la EEMAC se analiza a partir de un relevamiento de los distintos tipos de residuos generados como resultado de las actividades desarrolladas en el tambo. Se estima la cantidad producida de los residuos identificados, se describe el manejo que se realiza actualmente para cada uno de ellos y, por último, se detallan las unidades del tambo asociadas a esta gestión, evaluando tanto su diseño como su funcionamiento.

7.1.1. Residuos sólidos generados por las actividades del tambo

La identificación de los residuos generados se realizó a partir del relevamiento efectuado durante el presente año en el tambo. Para aquellos datos que no fue posible relevar directamente, se adoptaron como referencia los valores indicados en el Manual de Gestión Ambiental de Tambos (2016) [2]. Con esta información se definieron las corrientes de residuos a gestionar, las cuales se presentan en la Tabla 7.1.1.

Tabla 7.1.1: Residuos sólidos generados en la EEMAC.

Proceso de generación	**Residuo generado**
Tambo: Corral de espera, sala de ordeñe y patio de alimentación	▪ Excretas (estiércol, orina, tierra, etc.) ▪ Residuo de cama de compostaje ▪ Leche de descarte ▪ Envases de detergentes y desinfectantes
Manejo del rodeo lechero	▪ Animales muertos ▪ Residuos generados durante el parto
Unidades del sistema de gestión de efluentes y de su limpieza	▪ Residuos sólidos provenientes de la limpieza de las unidades de retención ▪ Lodo de la laguna de almacenamiento
Atención veterinaria a los animales	▪ Envases de productos de atención veterinaria ▪ Residuos provenientes de atención veterinaria (jeringas, ampollas, agujas, etc.)
Control de plagas y vectores	▪ Restos de rodenticidas ▪ Restos de productos zooterápicos
Mantenimiento de maquinaria	▪ Neumáticos fuera de uso ▪ Aceites hidráulicos, lubricantes, aislamiento de filtros usados
Instalaciones de acopio y generación de alimentos	▪ Residuos de alimentos ▪ Silo bolsas
Producción de cultivos	▪ Envases de agroquímicos triple lavado ▪ Restos de productos químicos y reactivos
Personal del tambo	▪ Residuos asimilables a domiciliarios

7.1.1.1. Ordeñe de las vacas

El ordeñe de las vacas como se describió en la Subsección 4.2.2 se realiza dos veces al día para cada uno de los tres lotes de vacas. Estas ingresan al corral de espera y desde allí ingresan en tandas de 8 de un lado de la máquina de ordeñe y 8 al otro lado de la misma. El procedimiento alrededor de la actividad de ordeñe involucra una limpieza previa de los pezones de las vacas para eliminar impurezas, y luego del ordeñe también se realiza una limpieza final con yodo. Al finalizar el ordeñe de las vacas de los tres lotes (estabulado, mixto y pastoril) se realiza la limpieza del corral de espera con agua a presión y de la máquina de ordeñe con los productos de limpieza. Los residuos asociados a esta actividad se listan a continuación:

- Estiércol: se genera en el momento en el que las vacas están en el corral de espera. Este residuo si bien

es generado en el corral de espera, ingresa luego al SGE y se termina gestionando como residuo sólido que conforma parte de las unidades del sistema de gestión de efluentes y su limpieza.

- Envases de productos aplicados en las ubres: la limpieza de las ubres previa y posterior al ordeñe involucra la aplicación de desinfectantes que se comercializan en envases que deben ser gestionados.
- Envases de productos de limpieza de la máquina de ordeñe: la limpieza de la máquina de ordeñe se realiza con detergentes alcalinos y ácidos envasados en bidones.
- Leche de descarte: este es un residuo que se genera cuando las vacas están en algún tratamiento veterinario especial.

7.1.1.2. Actividades desarrolladas en el patio de alimentación

En el patio de alimentación las actividades que se deben realizar periódicamente son la limpieza del estiércol del piso, y la reposición de alimento para las vacas estabuladas. Los residuos asociados a estas actividades son los siguientes:

- Estiércol: el patio de alimentación es el otro sitio del tambo aparte del corral de espera en el que se genera una cantidad considerable de estiércol que debe ser gestionado.
- Residuos de alimentos: cada vez que se repone alimento y que la vaca accede al patio de alimentación para comer puede haber un pequeño desperdicio del alimento que cae al piso que a efectos de la gestión, se consideran despreciables.
- Silo bolsas: asociado a la reposición de alimento de las vacas estabuladas ocurre el vaciado de los silos de almacenamiento del forraje utilizado para la dieta mezclada. Cuando estos se vacían completamente pasan a ser un residuo.

7.1.1.3. Reposición de las camas calientes

En el galpón de camas calientes, además de las actividades de limpieza y reposición del alimento para las vacas, se debe realizar con una periodicidad semanal el agregado de una capa de aserrín y chips a las camas calientes para controlar su temperatura y humedad. Eventualmente, cuando el espesor de las camas calientes supera el nivel del cordón que la contiene se realiza la reposición completa de las camas. Por lo tanto, los residuos asociados al mantenimiento de las camas calientes son:

- Desperdicios de aserrín y chip: puede haber desperdicios de aserrín y chip del galpón luego de realizarse el agregado de una nueva capa para las camas calientes, pero estas cantidades se consideran despreciables.
- Residuos de la cama de compostaje: en el momento en que se realiza la reposición completa de las camas, se genera un volumen considerable de residuo del compost que debe ser gestionado.

7.1.1.4. Limpieza de las unidades del SGE

Como ya fue descrito en la Subsección 6.1.6, las unidades del SGE deben ser limpiadas con una frecuencia periódica. Los residuos sólidos asociados a esta limpieza son:

- Residuos sólidos del desarenador: estos corresponden a los residuos sólidos inorgánicos almacenados en el desarenador, que se retiran una vez realizada su limpieza.
- Residuos sólidos del búnker de sólidos del tamiz estático: en el búnker del tamiz estático se almacena el estiércol que es retenido por el tamiz y separado del efluente líquido. Este debe ser retirado del búnker con frecuencia semanal.
- Residuos sólidos del búnker de sólidos del patio de alimentación: esta unidad almacena temporalmente el estiércol y demás residuos que son arrastrados desde el patio de alimentación. El retiro de estos residuos debe realizarse con frecuencia de al menos una vez cada dos semanas.

- Residuos sólidos del pozo de bombeo: el pozo de bombeo no es una unidad de retención de sólidos, sin embargo, por la naturaleza del efluente se deben almacenar residuos sólidos que deben ser retirados cada cierto tiempo.
- Lodos de la laguna de almacenamiento: la laguna de almacenamiento no es una unidad de retención de sólidos y a pesar de que dispone de unidades de retención de sólidos aguas arriba y la propia laguna cuenta con un revolvedor asociado a la bomba, se acumulan lodos en el fondo de la misma.

7.1.1.5. Atención veterinaria

De acuerdo a la información compartida por el personal de veterinaria de la EEMAC las actividades preestablecidas para vacas secas o en ordeñe que se realizan de forma anual son: tratamientos por preparto, vacunación de vacas a inseminar, vacunación cuando pasan a la etapa de secado, tratamientos sanitarios de prevención contra carbunco bacteridiano, tuberculina y brucelosis y colocación de caravanas insecticidas. Para los terneros de hasta 1 año se realizan desinfecciones de ombligo, vacunaciones durante los primeros 4 meses de vida, la realización de muescas en las orejas y tratamientos sanitarios preventivos contra el carbunco bacteridiano. Para vaquillonas y novillos los tratamientos son menos frecuente y se repiten respecto a los de las vacas y terneros. Además de estas tareas, también se realizan actividades de manejo antiparasitario que involucran la toma de muestras de heces con bolsas y la aplicación de inyecciones de antiparasitario. Todas estas actividades son generadoras de los siguientes residuos:

- Jeringas: para la aplicación de dosis de productos zooterápicos que rinden más de una dosis se deben usar jeringas que son de un único uso.
- Ampollas: son el envase de vidrio o plástico de un producto zooterápico de una única dosis.
- Envases de productos zooterápicos terminados: cuando se termina el contenido de los productos zooterápicos se deben gestionar los frascos, botellas o cajas en las que vienen presentados estos productos.
- Envases de productos zooterápicos obsoletos: También se debe gestionar aquellos envases de productos que ya superaron su fecha de caducidad.
- Bolsas: Asociado al manejo antiparasitario que se realiza con las heces de los animales se genera como residuo las bolsas con las que se toman las muestras.

7.1.1.6. Manejo del rodeo

En las actividades rutinarias de manejo del rodeo se generan residuos sólidos asociados a procesos biológicos y sanitarios propios del ciclo productivo de los animales:

- Animales muertos: Ocasionalmente se produce la muerte de animales, de forma natural o por enfermedades infecciosas.
- Residuos generados durante el parto: en el parto de las vacas se generan restos orgánicos tales como placenta, membranas fetales y otros tejidos asociados al alumbramiento. Este residuo particular no suele ser necesaria su gestión por parte del personal del establecimiento, considerando que las mismas vacas la consumen luego del parto o que el restante del residuo, es consumido por aves carroñeras. En caso de que se requiera una atención veterinaria durante el parto, estos residuos serán considerados como atención veterinaria.

7.1.1.7. Actividades agrícolas

En el predio del tambo existen potreros con fines de producción de pasturas y forraje como se describió en la Subsección 4.2.1. Para hacer un correcto manejo del suelo y de los cultivos que se siembran en cada potrero se hacen tratamientos de fertilización y protección contra plagas y hierbas invasoras. Además, para estas actividades usualmente se emplea maquinaria para la distribución en el terreno de los productos agroquímicos aplicados para las cuales se debe realizar un mantenimiento periódico. Los residuos que se generan como producto del desarrollo de estas actividades son:

- Envases de productos agroquímicos: Los fertilizantes, herbicidas, plaguicidas, insecticidas y rodenticidas vienen en tres formatos que son bidones o botellas plásticas y bolsas o bolsones con producto en polvo o con material granular.
- Piezas de maquinaria: Al realizar el mantenimiento que corresponde a cada máquina se generan residuos como neumáticos gastados o pinchados, chatarra metálica, aceite hidráulico viejo, lubricantes viejos, baterías agotadas y filtros viejos, entre otros.

7.1.1.8. Residuos asimilables a domiciliarios

La generación de estos residuos corresponde, por un lado, a los producidos en las viviendas del personal que reside en el establecimiento y, por otro, a aquellos residuos asimilables a los domiciliarios, generados en las instalaciones productivas del tambo.

En este caso particular, el tambo se encuentra integrado dentro del complejo de una institución académica, por lo que el personal que trabaja allí son pertenecientes al sistema educativo y no viven en el lugar. Por este motivo, la mayor generación de residuos domiciliarios se produce en áreas administrativas y de uso cotidiano, como oficinas y espacios comunes.

7.1.2. Consideraciones para la evaluación del sistema de gestión de residuos sólidos

Para caracterizar el volumen y tasa de generación de los residuos y analizar la gestión e infraestructura disponible para este sistema, se mantuvo el mismo criterio adoptado para el SGE, según lo establecido en la Subsección 6.1.3. En particular, se consideró un escenario productivo correspondiente a 131 vacas en ordeñe, con la distribución de lotes indicada en la Tabla 6.1.3.

7.1.3. Volumen y tasa de generación de los residuos

En la Tabla 7.1.2 se muestran los residuos listados en la Tabla 7.1.1 y la estimación de la tasa de generación. El detalle de cálculo fue presentado en la Sección G.1.

Tabla 7.1.2: Tasa de generación de residuos de la EEMAC.

Residuo generado	**Tasa de generación**
Estiércol del patio de alimentación	1,2 m^3/día
Residuos de alimentos	2,7 m^3/14 días
Residuo de cada cama de compostaje	253,2 m^3/2 años
Leche de descarte	28.689 L/año
Animales muertos	4 a 5/año
Envases de detergentes y desinfectantes	93 envases /año
Sólidos del desarenador	5,3 m^3/14 días
Sólidos del tamiz	1,9 m^3/14 días
Lodos de la laguna	32,9 m^3/ año
Envases de productos veterinarios	69 envases/año
Residuos veterinarios (jeringas, ampollas, agujas, etc.)	3.419 jeringas/año 778 bolsas/año
Residuos generados durante el parto	No hay sobrantes
Restos de rodenticidas	No hay sobrantes
Restos de productos zooterápicos	No hay sobrantes
Silo bolsas	2.640 m^2/18 meses
Residuos asimilables a domiciliarios	1.168 kg/año
Neumáticos fuera de uso	6 unidades/año
Aceites hidráulicos	153,0 L/año
Lubricantes	155,5 L/año
Filtros usados	16 unidades/año
Baterías	2 unidades/año
Envases de agroquímicos (triple lavado)	187 envases/año 393 bolsas/año
Restos de productos químicos y reactivos	No hay sobrantes

7.1.4. Operativa actual de la gestión de residuos sólidos

A continuación se describe la gestión actual de los residuos sólidos del tambo:

7.1.4.1. Estiércol del patio de alimentación

La limpieza se realiza con maquinaria que arrastra el estiércol hasta el búnker de sólidos del patio de alimentación, con una frecuencia de tres veces por semana. Luego de 2 semanas de acumulación, el residuo se traslada a una zona de acopio cercana al galpón de camas calientes, donde continúa su secado y estabilización. Finalmente, cuando se acumula el volumen necesario en la zona de acopio, es aplicado al campo mediante una estercolera subcontratada, aproximadamente una vez al año. Los potreros destinados a recibir este residuo han sido el 21, 22, 23, 24, 27 y 29.

La empresa subcontratada varía, y en ocasiones se contrata a proveedores o productores locales. No se

mantiene contacto regular con una firma específica.

7.1.4.2. Residuos sólidos de las unidades del SGE

Los residuos sólidos retenidos en el desarenador se limpian con una frecuencia quincenal, mientras que los del tamiz se retiran semanalmente. Ambos se acopian en la misma zona destinada al estiércol del patio de alimentación y, posteriormente, se aplican al terreno siguiendo el mismo procedimiento y en los mismos potreros que dicho estiércol. En cuanto al pozo de bombeo y la laguna de almacenamiento, hasta la fecha no se ha efectuado el retiro de lodos sedimentados.

7.1.4.3. Residuo de cama de compostaje

Cuando se realiza la reposición total del material de la cama, el residuo se transporta y acopia junto al estiércol del patio de alimentación y los residuos sólidos de las unidades del SGE, en la zona contigua al galpón. Se mantiene el procedimiento análogo de disposición al terreno.

7.1.4.4. Leche de descarte

Se estima que entre un 1 % y 3 % de la producción anual de leche se descarta como consecuencia de tratamientos médicos. Esta leche es pasteurizada y se destina a la alimentación de los terneros mediante un carrito móvil con capacidad para 120 a 200 litros.

7.1.4.5. Residuos de atención veterinaria

Estos elementos se descartan en recipientes de paredes rígidas y son entregados a un gestor habilitado.

7.1.4.6. Envases de productos veterinarios

Se separan de los residuos comunes, se clasifican en bolsas y se entregan en sitios habilitados (como veterinarias o PROLESA), en el marco del PLESEM y el plan CEV Ganadero.

7.1.4.7. Envases de agroquímicos (triple lavado)

Se realiza el triple lavado, luego se perforan y se almacenan en un local apropiado hasta su devolución a los centros que reciben este tipo de contenedores.

7.1.4.8. Silo bolsas (residuos de forraje)

Una vez vaciados, los silos se descartan y son retirados por el camión recolector de residuos municipal.

7.1.4.9. Aceites, filtros, neumáticos y otros residuos de maquinaria

La gestión de estos residuos es asumida por camiones recolectores de la intendencia, con una frecuencia de dos veces por semana.

7.1.4.10. Rodenticidas y productos zooterápicos

Su aplicación es realizada por una empresa tercerizada. La gestión de los sobrantes también recae en dicha empresa.

7.1.4.11. Animales muertos

Los animales muertos se disponen en una fosa de enterramiento de unos 5 metros de profundidad ubicada en el potrero 3 de la EEMAC (Figura 7.1.1), cuyas coordenadas se presentan en la Tabla 7.1.3. De acuerdo a un intercambio con el personal del establecimiento, la fosa de enterramiento no cuenta con un acondicionamiento técnico adecuado, solamente es un pozo con profundidad adecuada.



Figura 7.1.1: Ubicación de fosa de enterramiento de animales muertos.

Tabla 7.1.3: Coordenadas de la fosa de enterramiento.

Latitud	Longitud
32°22’19.6"S	58°03’26.7"W

7.1.5. Descripción de unidades de gestión de los residuos sólidos

Las unidades involucradas en la gestión de los residuos sólidos generados en el tambo comprenden el búnker de sólidos del patio de alimentación y el sector destinado al acopio del estiércol y residuos provenientes de la cama caliente. A continuación, se detalla la finalidad de cada unidad, sus materiales constructivos, dimensiones y modo de operación. Estas se pueden visualizar en las láminas TAMB-01 del Apéndice J.

7.1.5.1. Búnker de sólidos del patio de alimentación

El búnker de sólidos del patio de alimentación es una unidad de almacenamiento del estiércol generado en el patio de alimentación. Está conformado por tres paredes verticales de hormigón y el piso, también de hormigón, con pendiente hacia la pared de mayores dimensiones. Esta última cuenta en la parte inferior con al menos una tubería de PVC que permite el drenaje del agua pluvial hacia la laguna de almacenamiento del SGE cuando ocurren precipitaciones sobre el búnker. Durante el relevamiento realizado en la EEMAC no fue

posible relevar la cantidad ni las dimensiones de las conducciones, ya que la presencia de material sólido no lo permitía.

En la Figura 7.1.2 se muestra el búnker de sólidos y sus dimensiones en la Tabla 7.1.4.



Figura 7.1.2: Búnker de sólidos para el almacenamiento del estiércol del patio de alimentación.

Tabla 7.1.4: Dimensiones del búnker de sólidos del patio de alimentación.

Dimensión	**Valor**	**Unidad**
Largo	10,0	m
Ancho	4,8	m
Altura	2,5	m
Volumen útil	60,0	m^3

El volumen útil del búnker se considera como la mitad del volumen total disponible entre las paredes.

7.1.5.2. Búnker de sólidos del tamiz

7.1.5.3. Sector de acopio de estiércol y residuo de cama caliente

El acopio del estiércol, los restos de alimento retirados del búnker de sólidos del patio de alimentación, los sólidos provenientes de las unidades del SGE y el material de recambio de las camas de compostaje, se disponen a la intemperie en un área próxima a las instalaciones del tambo, tal como se observa en la Figura 7.1.3. Dicha zona no cuenta con infraestructura específica ni medidas de contención adecuadas para este tipo de residuos.



Figura 7.1.3: Zona de acopio de estiércol y residuo de la cama caliente.

7.1.6. Verificación de unidades de gestión de residuos sólidos

En esta sección se realiza una verificación técnica de las infraestructuras descritas en la Subsección 7.1.5, atendiendo aspectos como sus dimensionamientos y operativa actual. La finalidad es identificar posibles debilidades en el diseño y operativa de las infraestructuras existentes para tomar medidas correctivas o diseñar nuevas infraestructuras si existe la necesidad.

7.1.6.1. Verificación de Búnker de sólidos del patio de alimentación

La capacidad del búnker de sólidos fue verificada considerando la producción diaria de estiércol en el patio de alimentación y la frecuencia de retiro actualmente implementada. El detalle de cálculo se presenta en la Subsubsección G.2.0.1. A partir de estos parámetros, se comprobó que el volumen útil disponible permite almacenar el material acumulado entre dos jornadas de limpieza. En consecuencia, se concluye que el búnker

de sólidos del patio de alimentación se encuentra correctamente dimensionado en relación con la operativa de limpieza actualmente implementada.

En cuanto a la operativa actual realizada entre el patio de alimentación y el búnker de sólidos, se identificó que la limpieza no se realiza con la frecuencia suficiente para permitir una zona limpia y saludable desde un punto de vista sanitario para la circulación de las vacas y el personal.

Tal como fue mencionado en la Subsección 7.1.4 la limpieza del patio de alimentación se realiza con una frecuencia de 3 veces por semana con un tractor que arrastra el estiércol hacia el búnker. El problema se encuentra en que el estiércol tiene un alto contenido de humedad que dificulta su manejo y no se ha encontrado una forma efectiva para reducirla. Además, esta situación empeora con las precipitaciones, debido a que hay un drenaje de las pluviales deficiente por la obstrucción de las conducciones existentes. Durante el relevamiento realizado en la EEMAC, el personal manifestó que la limpieza de esta unidad constituye una de las principales dificultades operativas del sector. Estos aspectos se pueden observar en la Figura 7.1.4.



Figura 7.1.4: (a) Acumulación de estiércol con mucha humedad en el patio de alimentación. (b) Acumulación de residuos de la cama de compostaje y de estiércol en la explanada de hormigón.

7.1.6.2. Verificación de sector de acopio de estiércol y residuo de cama caliente

Tal como se observa en la Figura 7.1.3 la zona de acopio está a la intemperie y no cuenta con el acondicionamiento necesario para almacenar estos residuos. Los mismos son dispuestos directamente sobre el terreno natural y no se cuenta con la infraestructura necesaria para evacuar lixiviados y pluviales hacia la laguna de almacenamiento.

7.1.6.3. Verificación de fosa de enterramiento de animales muertos

La fosa de enterramiento de animales muertos debe ubicarse de tal forma que se evite la llegada de escurrimiento superficiales y subsuperficiales. Estos rellenos sanitarios deben ubicarse a una distancia mínima de 50 m de instalaciones de ordeñe, cursos de agua, humedales, perforaciones para abastecimiento de agua y limites de propiedad [2]. En la actualidad, tal como se presentó en el la Subsección 7.1.4, la misma no cuenta con la infraestrucutra necesaria pero se verificaron las distancias necesarias requeridas en la Tabla 7.1.5:

Tabla 7.1.5: Condiciones de ubicación de la fosa de enterramiento y su verificación.

Condición	**Verificación**
Distancia mínima a instalaciones de ordeñe ($\geq$ 50 m)	Cumple
Distancia mínima a cursos de agua ($\geq$ 50 m)	Cumple
Distancia mínima a humedales ($\geq$ 50 m)	Cumple
Distancia mínima a perforaciones de agua ($\geq$ 50 m)	Cumple
Distancia mínima a límites de propiedad ($\geq$ 50 m)	Cumple

7.1.6.4. Verificación del área de aplicación al terreno del estiércol y residuo de cama caliente

Los residuos acopiados en el sitio identificado en la Figura 7.1.3 se aplican al terreno aproximadamente una vez al año mediante una estercolera subcontratada. En la presente sección se verifica el cumplimiento de las condiciones requeridas para dicha aplicación.

Los potreros en los que actualmente se aplican estos residuos corresponden a los números 21, 22, 23, 24, 27 y 29, previamente identificados en la Subsección 4.2.1. En conjunto, estos potreros abarcan una superficie total de 108,8 ha. Por su parte, según lo estimado por el balance de nutrientes realizado en la Subsección G.2.1, el área mínima requerida para realizar la aplicación superficial de los residuos es de 49,8 ha.

Análogamente a como se verificó la aplicación de efluente de la laguna en el potrero 23, se verificó el cumplimiento de las condiciones para la aplicación superficial de sólidos según la propuesta técnica de modificación del Decreto 253/79 [17], incluyendo los parámetros de la Tabla 7.1.6 y las condiciones de la Tabla 7.1.7.

Tabla 7.1.6: Estándares de aplicación al terreno según Propuesta de modificación de Decreto 253/79.

Parámetro	**Valor**	**Verificación**
Carga orgánica (DBO_5)	50 kg/ha/día	Se generan 4,6 kg/día
Nitrógeno total Kjeldahl	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Nitrógeno amoniacal total	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Nitrato + nitrito	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima
Fósforo total	Según balance de nutrientes	Cumple con el área mínima

Tabla 7.1.7: Condiciones para la aplicación del estiércol y residuo de cama caliente y su verificación.

Condición	**Verificación**
Zona rural	Potreros 21, 22, 23, 24, 27, 29
Distancia mínima a cursos de agua (50 m)	Cumple
Plan de rotación de cultivos	Según rotación definida
Zonas de recarga de acuíferos	$>$ 50 m de profundidad
Distribución homogénea del efluente	Estercolera
Uso del suelo	Compatible con actividad lechera
Topografía y drenaje natural	Condiciones favorables
Presencia de napa freática	No detectada
Tasa de infiltración	Suelo franco, 8,9 mm/h [44]
Fósforo Bray (0–15 cm)	Potrero 21 entre 31 ppm P y 52 ppm P; Potrero 24 entre 45 ppm P y 133 ppm P[3]

Si bien la superficie total actualmente utilizada para la disposición superficial del estiércol y del residuo de cama caliente supera el área mínima requerida según el balance de nutrientes, y por lo tanto resulta suficiente desde el punto de vista del dimensionamiento, se identifica una práctica inadecuada en la operativa actual. En particular, se constató que parte de estos residuos se aplica en el potrero 23, el cual en la actualidad también está destinado a la disposición final del efluente. Esta superposición de usos no es recomendable, dado que puede generar una sobrecarga de nutrientes en el suelo. Además, el balance de nutrientes realizado no contempló el aporte adicional asociado a la aplicación de efluentes en dicho potrero.

No obstante, aun excluyendo el potrero 23 del área de aplicación, cuya superficie es de 18,3 ha, el área efectiva disponible para la disposición de estos residuos sería de 90,5 ha, valor que continúa siendo superior a la superficie requerida. En consecuencia, la gestión resulta adecuada en términos de disponibilidad de área, pero debe corregirse la aplicación en el potrero 23 para evitar acumulaciones excesivas de nutrientes y asegurar la consistencia del manejo con los balances efectuados.

Por otra parte, no se cuenta con información de Fósforo Bray de todos los potreros, por lo que esa es una condición a verificar, de todas formas, al disponer de una cantidad mayor de hectáreas para la disposición que las requeridas de acuerdo al balance de nutrientes los cultivos asimilan mayor cantidad de fósforo que el aplicado al terreno.

Todos los potreros menos el 21 están contra la línea de medianera y próximos a un curso de agua que pasa por el borde del padrón, por lo que eso debe ser tenido en cuenta al disponer del material en el terreno, debiéndose respetar las distancias mínimas a cursos de agua y línea de medianera. No se sabe si esto se cumple.

7.1.7. Conclusiones del diagnóstico de la situación actual

En la operativa actual vinculada a los residuos sólidos, se destacan aquellas actividades que tienen como fin revalorizar los residuos generados, como la leche de descarte, el estiércol y los residuos generados en el patio de alimentación en otras actividades del tambo. Los residuos veterinarios y los envases de agroquímicos son gestionados con centros habilitados para ello por lo que son reciclados o eliminados de forma segura. Por otro lado, residuos como el nylon de silo bolsas o residuos de maquinaria que son recolectados por el camión recolector, se identifican oportunidades de mejora en su destino final. Finalmente, se identifica que, para la mayoría de los residuos, el manejo interno de estos en el tambo puede tener mejoras en su separación

y sitios de almacenamiento hasta su recolección o entrega a gestores o para ser eliminados. Para mejorar la gestión interna y externa de los residuos, se considera conveniente evaluar la elaboración de un plan de gestión de residuos que ordene las responsabilidades, los flujos de manejo y los mecanismos de articulación con los gestores autorizados.

Por otra parte, el búnker de sólidos del patio de alimentación, cuenta con capacidad suficiente para almacenar el estiércol generado entre limpiezas consecutivas. No obstante, presenta una gestión inadecuada en lo que respecta a la operativa. La zona se encuentra en condiciones sanitarias no acorde para los animales del tambo y se presentan problemas de obstrucción en las conducciones debido los sólidos. Esta problemática será foco de estudio debido al interés de la contraparte de poder solucionar la problemática presentada.

En lo que respecta a la zona de acopio del estiércol, de los residuos generados en el galpón de cama caliente y de los lodos de las unidades del SGE, se identificó que no existe una infraestructura con las condiciones adecuadas para tales fines, por lo que se deberá realizar el diseño una zona de acopio apta para el almacenamiento de residuos o se le deberá dar un nuevo fin a los mismos.

A partir de las problemáticas presentadas en el patio de alimentación y en las unidades de acopio, se proponen propuestas de mejoras para la gestión de residuos sólidos.

7.2. Propuestas de modificación para la gestión de residuos sólidos

En función de las limitaciones identificadas, se plantea abordar la gestión de residuos sólidos mediante dos líneas de acción principales. En primer lugar, se desarrollará una solución específica para la limpieza de del patio de alimentación mediante la implementación de un sistema de flushing integrándose al SGE.

En segundo lugar, se elaborará un plan de gestión de residuos sólidos para ordenar las corrientes generadas en el tambo, definir su separación, establecer sitios de almacenamiento adecuados y determinar los destinos finales más convenientes, ya sea para revalorización, entrega a gestores o eliminación segura.

7.2.1. Descripción del sistema de flushing

El sistema de lavado por flushing propuesto consiste en la limpieza de los patios de alimentación a través de la descarga de grandes volúmenes de agua en poco tiempo. El agua utilizada en estos sistemas es efluente proveniente de la laguna de almacenamiento, acumulado previamente en dos tanques de 10 m^3 de capacidad. Se presenta en la Figura 7.2.1, el esquema de dos tanques para lavado por flushing con el fin de ilustrar el esquema planteado. Esta disposición asegura que el caudal descargado sea suficiente para generar el tirante de agua y la velocidad necesarios para generar el arrastre del estiércol. Este sistema se muestra en las láminas TAMB-03 y TAMB-05 del Apéndice J.



Figura 7.2.1: Sistema de dos tanques de almacenamiento para lavado por flushing extraído de [103].

Cada tanque descarga mediante dos tuberías de PVC de 315 mm de diámetro. Estos deben tener la elevación suficiente para alcanzar el caudal necesario para generar la lámina de flujo superficial requerida durante el lavado en el patio de alimentación. Con esta configuración, cada tanque tiene la capacidad de limpiar uno de los patios de alimentación, los cuales presentan 48 m de largo, 4,0 m de ancho y una pendiente uniforme de 0,008 m/m. El sistema propuesto para la EEMAC se muestra en las láminas TAMB-04 y TAMB-06 mencionadas en la Apéndice J.

Cuando se activa el lavado, las válvulas se abren y el efluente almacenado se descarga sobre el patio, generando una lámina superficial con un tirante de 10 cm que avanza a lo largo del mismo con una velocidad de $1,0$ m/s y luego es recolectado en canaletas de $0,50$ m de profundidad, con rejas a nivel de la explanada de hormigón, que conducen el efluente hacia el desarenador.

Se remarca que el caudal con el que se diseñó el tamaño de la canaleta de recolección corresponde a la limpieza de un patio de alimentación solamente, esto significa que el sistema propuesto debe operarse en forma secuencial, limpiando primero un patio y después el otro.

En la Figura 7.2.2 se muestra un ejemplo de esta operación en otro establecimiento, donde se aprecia la movilización de los sólidos hacia el sistema de recolección. La propuesta para la EEMAC mantiene este mismo principio, integrando el flujo a través de una canaleta a la infraestructura del SGE, que será adaptada para manejar los nuevos volúmenes y caudales asociados al funcionamiento del flushing.



Figura 7.2.2: Vista de la limpieza de un patio de alimentación por flushing extraído de [103].

7.2.1.1. Sistema de recirculación del efluente

El efluente almacenado en la laguna es impulsado mediante un bombeo hacia los dos tanques elevados. El llenado se realiza en forma secuencial: una vez que un tanque alcanza la totalidad de su volumen, se procede a completar el otro. La conducción se proyecta con una tubería de PEAD de 90 mm de diámetro nominal (PN 6), con una longitud total de 140 m, en la que se prevé la colocación de codos de 90° y una tee de derivación lateral en la que la conducción principal se separa en dos tramos que alimentan cada tanque. En los tramos que alimentan a cada uno de los tanques se colocará una válvula esclusa que se mantendrán cerradas mientras se esté llenando el tanque del otro tramo. Una vez que finaliza el llenado del tanque del otro tramo se cierra la válvula de ese mismo tramo y se abre la que estaba cerrada para continuar con el llenado del otro tanque. El trazado de estas conducciones se muestra en el plano TAMB-04 y los detalles de los tanques en el plano TAMB-06 (Apéndice J).

La carga total que debe vencer la bomba para asegurar el llenado adecuado de ambos tanques, y que se utilizó como base para su dimensionamiento, se detalla en la Tabla 7.2.1.

Tabla 7.2.1: Cargas a superar para abastecer los tanques de flushing.

Componente de la carga	**Valor asociado (m)**
Carga geométrica	9,9
Carga distribuida	6,0
Carga localizada	1,6

La bomba seleccionada para vencer estas cargas y poder abastecer los tanques de almacenamiento del efluente se presenta en la Figura 7.2.3.



Figura 7.2.3: Modelo de bomba utilizada GEA 3” modelo High Pressure Pump extraído de [104].

En la Figura 7.2.4 se presenta la intersección de la curva de instalación del sistema con la curva característica. Los cálculos se presentan en Subsección G.4.1.

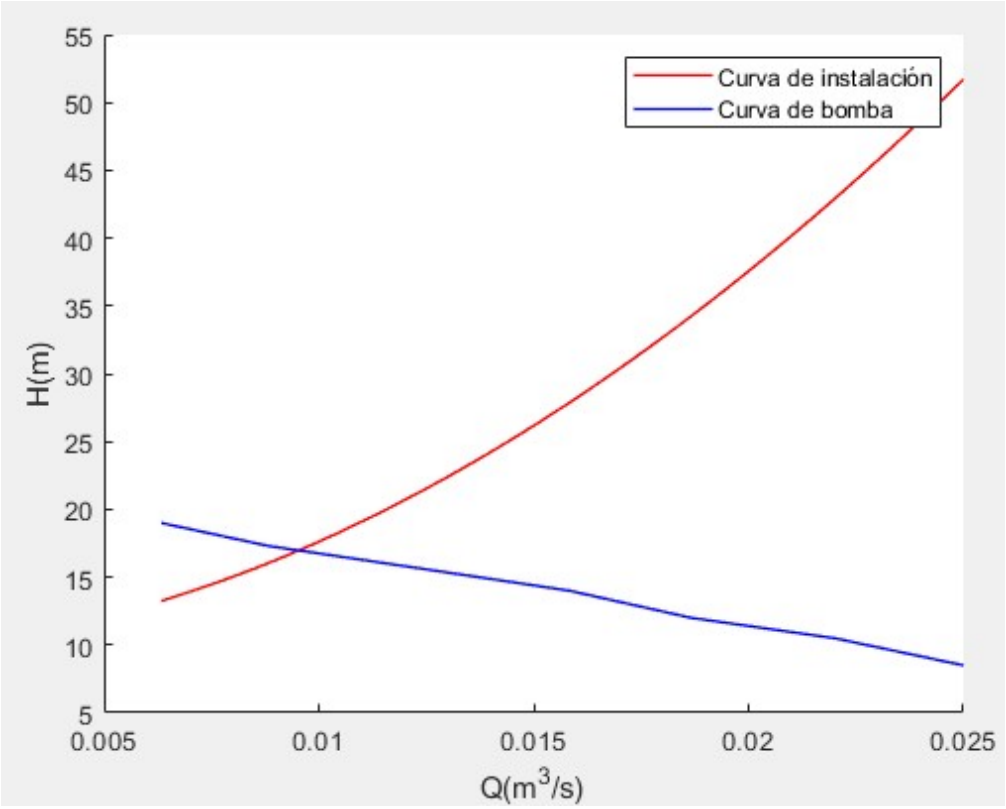


Figura 7.2.4: Punto de funcionamiento para la bomba de recirculación de efluente.

El caudal de funcionamiento obtenido es $Q = 0{,}009\,\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$, correspondiente al punto de intersección entre las curvas.

7.2.1.2. Modificación de unidades del sistema de gestión de efluentes

La incorporación del sistema de lavado por inundación implica una modificación en las condiciones hidráulicas del SGE. Por este motivo, fue necesario redimensionar el desarenador y el pozo de bombeo, así como implementar una canaleta que conduce el agua de lavado hacia el sistema. Los ajustes realizados se describen a continuación, los cálculos en Subsección G.4.3 y sus detalles constructivos se presentan en el plano TAMB 05 (Apéndice J).

Canaleta colectora: A la salida de los patios de alimentación se proyectó una canaleta de hormigón para conducir el flujo generado por el flushing hacia el desarenador. Sobre la canaleta se instala una rejilla metálica que permite el tránsito de maquinaria.

Se presenta en la Tabla 7.2.2 las dimensiones y características de la canaleta colectora.

Tabla 7.2.2: Dimensiones y características de la canaleta colectora.

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Largo	24,00	m
Ancho interior	0,50	m
Profundidad mínima	0,50	m
Pendiente longitudinal	0,02	m/m

Desarenador:

El desarenador se redimensionó para admitir el caudal de flushing sin pérdida en su eficiencia de retención de sedimentos. Para ello se adoptó una tasa superficial de 70 m/h, valor que permite sedimentar las arenas finas presentes en el efluente generado durante el lavado de los patios. Los cálculos que fundamentan estos valores se presentan en la Sección G.4.3.

Con el caudal máximo de flushing, el área necesaria resulta del orden de 22 m^2; no obstante, con el fin de asegurar un margen operativo suficiente y mantener velocidades internas reducidas, se adoptó un área total de $26,4\ \mathrm{m}^2$. La nueva geometría implica un incremento respecto al desarenador existente, adecuándose a los mayores caudales y volúmenes manejados por el sistema.

El desarenador debe también permitir el almacenamiento de los sólidos inorgánicos arrastrados durante el lavado. Considerando la carga diaria estimada de arena proveniente de los corrales y una frecuencia de limpieza de 14 días, se definió una altura útil de $0,40$ m, suficiente para acumular el material sedimentado sin comprometer el rendimiento del sistema.

La descarga hacia el pozo de bombeo se realiza mediante un vertedero rectangular dispuesto en una de las paredes laterales. Este elemento permite mantener un nivel de operación estable y un paso controlado del efluente clarificado, garantizando que sólo pase agua libre de sólidos sedimentables hacia el pozo de bombeo.

Las dimensiones adoptadas para el desarenador se resumen en la Tabla 7.2.3.

Tabla 7.2.3: Dimensiones adoptadas para el desarenador.

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Área requerida	22,2	m^2
Área adoptada	26,4	m^2
Largo	8,0	m
Ancho	3,3	m
Volumen útil	13,2	m^3
Altura útil	0,40	m
Altura de vertedero	0,23	m
Ancho de vertedero	2,5	m

Las láminas constructivas correspondientes se incluyen en TAMBO-04 y TAMBO-05, dentro de la Apéndice J.

Pozo de bombeo:

El pozo de bombeo se dimensionó para almacenar el volumen instantáneo generado durante el flushing, junto con los aportes regulares del tambo. En la Tabla G.4.8 se resumen los componentes considerados para definir el volumen útil necesario. Los cálculos se presentan en la Sección G.4.3.

Para mantener la bomba existente, se duplicó una de las dimensiones del pozo original, incrementando así su área superficial y permitiendo alojar el volumen total requerido sin comprometer la operación. La geometría adoptada se muestra en la Tabla G.4.9.

Tabla 7.2.4: Dimensiones del pozo de bombeo proyectado.

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Ancho	3,10	m
Largo total	6,20	m
Altura útil	1,80	m
Volumen útil	28,83	m^3

La obra requiere una profundización respecto del pozo existente y la definición de niveles de operación, alarma y seguridad. Las cotas proyectadas se presentan en la Tabla G.4.10.

Tabla 7.2.5: Cotas del pozo de bombeo proyectado.

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Cota de zampeado del vertedero del desarenador	45,60	m
Cota de alarma superior	45,30	m
Cota de aliviadero	45,30	m
Cota de nivel de arranque	45,20	m
Cota de nivel de parada	43,40	m
Cota de alarma inferior	43,30	m
Cota de eje de la bomba	43,10	m
Cota de fondo del pozo	42,70	m

El pozo cuenta además con un aliviadero capaz de evacuar el caudal de flushing en caso de falla de la bomba o ingreso simultáneo de varios aportes. Para ello se proyectaron dos tuberías de PVC con descarga hacia la laguna de almacenamiento, cuyas características se resumen en la Tabla G.4.11.

Tabla 7.2.6: Parámetros de diseño del aliviadero del pozo de bombeo.

Parámetro	Unidad	Valor
Caudal de diseño	m^3/s	0,43
Coeficiente de Manning	–	0,013
Pendiente adoptada	m/m	0,02
Diámetro de tubería	mm	400
Número de salidas	–	2

Las láminas constructivas correspondientes se incluyen en TAMBO-04 y TAMBO-05 dentro de la Apéndice J.

Disposición del efluente

A raíz de las modificaciones realizadas en la gestión del estiércol en el patio de alimentación, la carga de nutrientes y sólidos del estiércol generadas en este sitio se incorporan al SGE. Esto implica que el balance de nutrientes para determinar el área mínima necesaria para la disposición final del efluente se modifica. La rotación de cultivos considerada para el balance de nutrientes es la considerada para el sistema de riego con pivote central. Los cálculos detallados se muestran en la Sección F.5.

Las áreas mínimas necesarias para la aplicación superficial del efluente se muestran en la Tabla 7.2.7.

Tabla 7.2.7: Áreas resultantes del balance de nutrientes.

Período	Cultivo	Área N (ha)	Área P (ha)	Área K (ha)
Año 1/Año 2	Maíz/Pradera	19,6	20,1	21,8
Año 2/Año 3	Pradera	20,0	20,7	13,0
Año 3/Año 4	Pradera	20,0	20,7	13,0
Año 4/Año 5	Pradera	20,0	20,7	13,0
Año 5/Año 6	Pradera/Avena	18,6	11,4	13,9

Los resultados muestran que el nutriente limitante es el potasio, ya que para el año en el que se implanta maíz y pradera se tienen $21,8$ has necesarias para la disposición del efluente.

7.2.2. Elaboración del Plan de Gestión de Residuos Sólidos

7.2.2.1. Objetivo y alcance del PGRS

El fin con el que se elabora el PGRS es disponer de una herramienta práctica y dinámica que permita identificar y aprovechar oportunidades de mejoras en la gestión actual de los residuos del tambo, tomando como base el análisis de la situación actividad descrita en la Sección 7.1 [132].

El alcance del PGRS se detalla a continuación:

- Todos los residuos producidos a partir de las actividades desarrolladas en el tambo de forma permanente.
- Descripción de todas las etapas del ciclo de vida de los residuos desde su generación, manejo interno, almacenamiento transitorio en el tambo, transporte, revalorización, reciclado y disposición final.
- Separación de los residuos según distintas corrientes de acuerdo a la actividad generadora, el tipo de residuo, su composición, y gestión potencial.
- Medidas de gestión de acuerdo a lo establecido en la normativa y guías para la gestión de los residuos. Donde aquí se incluyen los sitios y tiempos de almacenamiento de los residuos, las oportunidades de revalorización de estos en actividades del tambo, los centros de gestión más próximos al tambo a donde enviar los residuos para ser revalorizados, reciclados o eliminados de forma segura.
- El diseño de las infraestructuras necesarias de almacenamiento interno y los procedimientos para un manejo seguro de los residuos dentro del tambo.
- Un plan de control y seguimiento de las pautas establecidas en el PGRS.

7.2.2.2. Marco teórico del PGRS

El marco normativo que sustenta la elaboración del plan fue presentado y desarrollado en la Sección 3.4. No obstante, se retoman a continuación las principales referencias normativas aplicables:

- Decreto N.º 182/013: Reglamentación del artículo 21 de la Ley 17.283 (Ley general de protección del medio ambiente),
- Decreto N.º 152/013: Reglamentación del Ley 17.283 (Ley general de protección del medio ambiente).

7.2.2.3. Clasificación de residuos

Según la clasificación presentada en el Decreto N.º 182/013, los residuos pueden distinguirse en función del riesgo que pueden representar para la salud humana y el ambiente, en donde se establecen dos categorías

según sus propiedades fisico-químicas y biológicas: Residuos de categorías 1 y residuos de categoría 2.

Residuos Categoría 1

Se considerarán residuos de categoría 1, aquellos que contienen alguna de las siguientes características [18]:

1. Sean inflamables, corrosivos o reactivos.
2. Contengan una o más sustancias, según porcentajes que se establecen en peso en la Figura 7.2.5:

Sustancia	Concentración total
Carcinogénicas	≥ 0.1%
Mutagénicas	≥ 0.1%
Muy tóxicas	≥0.1%
Tóxicas	≥ 3%
Tóxicas para la reproducción	≥ 0,5%
Nocivas	≥ 25%
Irritantes	≥ 10%

Figura 7.2.5: Sustancias y porcentajes para residuos categoría 1. Extraído de [18].

3. Cuando presenten un riesgo biológico especial, por contener o ser pasibles de contener agentes patógenos y no convencionales, que puedan poner en riesgo la salud de la población o la sanidad animal o vegetal, declarados como tales por la autoridad competente, siempre que dicha declaración hubiera sido comunicada a la Dirección Nacional de Medio Ambiente y publicada en el Diario Oficial.
4. Cuando el resultado de la aplicación del test de lixiviación supere las concentraciones establecidas en la Figura 7.2.6

Parámetro	Límite
Arsénico (As)	1 mg/I
Bario (Ba)	70 mg/I
Cadmio (Cd)	0.3 mg/I
Cromo Total (Cr)	5 mg/I
Cromo hexavalente (Cr [VI])	0.1 mg/I
Cobre (Cu)	100 mg/I
Mercurio (Hg)	0.1 mg/I
Molibdeno (Mo)	7 mg/I
Niquel (Ni)	2 mg/I
Plomo (Pb)	1 mg/I
Antimonio (Sb)	0.6 mg/I
Selenio (Se)	1 mg/I
Plata (Ag)	5 mg/I

Figura 7.2.6: Concentraciones establecidas para el test de lixiviados de residuos de categoría 1. Extraído de [18].

5. Cuando el ensayo de lixiviación arroje un nivel de ecotoxicidad EC50 $<10\,\%$, según la forma y la

metodología para la determinación de dicho parámetro establecido por el Ministerio de Ambiente, por intermedio de la Dirección Nacional de Medio Ambiente, establecerá .

Residuos Categoría 2

Se consideran residuos cuya composición y propiedades implican un riesgo reducido tanto para la salud humana como para el medio ambiente. Este grupo comprende todos aquellos que no presentan ninguna de las características definidas para la Categoría 1, identificados en la Subsubsección 7.2.2.3.

7.2.2.4. Metodología

Para la elaboración del PGRS, se toman como referencia los criterios definidos en el Artículo 2 del Decreto N.º 182/013, el cual dispone los siguientes lineamientos:

- Minimizar la generación de residuos.
- Priorizar el reúso, el reciclaje y la valorización, evaluando las alternativas tecnológicas disponibles en el mercado y sus costos asociados.
- Asegurar el tratamiento de los residuos no admitidos en disposición final.
- Considerar el tratamiento y la disposición final como última instancia, procurando minimizar los efectos ambientales derivados.

Como primer paso de la metodología, se realizó un relevamiento de los residuos generados por las actividades del establecimiento, identificando sus características, los puntos de generación y los sitios de acopio internos hasta su retiro por transportistas habilitados. Asimismo, se cuantificaron las cantidades gestionadas y se describieron las operaciones que dan origen a cada corriente de residuo. Los resultados de este relevamiento constituyen el diagnóstico de la gestión vigente y se presentan en la Sección 7.1.

A partir de esta información, se elabora una ficha de caracterización de los residuos y se presenta una descripción general del manejo interno, que incluye las etapas de acondicionamiento, almacenamiento transitorio, transporte y destino final.

Con base en los residuos identificados, se establecen medidas de minimización en la generación, pautas para el manejo interno y externo, y la asignación de responsabilidades. Asimismo, se proponen mejoras orientadas a asegurar la segregación de las distintas corrientes de residuos desde su origen hasta su disposición final, garantizando la trazabilidad conforme a lo dispuesto en el Decreto 182/013.

Para el transporte externo, se verifica que sea efectuado por empresas y vehículos habilitados por DINACEA y en condiciones reglamentarias. En caso contrario, se prevé la adopción de medidas correctivas para regularizar la situación según la normativa vigente. Finalmente, se comprueba que las corrientes gestionadas por terceros, ya sea para reciclaje, valorización energética, tratamiento o disposición final, sean tratadas por operadores autorizados, proponiendo acciones de adecuación en los casos que no cumplan con los requisitos establecidos.

7.2.2.5. Diagrama de flujo de residuos sólidos

Las actividades generadoras y los residuos asociados se sintetizan en el diagrama de flujo de entradas y salidas del sistema presentado en la Figura 7.2.7. Dicho diagrama se elabora a partir de las actividades generadoras descritas en la Subsección 7.1.1 y de la cuantificación de los volúmenes y tasas de generación detallada en la Subsección 7.1.3.

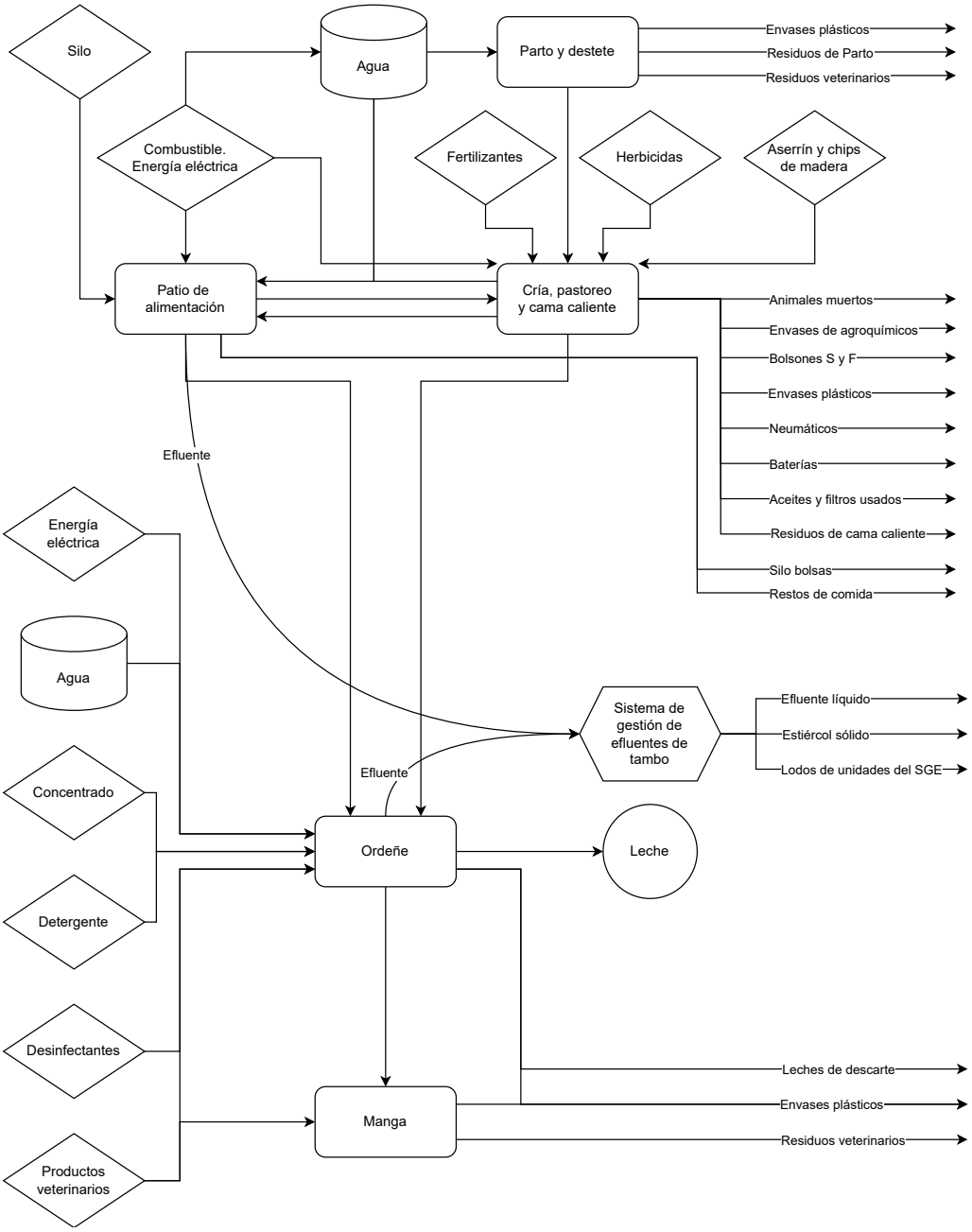


Figura 7.2.7: Diagrama de flujo de entradas y salidas de residuos en el establecimiento.

7.2.2.6. Corrientes y cantidades de residuos generados en el sistema proyectado

Categorización de residuos De acuerdo a lo mencionado en la Subsubsección 7.2.2.5 donde se tomó como punto de partida lo descrito por el Manual para la Gestión Ambiental de Tambos (2016) [2] y a la ficha

técnica de CONAPROLE de gestión de residuos sólidos [134] las corrientes de residuos sólidos en las que se pueden separar estos son:

- Sala de ordeñe, corral de espera, patio de alimentación y camas calientes: Aquí se incluyen estiércol, tierra o arenas, residuos de alimentos, el residuo de las camas de compostaje y los envases de detergentes y desinfectantes utilizados en la sala de ordeñe.
- Residuos retirados de las unidades del SGE: Residuos sólidos retenidos en las unidades del SGE y los lodos retirados de la laguna de almacenamiento.
- Atención veterinaria de animales: Aquí se incluyen los envases de los productos de atención veterinaria, y los residuos de la atención veterinaria (jeringas, ampollas, agujas, caravanas, etc.)
- Manejo del rodeo: El residuo que se genera por el manejo del rodeo son las vacas que mueren de forma natural o por enfermedades infecciosas.
- Control de plagas y vectores: Aquí se incluyen los restos de rodenticidas y de productos zooterápicos.
- Alimento de los animales: aquí se incluyen los desperdicios de alimentos y el nylon de silo bolsas vacíos.
- Mantenimiento de maquinaria: estos son neumáticos gastados, aceites hidráulicos, lubricantes, filtros, baterías, entre otros.
- Producción de cultivos: Los residuos que se generan aquí son los envases y bolsas o bolsones de fertilizantes, herbicidas, plaguicidas e insecticidas y las bolsas y bolsones de semillas.

7.2.2.7. Cantidades de residuos generados en el sistema proyectado

El volumen y la tasa de generación de los residuos fueron determinados en la Subsección 7.1.3. Estos valores provienen del diagnóstico de la situación actual del establecimiento; no obstante, al analizar el sistema en su conjunto, corresponde considerar la incorporación de los residuos adicionales que podrían generarse a partir de las modificaciones propuestas en la Subsección 7.2.1.

La incorporación de este sistema provoca el ingreso de una mayor carga de sólidos al SGE, lo que se traducirá en un incremento en la generación de lodos dentro de sus unidades. Por su parte, las restantes actividades del establecimiento mantendrán volúmenes de residuos equivalentes a los actuales, dado que su operativa no experimenta modificaciones.

En la Tabla 7.2.8 se presentan los residuos generados, categoría de residuo según la clasificación presentada en la Subsubsección 7.2.2.3 y las tasas de generación correspondientes al sistema con las modificaciones propuestas.

Tabla 7.2.8: Tasa de generación de residuos de la EEMAC con implementación de flushing.

Residuo generado	**Categoría**	**Tasa de generación**
Estiércol del patio de alimentación	2	1,2 m^3/día
Residuo de cada cama de compostaje	2	253,2 m^3/2 años
Leche de descarte	2	21.900 L/año
Animales muertos / Animales muertos por enfermedades infecto-contagiosas	2 / 1	4 a 5/año
Envases de detergentes y desinfectantes	1	93 envases/año
Sólidos del desarenador	2	3,6 m^3/14 días
Sólidos del tamiz	2	17,9 m^3/14 días
Lodos de la laguna	2	302,9 m^3/año
Envases de productos veterinarios	1	69 envases/año
Residuos veterinarios (jeringas, ampollas, agujas, etc.)	1	3.419 jeringas/año 778 bolsas/año
Restos de rodenticidas	1	No hay sobrantes
Restos de productos zooterápicos	1	No hay sobrantes
Neumáticos fuera de uso	2	6 unidades/año
Aceites hidráulicos	1	153, 0 L/año
Lubricantes	1	155, 5 L/año
Filtros usados	1	16 unidades/año
Baterías	1	2 unidades/año
Residuos de alimentos	2	2,7 m^3/14 días
Silo bolsas	2	2.640 m^2/18 meses
Envases de agroquímicos (triple lavado)	1	187 envases/año 393 bolsas/año
Restos de productos químicos y reactivos	1	No hay sobrantes

7.2.2.8. Gestión de residuos sólidos

En esta sección se describirán las prácticas adecuadas para la gestión de cada residuo generado en el tambo. Este plan estará orientado a minimizar la disposición final de los residuos como un desperdicio. La sección será organizada describiendo las pautas adecuadas de gestión a lo largo de todo el ciclo de cada residuo desde su generación buscando posibilidades de minimización; manejo y almacenamiento interno seguros; revalorización de los residuos, integrándolos en actividades productivas del tambo distintas a las que los generaron, y en caso de que no fuera posible se buscarán oportunidades para ello fuera de la EEMAC; entrega a las empresas receptoras de los residuos de establecimientos lecheros para el reciclaje de estos y disposición final cuando corresponda.

Los apartados de esta sección se organizan según las distintas categorías de residuos generados en el establecimiento, incluyendo: gestión de residuos plásticos; residuos agro-veterinarios; estiércol, residuos de camas

calientes y sólidos de las unidades del SGE; animales muertos; neumáticos y residuos mecánicos; residuos domiciliarios; leche de descarte; y desperdicios de alimento.

Por último, para que sea posible y de una forma viable implementar los cambios que se propongan, se deberá diseñar la infraestructura necesaria para que la gestión de cada residuo sea adecuada.

Esta sección se basa principalmente en los lineamientos propuestos en la Ficha Técnica 15: Gestión de Residuos Sólidos en el Tambo de CONAPROLE y BID [134].

7.2.2.8.1 Gestión de residuos plásticos

Los residuos plásticos del tambo deben ser almacenados de forma transitoria en recintos cerrados y bajo techo antes de su disposición final. Además, lo ideal es que también se cuente con indicaciones de cómo realizar el manejo y disposición de cada residuo. Aquellos residuos que forman parte de este conjunto son silo bolsas, envoltorios de silo-pack, bolsas de alimentación, bolsas de semillas, contenedores de plástico y bidones.

Silo bolsas y envoltorios de silo-pack

Estos constituyen el segundo residuo más abundante en los tambos luego del estiércol. En la Figura 7.2.8 se muestran silos de la EEMAC. Los silos una vez vaciados deben ser limpiados para ser almacenados en un sitio exclusivo para ello. Luego de cierto tiempo de almacenamiento serán entregados en alguno de los centros de acopio de Campo Limpio, una asociación civil fundada en el año 2013 con el propósito de gestionar los envases de productos de la actividad agropecuaria como bidones y bolsas de agroquímicos, silo bolsas, bolsas y bolsones de fertilizante y cajas de cartón. En estos centros se realiza el reciclado de estos residuos, dando a estos una disposición final segura de acuerdo a lo establecido por el Decreto 152/013. Actualmente existen 23 centros de acopio distribuidos en el territorio nacional [136].



Figura 7.2.8: Silos para forraje en la EEMAC.

Almacenamiento transitorio en el tambo

El almacenamiento de los residuos de silo bolsas debe ser resguardado de lluvias y temperaturas frías para mantenerlo seco. Además, el sitio de almacenamiento no debe permitir el acceso de animales. Este sitio constará de un silo de malla (tejido de alambre) al cual se le construirá un techo de chapa para permitir que el residuo se mantenga seco. En la Figura 7.2.9 se presenta un ejemplo de este tipo de almacenamiento sin el techado previsto.



Figura 7.2.9: Zona de almacenamiento de Silo bolsas. Extraído de [2].

Entrega a los centros de Campo Limpio

Al momento de entregar el residuo de silo bolsa en los centros de acopio, se recomienda que el material esté limpio y seco, y que se pliegue eliminando el aire interno a fin de reducir su volumen.

El residuo puede ser transportado en bolsones de fertilizante (big bags), como se muestra en la Figura 7.2.10, a efectos de facilitar su manipulación y traslado. Una vez utilizados, los bolsones deben sacudirse para eliminar restos de producto, cortarse y doblarse para su almacenamiento, y mantenerse en condiciones secas hasta su entrega en el centro de acopio.



Figura 7.2.10: Bolsones Big bag. Extraído de [158].

La entrega se realizará al centro de acopio de Campo Limpio ubicado en el departamento de Paysandú en Ruta 3 Km. 366. El responsable del traslado de los residuos debe ser el personal del establecimiento en el que se generó el residuo. A su vez, el transporte será realizado una vez que el acopio de los materiales justifique el costo del flete.

Trazabilidad

Se llevará un registro interno de la salida de los residuos, donde consta fecha, cantidad, tipo y destino final.

Al momento de que se realice la entrega del residuo al centro de acopio, el mismo entregará una constancia detallando el número y estado de envases presentados. La misma abala el cumplimento del decreto por parte de la EEMAC.

Envases de agrotóxicos

Los agrotóxicos que se usan en el sector agrícola son herbicidas, fungicidas, insecticidas, plaguicidas y rodenticidas. En la Figura 7.2.11 se muestran dos tipos de envases de agrotóxicos. Estos son productos tóxicos, con contenido de sustancias carcinógenas, metales pesados, entre otros compuestos que pueden ser peligrosos para la salud de las personas, animales y para el ambiente. Están categorizados como residuos peligrosos de acuerdo al Catálogo de Residuos Sólidos Industriales y Asimilados [133]. Debido a su toxicidad son residuos que deben gestionarse con extremo cuidado durante su lavado, almacenamiento y disposición final, es importante que el personal del tambo esté capacitado para ello.





Figura 7.2.11: (a) Bidón de herbicida glifosato [142]. (b) Envase de herbicida Paraquat [143].

Los bidones inicialmente son sometidos a triple lavado y perforación para que no vuelvan a ser utilizados, esto se explica a continuación:

- 1) Se debe hacer un escurrido del envase vacío sobre el tanque del equipo pulverizador y agregar agua hasta un cuarto de su capacidad.
- 2) El siguiente paso consta de tapar el envase y agitar con el agua adentro durante 30 segundos.
- 3) Luego de agitar se vacía y deja escurrir durante 30 segundos el contenido del envase sobre el tanque pulverizador.
- 4) Se repiten los tres primeros pasos dos veces más completando el triple lavado.
- 5) Se perfora la base del envase para que no pueda volver a utilizarse y tampoco se acumule agua en su interior.
- 6) Las tapas de los envases deben ir sueltas.

Tras este procedimiento la manipulación de los envases se vuelve segura.

Almacenamiento transitorio en el tambo

Los envases serán dispuestos en sectores definidos en el establecimiento y segregados en dos corrientes:

- Limpios: aquellos envases que han sido previamente descontaminados mediante triple lavado.
- Sucios: aquellos envases que de acuerdo con sus características y la indicación del proveedor del producto, no pueden ser lavados con agua.

Se deben almacenar estos envases en un sitio techado evitando que se mojen por lluvias o heladas. El sitio también debe impedir el acceso de animales. Se dispondrán en cubículos ubicados quedando debidamente identificados el canal sucio y el canal limpio.

Entrega a los centros de Campo Limpio

La entrega de los residuos debe coordinarse de la misma forma que en el caso de los residuos de silo bolsas.

Trazabilidad

La trazabilidad se implementa con el mismo formato que el utilizado para los silo bolsas.

Bidones de detergentes y desinfectantes

Estos consisten en los productos utilizados en la sala de ordeñe para el lavado de la máquina de ordeñe los cuales son detergente alcalino, detergente ácido y desinfectante, en la Figura 7.2.12 se muestran envases de detergentes alcalino y ácido.



Figura 7.2.12: (a) Bidón de detergente ácido para la máquina de ordeñe [139]. (b) Bidón de detergente alcalino para la máquina de ordeñe [139].

Almacenamiento transitorio en el tambo

Estos envases, sean retornables o no retornables, deben ser almacenados en sitios techados con piso impermeabilizado y que no permitan el acceso de animales ni personal no autorizado. Se planea el mismo almacenamiento que el presentado para los envases agrotóxicos.

Disposición final según tipo de envase

Si los envases son retornables, estos deben ser entregados vacíos y con su tapa en el centro de PROLESA o al proveedor y a cambio se lleva un bidón lleno. PROLESA es una empresa fundada en 1994 que brinda insumos y servicios para la producción de establecimientos lecheros pertenecientes a CONAPROLE [140].

En el caso de que los embalses sean no retornables, se segregarán al igual que los envases de agrotóxicos según las dos corrientes: limpios y sucios. Luego la gestión se realizará a través de Campo Limpio.

Si el producto de limpieza tiene un envase de cartón, este quedará contaminado luego de ser utilizado el producto, por lo tanto el reciclaje no será posible. Estos envases deberán ser colocados en bolsas amarillas como los residuos de atención veterinaria y luego ser entregados en un centro de acopio de CEV. La Cámara de Especialidades Veterinarias CEV es una gremial empresarial con el propósito de impulsar el desarrollo de la industria veterinaria en Uruguay a través de la promoción de buenas prácticas, la difusión de información e invirtiendo en infraestructura y tecnologías.

Bolsas, bolsones y bidones de fertilizantes

Los formatos en los que se venden los fertilizantes son en bolsones con el producto en polvo, en bidones con fertilizante líquido y en bolsas en formato granulado. En la Figura 7.2.13 se muestran dos de estas formas de presentación.



Figura 7.2.13: (a) Presentación de fertilizante en bidón [138]. (b) Presentación de fertilizante en bolsa [137].

Bidones

La gestión que se recomienda realizar para los bidones de fertilizantes es análoga a la descrita para los envases retornables y no retornables de los productos de limpieza. Los que son retornables son entregados a PROLESA o al proveedor del producto. Para los envases no retornables, en primer lugar se debe realizar el procedimiento de triple lavado, luego deberán ser gestionados en algún centro de acopio de Campo Limpio.

Bolsones y bolsas

En Campo Limpio se hace reciclaje de bolsas y bolsones de fertilizantes. Antes de ser entregados en el centro de acopio deben ser limpiados para que no contengan restos de sólidos y también deben estar secos.

Almacenamiento transitorio en el tambo

El almacenamiento transitorio de estos residuos debe facilitar las condiciones en las que debe ser entregado el residuo, por lo que se recomienda que sea un lugar donde el residuo no se moje ni se ensucie o sea estropeado.

7.2.2.8.2 Gestión de residuos agro-veterinarios

Los residuos agro-veterinarios deben ser clasificados, en primer lugar, según cuatro clases: agujas y jeringas (Figura 7.2.14), envases triple-lavables, envases contaminados y envases con productos vencidos. Cada uno de ellos se recolectará y almacenará en bolsas especiales dentro de recipientes independientes bajo techo para su posterior eliminación en los sitios de recepción autorizados; estos son el centro de acopio CEV de la localidad más cercana o una sucursal de PROLESA. Los residuos deben estar libres de barro y de estiércol.



Figura 7.2.14: Jeringas y carvanas son residuos agroveterinarios [144].

Almacenamiento interno y transporte

Se contará con un almacenamiento basado en una clasificación cromática, es decir, distinguir los envases de triple lavado y secundarios (envases verdes), envases contaminados (envases amarillos) y envases obsoletos (envases rojos). Se realiza el transporte de los residuos clasificados por medio de vehículos de la empresa a uno de los centros adheridos al CEV, ubicados en las direcciones presentadas en la Tabla 7.2.9:

Tabla 7.2.9: Zonas de recepción de acopio CEV en Paysandú.

Empresa	**Dirección**
Veterinaria Fraschini	Avenida España 1431, entre Guayabo y Cerrito
Prolesa	República Argentina 2115
Veterinaria Volpe S.R.L.	Av. Italia 2220

Los residuos de atención veterinaria se dispondrán en un sitio cercado a la zona de atención de animales (a la entrada del tambo y contiguo a la sala de ordeñe), en contenedores identificados y con bolsas de colores (verde, amarillo y rojo). Los contenedores se deben mantener tapados para evitar el ingreso de agua en el momento de la lluvia.

Envases triplelavables

Para los envases triplelavables según el procedimiento explicado en la sección de envases de agrotóxicos, se deben colocar en bolsas verdes para ser entregado a alguno de los centros de acopios del CEV. Aquí se incluyen productos de plástico que pueden ser triplelavados y perforados, residuos reciclables como embalajes de medicamentos, cartón, nylon, papel, entre otros. Los mismos deben estar libres de barro y estiércol.

Envases contaminados

Los envases contaminados (no triplelavables) serán colocados dentro de bolsas amarillas y llevados a alguno de los centro de acopio del CEV, ubicados en la Tabla 7.2.9. Dentro de las bolsas debe colocarse los siguientes residuos: envases plásticos contaminados con productos veterinarios, jeringas sin agujas, tapas, envases de

vidrio que contuvieron medicamentos veterinarios, cinta aisladora, guantes sucios, pajuelas de inseminación, parches usados, vainas, filtros de leche, gomas, pezoneras, tubos cortos, sondas de calostro y bolsas.

Envases obsoletos

Los envases con restos considerables de productos (obsoletos), se colocarán en bolsas rojas. Dentro de esta categoría se encuentran los aerosoles, agujas dentro de botellas plásticas tapadas, caravanas, envases con medicamentos vencidos y envases que contienen una cantidad considerable de producto veterinario.

Trazabilidad

Se llevará un registro interno de la salida de los residuos, donde consta fecha, cantidad, tipo y destino final. Luego, se cierra la trazabilidad con la entrega por parte del destino final del comprobante de recibo.

7.2.2.8.3 Gestión del estiércol, residuos de cama caliente y sólidos del SGE

En la Ficha Técnica 15: Gestión de Residuos Sólidos en el Tambo [134] se describen alternativas de gestión para el estiércol sólido. A los hechos de la gestión que se realiza actualmente en el tambo de la EEMAC, se decide incluir en este grupo de residuos el residuo de cama caliente y los sólidos retirados de las unidades del SGE.

En relación con los residuos sólidos generados en el patio de alimentación, identificados por el personal del establecimiento como una de las principales problemáticas según se expone en la Subsección 7.1.7, se propone abordar su gestión mediante la implementación del sistema de flushing. El funcionamiento y las características de este sistema se fueron descritas en detalle en la Subsección 7.2.1.

Almacenamiento transitorio en el tambo

El almacenamiento de estos residuos en el tambo se realizará en un área delimitada para estos, que constará de un piso de hormigón, con un sistema de drenaje de lixiviados conectado al SGE, más concretamente a la laguna de almacenamiento.

La infraestructura que se propone debe cumplir con los siguientes requisitos [108]:

- el diseño general debe ser orientado a minimizar lixiviados, corrosion por los gases emanados y estructuralmente seguro.
- El material de paredes y piso es recomendable que sea de hormigón, con un recubrimiento que proteja las armaduras de la corrosión y del ambiente, también porque impermeabiliza el sector.
- Se debe tener un extintor debido a que el material acumulado puede aumentar su temperatura y generar fuego cuando los gases de combustión tienen contacto con oxígeno, esto es resultado de la actividad microbiana. Respecto al manejo del material, no se debe juntar materiales con distintas humedades, proteger de la lluvia el material, medir la temperatura periódicamente.
- Los gases emanados por el estiércol son corrosivos y pueden dañar la estructura del galpón donde se almacena, por lo que se deben tomar medidas para prevenir esto. Estas medidas pueden ser pintura epoxy, barreras de vapor o emplear otros materiales que no se vean afectados por estos gases.
- Tener un espacio entre el techo y las paredes para que el aire circule libremente.

El tipo de infraestructura que se propone se ilustra en la Figura 7.2.15.



Figura 7.2.15: Infraestructura para almacenar estiércol y residuos de aplicación al terreno, techada para evitar que se moje [108].

Los residuos que se prevé almacenar en este sitio son el estiércol acumulado de todo un año, las arenas retenidas en el desarenador y desperdicios de alimento del patio de alimentación. El residuo de cama caliente no será acopiado en esta infraestructura de almacenamiento debido a que las reposiciones de cama caliente se hacen una vez al año por cama. No incluir este residuo en la capacidad de diseño de esta infraestructura reduce mucho el área necesaria a disponer para la construcción de esta. Cuando se deba hacer una reposición de cama caliente se deberá acopiar en el correr de un día la cama caliente sobre el suelo y gestionar el servicio de estercolera para ese mismo día poder disponer este residuo al terreno. Es importante que al hacer la gestión de esta forma sea un día seco, ya que dejar el acopio expuesto a precipitaciones puede generar escurrimientos con una carga importante de nutrientes que afecten al ambiente. Los volúmenes de diseño para la capacidad del galpón son los que se muestran en la Tabla 7.2.10.

Tabla 7.2.10: Volúmenes a acopiar en un año en infraestructura de almacenamiento

Residuo	**Volumen anual (m^3)**
Estiércol	428,8
Arenas	144,3
Desperdicios de alimento	73,0
Volumen total (m^3)	**646,1**

Se propone un galpón techado con piso de hormigón y tres paredes con las dimensiones mostradas en la Tabla 7.2.11.

Tabla 7.2.11: Dimensiones de infraestructura de almacenamiento de estiércol y residuos del SGE

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Largo	30	m
Ancho	10	m
Altura	3	m
Volumen	900	m^3

La infraestructura de almacenamiento debe tener una salida entubada que recoja los lixiviados del estiércol y arenas almacenadas. Estas deberán ser conducidas a la laguna de almacenamiento siguiendo las pendientes del piso de la infraestructura de almacenamiento que no deben ser menores a 1 %. En la Tabla 7.2.12 se muestran las características de esta conducción.

Tabla 7.2.12: Características de la conducción de lixiviados del estiércol y residuos del SGE.

Material / Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Material	PVC	–
DN	160	mm
Longitud	9	m
Cota zampeado	44,4	m
Cota pelo de agua	44,3	m

Esta estructura se ilustra en la lámina TAMB-06 del Apéndice J.

Revalorización del residuo

La propuesta de gestión para este tipo de residuos con alto contenido de materia orgánica es la revalorización mediante aplicación al terreno, tal como se realiza en la actualidad, pues estos aportan materia orgánica, nutrientes y mejoran las propiedades del suelo entre las que se mencionan estructura, drenaje y aireación.

Para hacer un buen aprovechamiento de las propiedades de estos residuos se realizó un plan de aplicación al terreno basado en los resultados del balance de nutrientes que se presentó en la verificación del área de aplicación al terreno en la Subsección 7.1.6. El Plan se anexa al documento en la Apéndice I.

7.2.2.8.4 Gestión de animales muertos

La gestión del animal muerto estará sujeta a las causas de su defunción. Se distinguen dos causas de muerte: enfermedades infectocontagiosas y motivos naturales o distintos al caso anterior.

Para la gestión de aquellos animales que se encuentren dentro del primer grupo, se deberá pedir la asistencia técnica del Departamento de Servicios Ganaderos del MGAP, en cuyo caso se procederá de acuerdo a las indicaciones de éste. Ante una situación de epidemia se realizará la consulta puntual a la División Sanidad Animal del MGAP.

Por otro lado, el segundo grupo será enterrado en fosas que siguen determinados criterios técnicos adecuado para el caso.

La construcción de esta fosa consiste en generar una capa impermeable como base, ya sea de arcilla (30 cm), una losa de hormigón o una geomembrana y sobre esta, disponer los animales muertos que pueden ser intercalados con capas de estiércol y capas materiales con alto contenido de carbono para acelerar la descomposición, culminando con una capa de suelo en la superficie para cerrar la fosa. Se podrá hacer uso de cal viva para favorecer la inhibición de la acción de patógenos.

Existe un camino alternativo para la disposición final de los animales muertos que consiste en camas de compostaje donde se podrá disponer los restos de los animales de manera segura. Esta alternativa viene tomando fuerza ya que trae consigo reducción de costos en maquinaria, menores riesgos ambientales y aporta un producto aprovechable para el productor.

7.2.2.8.5 Gestión de neumáticos y residuos mecánicos

Estos residuos los componen neumáticos fuera de uso Figura 7.2.16, aceites hidráulicos, lubricantes, baterías eléctricas y filtros, entre otros.



Figura 7.2.16: Neumáticos fuera de uso [145].

Existen dos gestores de neumáticos en Uruguay que llevan a cabo la recolección y reciclaje de estos con coordinación previa. Uno de ellos es Gestión de Neumáticos usados GENEU que consiste en un Plan Maestro de Neumáticos y Cámaras Fuera de Uso NCFU lanzado en el año 2014 por el Centro de Comerciantes en Neumáticos del Uruguay CECONEU [145]. Por otro lado, CECONEU es un gremio fundado en 1926 que busca conectar a los comerciantes en neumáticos dentro de todo el territorio nacional para generar una red colaborativa y avanzar en sus intereses [146]. Para deshacerte de los residuos de neumáticos, se debe llevar a gomerías que operan como punto de recepción de NCFU. Estas deben recibir sin costo ni obligación de compra, aquellos neumáticos o cámaras del tipo de los que comercializa, independientemente de las marcas comerciales.

Otra opción para realizar una gestión segura de NCFU es Reciclo-NFU, el Plan Maestro de la Cámara de Importadores de Neumáticos del Uruguay CINU, que es una institución con el propósito de asociar a comerciantes, personas físicas y jurídicas que se dediquen al comercio de neumáticos [147]. En Paysandú hay un punto de recepción asociado al Programa Reciclo NFU ubicado en la dirección: Calle Florida 829.

7.2.2.8.6 Aceites, lubricantes y otros residuos de maquinaria

Estos residuos deben ser gestionados con empresas que estén afiliadas a la Cámara de Empresas Gestoras de Residuos del Uruguay CEGRU, gremial de empresas gestoras de residuos en Uruguay, ya sean domiciliarios, comerciales, industriales, sanitarios o especiales en todas las etapas de gestión de residuos desde su clasificación, almacenamiento in situ, recolección, transporte, tratamientos, valorización y disposición final [148]. Los residuos son clasificados en su lugar de origen para posteriormente ser recolectados por las empresas gestoras o ser transportados a ellas para ser reutilizados, reciclados o eliminados de forma segura.

Almacenamiento interno en el tambo

Los aceites se alacenarán en tarrinas en buen estado para evitar fugas, con un volumen de 200 a 1000 L mantenidos en un buen estado de limpieza, secos, sin partículas u otros residuos en su interior. En el momento que se completó la capacidad de las tarrinas se debe coordinar el retiro de estas por parte de empresas autorizadas por DINACEA.

Los otros residuos mecánicos entre los cuales se puede mencionar filtros, recipientes de aceite, luminarias, entre otros, deberán ser separados en tarrinas independientes en buen estado para evitar fugas, de volumen de 200 L. Cuando se desee el retiro de estos se deberá coordinar de la misma forma que para el retiro de las tarrinas de aceite, informando de la cantidad de residuos generado, pues la recolección tiene un costo asociado por número de tarrinas.

Previo al retiro de estos residuos, el almacenamiento en el tambo debe ser en un sitio con aireación y techado y que no esté sometido a exposición solar. También es importante que este sitio tenga piso impermeable y cordoneras para evitar fugas en caso de rotura de los recipientes.

7.2.2.8.7 Baterías

Estas baterías son de los vehículos motorizados que se utilicen para las actividades del tambo. El contenido de estas es de plomo y ácido sulfúrico por lo que su correcto manejo es fundamental para evitar intoxicaciones de las personas y animales o impactos en el ambiente.

Este tipo de residuos debe ser gestionado por las empresas que comercializan estos productos obligatoriamente por Decreto 373/003 referida a la gestión de este tipo de residuos.

El transporte se realizará a través de vehículo propio o transportista habilitados por DINACEA.

Almacenamiento transitorio en el tambo

Al igual que el resto de los residuos de maquinaria, las baterías deben ser almacenadas en sitios libres de humedad, techados y con buena circulación de aire. Es fundamental asegurar la impermeabilización de la superficie donde se almacenen de forma de evitar fugas.

Disposición final

Una alternativa para la gestión de las baterías agotadas es la devolución de estas al mismo proveedor que las vendió inicialmente. También pueden ser retiradas por otras empresas junto a los demás residuos de maquinaria abonando el costo correspondiente.

7.2.2.8.8 Gestión de residuos domiciliarios

Aquellos residuos generados en las actividades de personas que trabajan en el tambo, deberán ser recolectados y almacenados en bolsas negras y luego trasladados a la zona académica del establecimiento. Desde allí se juntarán con los residuos generados en dicha zona y se almacenarán de forma transitoria en un contenedor a la entrada de la EEMAC, cerca de la ruta. Generalmente, el traslado del residuo es realizado por el personal autorizado de la intendencia, quien se encarga de llevarlo hasta el vertedero de la localidad más cercana. En caso de que la intendencia no alcance la zona del establecimiento, el propio personal del tambo o alguna empresa habilitada serán quienes se encarguen de realizar esta tarea.

7.2.2.8.9 Gestión de la leche de descarte

En caso de producirse leche que deba ser descartada, se deberán seguir los criterios rectores que establece el Decreto 182/2013 (Art. 2) donde se indica como prioridad la minimización y formas de valorización del residuo. Esta búsqueda se basará en soluciones integrales, viables y sustentables.

Se recomienda que estos residuos sean llevados a productores de productos lácteos y/o productores dedicados a la cría o engorde de cerdos o terneros. De no ser posible, deberán almacenarse de forma provisoria y posteriormente ser derivados a procesos de tratamiento de efluentes del establecimiento, minimizando los efectos sobre el medio ambiente y evitando el vertido directo a curso de agua o terreno.

7.2.2.9. Proyectos de mejoras

Se proyectan mejoras en la gestión de residuos con los lineamientos establecidos para el plan: minimizar la generación de residuos, realizar una valorización y gestión de los destinos finales actuales, mejorar el manejo interno e implementar un plan ante eventuales contingencias.

Minimización de la generación

La minimización de los residuos consiste en reducir el volumen generado y por ende, la peligrosidad de los residuos. Esto se puede lograr implementando procedimientos de reducción en la fuente, integrando hábitos que permitan la reducción y mediante el reciclaje. Se listan a continuación aspectos de la gestión actual y se proponen proyectos a implementar para minimizar la generación:

Capacitación del personal El personal del establecimiento es el que estará a cargo de la gestión interna y segregación de los residuos. En función de las mejoras propuestas, principalmente apostando a la adecuada segregación y gestión interna, el personal deberá recibir una capacitación en los tipos de residuos y las corrientes definidas para su clasificación.

Una buena práctica a implementar, que actualmente ya se aplica para el procedimiento de tareas de desinfección de ubres previo al ordeñe, consiste en la instalación de cartelería que brinde indicaciones claras al personal de qué tipo de residuo debe disponerse en cada recipiente. Esto contribuye a facilitar la correcta segregación de residuos y a reducir errores en la clasificación durante la operación diaria.

Segregación de residuos

La segregación de residuos en distintas corrientes según las alternativas de gestión es una practica ambientalmente adecuada que fue planteada a lo largo de varios puntos de la Subsubsección 7.2.2.8, pero en la práctica actual del establecimiento no se ha implementado. En el relevamiento realizado, no se observaron zonas de segregación en las instalaciones.

Control de stock

Controlar el stock necesario para los suplementos necesarios en todas las actividades ilustradas en la Subsubsección 7.2.2.5, permitiría que no se generen residuos debido a una incorrecta organización. Sobretodo aquellos residuos que pueden llegar a vencerse y no ser utilizados.

Para ello se propone implementar un riguroso control de stock de inventario, tanto de los productos como de los residuos gestionados, de modo que sirva como indicador de desvíos en la gestión de insumos. Esta práctica resulta especialmente relevante para los productos de atención veterinaria y los agroquímicos, a fin de evitar la generación de sustancias obsoletas o fuera de especificación.

Mejora del manejo interno

Los lineamientos de mejora para el manejo interno apuntan a fortalecer la organización, trazabilidad y eficiencia del sistema de gestión, asegurando una correcta diferenciación entre las distintas corrientes de residuos generadas en el establecimiento. Se proponen las siguientes acciones:

- Confeccionar e implementar registros sistemáticos que permitan generar información confiable para el cálculo de indicadores y el seguimiento del desempeño del sistema.

- A partir de la información generada, desarrollar e implementar indicadores que permitan evaluar la generación, segregación, almacenamiento y destino de cada corriente de residuos.
- Mejorar la segregación de los residuos domésticos, diferenciando correctamente entre fracción orgánica, reciclables y fracción no valorizable, de modo de habilitar el compostaje de los residuos orgánicos.
- Disponer áreas de almacenamiento temporal adecuadas para los residuos domésticos, asegurando que sean techadas, ventiladas, señalizadas y separadas de las áreas operativas.
- Implementar señalización interna que permita identificar claramente las corrientes de residuos y sus puntos de depósito, facilitando el trabajo del personal y reduciendo errores en la clasificación.

7.2.2.10. Plan de contingencias

Los planes de contingencias se desarrollan con el fin de prevenir y gestionar posibles eventualidades asociadas a los residuos sólidos generados en el tambo, especialmente aquellas situaciones que puedan comprometer su correcta manipulación, almacenamiento o disposición final.

De acuerdo con los lineamientos establecidos por la normativa nacional para la gestión de residuos, el plan de contingencias debe contemplar, al menos, dos tipos de situaciones: contingencias vinculadas a la gestión interna de los residuos y contingencias derivadas de la imposibilidad de enviar los residuos a los destinos finales previstos [132].

Contingencias asociadas a la gestión internas de residuos

Estas contingencias incluyen situaciones tales como derrames, fallas en la segregación, sobrecarga de las áreas de almacenamiento o incidentes durante la manipulación de los residuos.

Derrames de residuos líquidos

Ante un eventual derrame de productos, el operario que se encuentre en el establecimiento, contendrá el derrame mediante la aplicación de aserrín, arena o trapos, dependiendo de la magnitud del derrame. Este material contaminado se colocará en tambores plásticos. Posteriormente, se comunicará con el encargado del establecimiento para gestionar los tambores plástico mediante un operador autorizado. Para ello, se identificará el tipo de producto derramado y sus características de peligrosidad, mediante la identificación de los tambores con fecha y tipo de material contenido. Por la actividad del tambo y el tipo de residuos que se manejan, estos derrames no representan una contingencia con riesgos significativos sobre la salud de los operarios.

Contingencias asociadas a la imposibilidad de derivar los residuos a los destinos finales previstos

Corresponden a situaciones en las que no es posible enviar los residuos a los destinos finales definidos en el PGRS, ya sea por indisponibilidad temporal de gestores autorizados, dificultades logísticas o interrupciones en el transporte.

Imposibilidad de gestionar y/o disponer los residuos de forma prevista

Se acondicionará una zona para el almacenamiento temporal de los residuos hasta que se le encuentre una nueva solución para su disposición. Aquellos residuos que requieran ser almacenados en superficies impermeabilizadas y con contención perimetral, se acopiarán en galpón en tanques o bandejas que permitan cumplir con este requisito.

Imposibilidad de usar los transportistas y operadores previstos

Se tendrán para la operativa los transportistas y operadores mencionados en el Plan. En caso de que no estén disponibles, el Ministerio de Ambiente cuenta con un listado web de los de transportistas y de operadores habilitados por DINACEA para estas tareas. En ese caso se realizará una búsqueda para provisoriamente gestionar los residuos mediante alguno de estos.

7.2.2.11. Plan de control y seguimiento

7.2.2.11.1 Registros

Se realizarán registros para el seguimiento de la generación de residuos sólidos y su gestión final. Para ello, será de particular importancia mantener actualizada una planilla, cuyo esqueleto se presenta en la Sección H.1, que contenga la siguiente información:

- Cantidades de residuos generados, por tipo y corriente.
- Salidas de residuos del establecimiento con: fecha, tipo de residuo, cantidad, persona a cargo del transporte y destino final.

De las gestiones realizadas por operadores externos se conservarán comprobantes de:

- Contrato o acuerdo donde figure el alcance del servicio que se acordó y la gestión por parte del operador.
- De cada gestión efectuada, se conservará la factura o remito asociada a dicha gestión.

La conservación de estos puntos permitirá tener la trazabilidad de los residuos generados como gestionados en la estación.

7.2.2.11.2 Indicadores

Se construirán y monitorearán indicadores para el seguimiento y control de la generación de residuos. Estos permitirán evaluar el desempeño del sistema de gestión, verificar su eficacia y orientar la definición de mejoras futuras. Los indicadores se elaborarán a partir de la información registrada sistemáticamente por el personal del tambo. Sus principales objetivos son:

- Detectar oportunidades de mejora en la gestión de residuos.
- Verificar el cumplimiento de las metas ambientales establecidas.
- Identificar pérdidas, ineficiencias y posibilidades de reducción de costos.
- Favorecer la toma de conciencia sobre los aspectos ambientales de la actividad.
- Proporcionar información para la elaboración de informes y declaraciones ante la autoridad ambiental.

Indicadores de generación de residuos

Indicador 1

Generación de un residuo específico (X) por unidad de vacas en ordeñe:

$$I_1 = \frac{m_X}{N_{\text{ordeñe}}}$$

donde m_X es la cantidad de residuo X generada en el período considerado y $N_{\text{ordeñe}}$ es la cantidad de vacas en ordeñe en ese mismo período.

Indicador 2

Generación total anual de residuos de categoría I por unidad de vacas en ordeñe:

$$I_2 = \frac{M_{\text{Cat. I}}}{N_{\text{ordeñe}}}$$

donde $M_{\text{Cat. I}}$ es la cantidad total anual de residuos de categoría I generada en el establecimiento, y $N_{\text{ordeñe}}$ es la cantidad de vacas en ordeñe en el mismo período.

Indicador 3

Generación total anual de residuos de categoría II por unidad de vacas en ordeñe:

$$I_3 = \frac{M_{\text{Cat. II}}}{N_{\text{ordeñe}}}$$

donde $M_{\text{Cat. II}}$ es la cantidad total anual de residuos de categoría II generada en el establecimiento, y $N_{\text{ordeñe}}$ es la cantidad de vacas en ordeñe en el mismo período.

Indicadores de mejoras

Indicador 4

Fracción de residuos valorizados respecto del total generado:

$$I_4 = \frac{M_{\text{RV}}}{M_{\text{total}}}$$

donde M_{RV} es la cantidad de residuos valorizados en el período considerado, y M_{total} es la cantidad total de residuos generados en ese mismo período.

Indicador 5

Fracción de residuos enviados a disposición final:

$$I_5 = \frac{M_{\text{DF}}}{M_{\text{total}}}$$

donde M_{DF} es la cantidad de residuos enviados a disposición final, y M_{total} es la cantidad total de residuos generados en el período correspondiente.

Indicador 6

Cumplimiento de los objetivos del Plan de Mejoras:

$$I_6 = \frac{N_{\text{alcanzadas}}}{N_{\text{propuestas}}}$$

donde $N_{\text{alcanzadas}}$ corresponde al número de metas alcanzadas y $N_{\text{propuestas}}$ es el total de metas propuestas para el período de evaluación.

Indicador de gestión

Indicador 7

Cumplimiento de la frecuencia de retiro por parte de gestores autorizados:

Este indicador permite evaluar si los residuos que requieren retiro externo por un gestor autorizado (por ejemplo, aceites usados, filtros de aceite, residuos veterinarios) están siendo efectivamente retirados con la frecuencia definida en el PGRS. Para calcularlo, se comparan los retiros programados para cada corriente de residuo con los retiros realmente efectuados en el período anual.

$$I_7 = \frac{N_{\text{retiros realizados}}}{N_{\text{retiros programados}}}$$

donde $N_{\text{retiros realizados}}$ es la cantidad de retiros efectivamente efectuados en el año, registrada mediante los remitos e informes emitidos por el gestor autorizado, y $N_{\text{retiros programados}}$ es la cantidad de retiros prevista en la planificación anual, definida en función de la frecuencia establecida para cada tipo de residuo (por ejemplo, semestral, trimestral o anual).

Capítulo 8

Conclusiones generales

El desarrollo de este proyecto permitió alcanzar los objetivos planteados y demostró que, mediante las modificaciones propuestas, es posible lograr un funcionamiento integrado del sistema de gestión del agua, los efluentes y los residuos sólidos en el tambo experimental de la EEMAC, con un uso más eficiente de los recursos y una operación más sostenible. Asimismo, las soluciones definidas permiten dar respuesta a las principales deficiencias identificadas en el diagnóstico inicial de cada sistema, mejorando su desempeño y asegurando su adecuación a las necesidades actuales y futuras del establecimiento.

En materia de riego, se desarrolló un sistema constituido por dos pivotes centrales para abastecer una superficie total de 27 ha, utilizando como fuente de agua el nuevo embalse proyectado. Este se vincula hidráulicamente con el tajamar existente mediante un sifón invertido, lo que permite integrar ambas reservas y garantizar la disponibilidad de agua de manera confiable y aumentando la producción de forraje destinada al rodeo lechero. La evaluación técnica realizada asegura la factibilidad y escalabilidad del sistema, permitiendo adaptaciones futuras ante incrementos de superficie o cambios en la demanda hídrica.

Respecto a la gestión de efluentes, el diagnóstico permitió identificar limitaciones en la capacidad de almacenamiento y problemas operativos en la limpieza de los patios de alimentación. La propuesta desarrollada contempla la disposición final mediante fertirriego, asegurando un manejo eficiente del efluente y reduciendo el riesgo de vertidos, mejorando así la sostenibilidad ambiental del establecimiento.

En cuanto a los residuos sólidos, se identificaron corrientes valorizables y deficiencias en la separación, el almacenamiento y el manejo de residuos específicos. Sobre esta base, se elaboró un Plan de Gestión de Residuos Sólidos que organiza las corrientes generadas, establece responsabilidades y define prácticas de manejo adecuadas. En relación con la problemática asociada a la limpieza del patio de alimentación, se propuso la incorporación de la infraestructura necesaria y la implementación de un sistema de flushing que utiliza parte del efluente almacenado. Esta integración fortalece la correcta disposición de los materiales, promueve la valorización de los recursos generados en el tambo y mejora la eficiencia operativa general del establecimiento.

Asimismo, se destaca la importancia de mantener un enfoque de gestión adaptativa, con monitoreo y ajustes continuos, para garantizar la efectividad de las soluciones implementadas a largo plazo y permitir su adaptación ante futuras ampliaciones o cambios en el sistema productivo.

Bibliografía

[1] EEMAC, Estación Experimental Dr. Mario A. Cassinoni. (2019). *¿CUÁNTO PAGA Y CUÁNTO CUESTA EL CONTROL DEL AMBIENTE PRODUCTIVO?.*

[2] Correa, C; García, F; Rezzano, N. (2016) Manual de Gestión Ambiental de tambos. *Manual de Gestión Ambiental de tambos*

[3] Rodríguez, M. (2021) *Circularidad de nutrientes en producción de leche en Uruguay*

[4] Sanabria, S. J.; Piñeros, L.A. (2021) *Diseño teórico de un sistema autosustentable para la generación de biomasa de uso como alimento vacuno*

[5] Instituto Nacional de la Leche (INALE). (2025). *Uruguay: INALE revela datos actualizados sobre producción y remisión de leche*. Recuperado el 3 de septiembre de 2025, de `https://portalechero.com/uruguay-inale-revela-datos-actualizados-sobre-produccion-y-remision-de-leche/`

[6] Menegazzi, G., et al. (2025). *Evaluación de sistemas de manejo en tambos experimentales*. In press.

[7] Buzzi, Noelia Soledad. *Sistemas confinados de producción de leche en cama de compost: relevamiento de los modelos aplicados en tres establecimientos en la cuenca de Villa María y alrededores; y determinación de sus costos*. Tesis de especialización en Costos para la Gestión, Universidad Católica de Córdoba, 2020. Director: Enrique Roberto Rudi. Disponible en repositorio UCC.

[8] Haug, Roger T. *The Practical Handbook of Compost Engineering*. CRC Press, Boca Raton, 1993.

[9] Rovira, G. (2021). *Las pasturas tendrán un buen año y eso se traduce en mejor producción de carne*. La Mañana, sección Agro. Disponible en: `https://www.xn--lamaana-7za.uy/agro/las-pasturas-tendran-un-buen-ano-y-eso-se-traduce-en-mejor-produccion-de-carne/`

[10] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). (2019). Manual de manejo y utilización de pasturas para la lechería en Uruguay. Montevideo: MGAP, Dirección General de Recursos Naturales.

[11] Conaprole, IMFIA, DIANAMA.(2008). *Guía de Gestión Integral del Agua en Establecimiento Lechero.*

[12] Recuperado de `https://www.mclanahan.com/products/inclined-manure-augers`

[13] Elmashad, H.; Kaffka, S.; Williams, R. B. (2020) *Research and Technical Analysis to Support and Improve the Alternative Manure Management Program Quantification Methodology* California Biomass Collaborative. University of California, Davis.

[14] Dairy NZ (2017) *PRACTICE NOTE 21 FARM DAIRY EFFLUENT PONDS*

[15] INALE (2018) *IMPERMEABILIZACIÓN DE PILETAS DE ACUMULACIÓN DE EFLUENTES DE TAMBOS*

[16] CONAPROLE (2018) *Ficha 13: Efluentes en el tambo*

[17] Ministerio de Ambiente (2025) *Propuesta técnica para la modificación del Decreto 253/79*

[18] IMPO (2013) *Reglamento de gestión de residuos sólidos industriales y asimilados*

[19] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). *¿Cómo presentar un Plan de Riego?*. Genially interactivo. Disponible en: https://view.genially.com/65ca30ca1035bd0014637395. Consultado el 28 de septiembre de 2025.

[20] Facultad de Agronomía. (s.f.). *Historia*. Recuperado el 10 de mayo de 2025, de https://portal.fagro.edu.uy/eemac/historia/

[21] Facultad de Agronomía. (s.f.). *¿Quiénes somos?*. Recuperado el 10 de mayo de 2025, de https://portal.fagro.edu.uy/eemac/quienes-somos/

[22] Wikipedia contributors. (2024). *Aeropuerto Internacional Tydeo Larre Borges*. Wikipedia, La enciclopedia libre. Recuperado el 17 de mayo de 2025 de https://es.wikipedia.org/wiki/Aeropuerto_Internacional_Tydeo_Larre_Borges

[23] Facultad de Agronomía. (s.f.). *Servicios de la EEMAC*. Recuperado el 17 de mayo de 2025, de https://portal.fagro.edu.uy/eemac/servicios/

[24] El Telégrafo. (2018). *Inauguran unidad de investigación y desarrollo en lechería en la EEMAC*. Recuperado de https://www.eltelegrafo.com/2018/10/inauguran-hoy-en-la-eemac-la-nueva-unidad-de-investigacion-y-desarrollo/

[25] Facultad de Agronomía. (s.f.). *Laboratorios en la EEMAC*. Recuperado de https://portal.fagro.edu.uy/eemac/laboratorios-eemac/

[26] Facultad de Veterinaria. (2023). *II Jornada de la Plataforma Ovina de FVET en la EEMAC*. Recuperado de https://fvet.edu.uy/jornada-plataforma-ovina-eemac/

[27] CANGUE. (2022). *Información institucional de la EEMAC*. Recuperado de https://cangue.eemac.edu.uy

[28] La Manna, A. (2016). *Efluentes de tambos: algunas consideraciones para tener en cuenta, más allá de qué sistema vamos a elegir*. Revista TodoTambo.

[29] Nennich, T. D. *et al.* (2005). Prediction of manure and nutrient excretion from dairy cattle. *Journal of Dairy Science*, **88**(10), 3721–3733. Recuperado el 7 de junio de 2025 de https://doi.org/10.3168/jds.S0022-0302(05)73058-7.

[30] Vidal, A. (2020) *Diseño de un tratamiento de efluentes líquidos para un tambo del Partido Balcarce*

[31] Dairy NZ. (2023). *Designing or upgrading effluent systems*. Recuperado el 19 de mayo de 2025 de: https://www.dairynz.co.nz/environment/effluent/effluent-system-design-or-upgrade/

[32] Dairy NZ. (2017). *Practice Note 27: Dairy farm infraestructure*

[33] Recuperado el 13 de setiembre de: https://www.tardaguila.uy/lecheria/la-importancia-del-cuidado-del-medioambiente-en-los-tambos

[34] Aldecosea, S; Fernández, F; Miranda, C; Pedemonte, P; Rosas, S; Triñanes, E. (2024).

[35] *Adendas al Manual para la Gestión Ambiental de Tambos* (2022)

[36] Centro de Estudio de la Realidad Economica y Social (2023) *Riego y Productividad, Potenciales beneficios de la expansión del riego en Uruguay*. Recuperado de https://ceres.uy/admin/uploads/slides/archivo_1679074146.pdf

[37] iAgua, Empresa informativa, conectora y difusora *¿Cuántos tipos de riego hay?*. Recuperado de https://www.iagua.es/respuestas/cuantos-tipos-riego-hay

[38] Morales, P., García, M., García, C., Beretta, A., Moreno, G., & Camio, G. (2014). *Pivotes en Uruguay: evaluación de su funcionamiento*. En *Riego en cultivos y pasturas* (pp. 67–76). Facultad de Agronomía (Udelar) e INIA.

[39] Valley Irrigation Latam. (s. f.). *Modelo 8120*. Recuperado el 6 de octubre de 2025 de `https://latam.valleyirrigation.com/8120`

[40] Porras Perez Guerrero, C. del R. (2011). *Diseño de un Sistema de Riego por Pivote Central*. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

[41] IMPO (2025) *Decreto N°226/25 Prevención y control de contaminación de las aguas superficiales y subterráneas*

[42] Milton Tomoyuki Tsutiya ; Pedro Alem Sobrinho (2000) Coleta e transporte de esgoto sanitário *Coleta e transporte de esgoto sanitário*

[43] Dairy NZ (2017) PRACTICE NOTE 21. FARM DAIRY EFFLUENT PONDS. ISBN: 1176-0907 *PRACTICE NOTE 21. FARM DAIRY EFFLUENT PONDS*

[44] INALE (2019) *Cartilla sobre criterios de aplicación de efluente a terreno y su implicancia práctica en el diseño e implementación*

[45] GEORREF Uruguay. (s.f.). *Laboratorio de I+D de Moléculas Bioactivas*. Recuperado de `https://georef.d2c2.gub.uy/es/unidad/laboratorio-de-i-d-de-moleculas-bioactivas/`

[46] Infraestructura de Datos Espaciales del Uruguay (IDEuy). (s.f.). *Visor geográfico IDEuy*. Recuperado el 17 de mayo de 2025 de `https://visualizador.ide.uy/ideuy/core/load_public_project/ideuy/`

[47] Ministerio de Industria, Energía y Minería – DINAMIGE. (1985). *Carta Geológica del Uruguay. Escala 1:500.000*

[48] Ministerio de Agricultura y Pesca – Dirección de Suelos y Fertilizantes. (1976). *Carta de reconocimiento de suelos del Uruguay. Tomo I: Clasificación de suelos* [Mapa a escala 1:1.000.000].

[49] Molfino, J.H.; Califra, A. (2001). *Agua disponible de las tierras del Uruguay. Segunda aproximación (Versión corregida)*. División Suelos y Aguas, Dirección General de Recursos Naturales Renovables, Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca.

[50] Dirección Nacional de Ordenamiento Territorial (DINOT). (s.f.). *Visor geográfico DINOT*.`https://www.gub.uy/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/tramites-y-servicios/servicios/carta-suelos-escala-140000`

[51] Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra (CONEAT). (s.f.). *Mapa de productividad de suelos (Índice CONEAT)*. Recuperado el 17 de mayo de 2025 de `https://www.coneat.gub.uy/`

[52] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca. (s.f.). *Clasificación de Suelos CONEAT*. Recuperado de `https://www.gub.uy/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/politicas-y-gestion/coneat`

[53] Vélez Upegui, J. J., & Botero Gutiérrez, A. (2010). *Estimación del tiempo de concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la quebrada San Luis, Manizales (Estimation of the time of concentration and the lag time at San Luis Creek Basin, Manizales)*. Universidad Nacional de Colombia, sede Manizales. Recibido para revisión 17 de febrero de 2010, aceptado 28 de julio de 2010, versión final 13 de diciembre de 2010.

[54] Ministerio de Industria, Energía y Minería – DINAMIGE, División Geología y Área Hidrogeología. (2003, junio). *Carta Hidrogeológica del Uruguay. Escala 1:1.000.000*

[55] Law, D., et al. (s.f.). *Evaporation and Evapotranspiration*. Capítulo 4: "Evaporation and Transpiration" (págs. 56–57). Disponible en: `https://im.nmu.org.ua/en/seventh%20ed%20chp%204.pdf`

[56] Tetens equation (s.f.). In *Wikipedia: The Free Encyclopedia*. Recuperado de: `https://en.wikipedia.org/wiki/Tetens_equation`

[57] Instituto Geológico y Minero de España (IGME). *Cartografía hidrogeológica en España: situación actual y perspectivas*. Libro 43 de la Serie Hidrogeología y Aguas Subterráneas. Madrid: IGME, 2000. Disponible

en: https://web.igme.es/actividadesIGME/lineas/HidroyCA/publica/libros4_CCA/libro43/pdf/lib43/1_1.pdf

[58] Dirección Nacional de Minería y Geología – DINAMIGE, Ministerio de Industria, Energía y Minería. *Base de datos de pozos de agua subterránea*. Recuperado de https://visualizadorgeominero.dinamige.gub.uy/Dinamige_MVC2/

[59] GEA Farm Technologies. *Catálogo de productos y soluciones para tambos*. GEA Group, 2021.

[60] Barreiro,P; Glauber, C. E. (2014) *Productividad y confort en el manejo de la vaca lechera*

[61] *Instalaciones especiales del tambo*. Recuperado el 17 de junio de https://produccionbovina.wordpress.com/wp-content/uploads/2015/06/organizacic3b3n-dinamica-instalaciones-y-ordec3b1o-del-tambo.pdf

[62] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). (s.f.). *Visor geográfico MGAP*. Recuperado el 17 de mayo de 2025 de https://visor.mgap.gub.uy/

[63] Facultad de Ingeniería - Universidad de la República (UdelaR). (2022). *Geología del Uruguay: Breve descripción de las unidades geológicas y generalidades de la evolución geológica del territorio nacional*. Instituto de Estructuras y Transporte, curso de Geología de Ingeniería.

[64] ScienceDirect. *Urine Specific Gravity - an overview | ScienceDirect Topics*. Recuperado del 13 de junio de 2025 de: https://www.sciencedirect.com/topics/agricultural-and-biological-sciences/urine-specific-gravity.

[65] CAPÍTULO 3. *Elementos para el diseño de obras hidráulicas – Segunda parte*. Curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas, segundo semestre 2024. Apuntes de teórico.

[66] Facultad de Ingeniería - UDELAR. *Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para el diseño hidráulico en Uruguay*. Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), Montevideo, Uruguay, 2010.

[67] Curso de Sistemas de Conducción en Ingeniería Sanitaria (2023). Facultad de Ingeniería, IMFIA, DIA

[68] DINASA. *Diseño de Sistemas de Aguas Pluviales Urbanas*. Montevideo: Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA), 2009. ISBN 978-9974-7610-4-9. Disponible en: https://montevideo.gub.uy/sites/default/files/biblioteca/manualdinasa.pdf

[69] AySA, Agua y Saneamientos Argentinos S.A. (2019). *Criterios de Diseño Hidráulico para Desagües Cloacales*. Dirección de Ingeniería. Buenos Aires, Argentina.

[70] Contexto Ganadero. *Informe: Las fórmulas para calcular la cantidad de materia seca*. Recuperado el 7 de junio de: https://www.contextoganadero.com/ganaderia-sostenible/informe-las-formulas-para-calcular-la-cantidad-de-materia-seca.

[71] Recuperado el 9 de junio de: https://www.sustentable.eleche.com.uy/rejas-desarenadores/.

[72] Chastain, J. P., Vanotti, M. B., & Rashash, D. M. C. (2001). Effectiveness of liquid-solid separation for treatment of flushed dairy manure: A case study. *Applied Engineering in Agriculture*, 17(3), 343–354.

[73] Wisconsin Public Service. (s.f.). *In-line Milk Cooling*. Wisconsin Public Service. Recuperado de: https://www.wisconsinpublicservice.com/savings/business/milk-cooling

[74] Facultad de Ingeniería, DIA, IMFIA (2023) *Curso de tratamiento de efluentes*. Universidad de la República.

[75] Numedic. *New Generation Effluent Pump*. Recuperado el 15 de julio de 2025 de: https://cdn.prod.website-files.com/62fadffdf69c117458e60a0c/650b9ff1fb3b5bcd5e91199e_Numedic_New%20Generation%20Effluent%20Pump.pdf.

[76] Biological Systems Engenieering (2021). *Sloped screen separator for manure*. University of Wisconsin Madison.

[77] Notas de curso. (2022). *Desarenado y desengrasado*. Curso de Tratamiento de Efluentes, Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.

[78] Numedic. *EvenSpread Travelling Irrigators – ADCAM® 750 y 755. Irrigator Spec Sheet 2023*. Recuperado de `https://www.numedic.co.nz`

[79] Lott, S. C., Loch, R. J., & Watts, P. J. (1994). Settling characteristics of feedlot cattle feces and manure. *Transactions of the ASAE*, **37**(1), 281–285. https://doi.org/10.13031/2013.28082

[80] Grijalva, L.; Perugachi, S.; Pozo, P.; Sarmiento, D.; Villarreal, P. (s/f) *Caracterización física de granos: propiedades geométricas, densidad aparente, peso de 1000 granos y color*

[81] García, J. A. (s/f) *Producción de forraje de pasturas cultivadas en la región litoral sur*

[82] Recuperado de `https://www.revistachacra.com.ar/suelos/135/`

[83] Ciampitti, I.A; García, F.O. (2007) *requerimientos nutricionales Absorción y Extracción de macronutrientes y nutrientes secundarios*

[84] Recuperado de `https://www.agropalsc.com/servicios_noticias_d.shtml?idboletin=891&idarticulo=146274&idseccion=4430`

[85] Barbazán M.; Ferrando M.; Zamalvide J. (2007) *Estado nutricional de Lotus corniculatus L. en Uruguay* Agrociencia (2007) Vol XI N° 1 pág. 22 - 34

[86] Cardozo GA.; Lussich F.; Lattanzi FA. (2024) *Fijación biológica de nitrógeno y deficiencia de nitrógeno de gramíneas y leguminosas en mejoramientos de Campo* REVISTA ARGENTINA DE PRODUCCIÓN ANIMAL SUPL. 1: 289-377 (2024)

[87] Recuperado de `https://eos.com/es/blog/fijacion-biologica-de-nitrogeno/#:~:text=La%20fijaci%C3%B3n%20biol%C3%B3gica%20del%20nitr%C3%B3geno,fotos%C3%ADntesis%20y%20del%20contenido%20de`

[88] Julio Perrachon Aritzia. Ag Research - Instituto Plan Agropecuario - INIA - MGAP (2015) *Instalación y manejo de pasturas* ISBN - 978-9974-7603-3-2.

[89] Distribuidora de químicos industriales S.A. (s/f) *Ficha técnica urea*

[90] Asociación internacional de la industria de los fertilizantes (1992) *Los fertilizantes y su uso*

[91] Recuperado de `https://universityagro.ru/es/agronomia/balance-de-nutrientes-del-suelo/`

[92] ¿Cuánto fósforo hay en el P_2O_5? Recuperado de: `https://todosloshechos.es/cuanto-fosforo-hay-en-p2o5`

[93] Conversión de unidades agrícolas. Recuperado de: `https://cropaia.com/es/blog/conversion-unidades-agricolas/`

[94] USDA-NRCS. (2017). *Conservation Practice Standard - Waste Treatment Lagoon (359)*. Disponible en: `https://www.nrcs.usda.gov/sites/default/files/2022-10/Waste_Treatment_Lagoon_359_CPS_Oct_2017.pdf`

[95] Clemson University. *Dairy Lagoon Design Manual*. Disponible en: `https://www.clemson.edu/extension/camm/manuals/dairy/dch4_04.pdf`

[96] Oklahoma State University Extension. *Lagoons for Livestock Waste Treatment*. Disponible en: `https://extension.okstate.edu/fact-sheets/lagoons-for-livestock-waste-treatment.html`

[97] USDA–NRCS. (2017). *Waste Treatment Lagoon – Conservation Practice Standard 359*. Disponible en: https://www.nrcs.usda.gov/sites/default/files/2022-10/Waste_Treatment_Lagoon_359_CPS_Oct_2017.pdf

[98] Ohio State University Extension. *Ohio Livestock Manure Management Guide (Bulletin 604)*. Columbus, OH: The Ohio State University, 2006. Disponible en: https://agcrops.osu.edu/sites/agcrops/files/imce/fertility/bulletin_604.pdf

[99] Clemson University. (2004). *Chapter 4: Lagoons*, Dairy Manure Management Manual. Disponible en: https://www.clemson.edu/extension/camm/manuals/dairy/dch4_04.pdf

[100] 1000minds. *What is MCDM / MCDA?* Extraído el 15 de julio de 2025 de: https://www.1000minds.com/decision-making/what-is-mcdm-mcda.

[101] Conaprole. *Ficha Técnica N.º 13 – Efluentes en el Tambo*. Programa Tambo Sustentable, Sistema de Gestión de Efluentes en el Tambo (SGET). Montevideo, 2018. Disponible en: https://www.sustentable.eleche.com.uy/wp-content/uploads/2022/05/8-SGET-Marzo2018-FichaTecnicaNo13-EfluentesEnElTambo.pdf.

[102] Dairy Australia. (2008). *Effluent and Manure Management Database for the Australian Dairy Industry*. Melbourne, Australia: Dairy Australia.

[103] Eleche. (s.f.). *Proyectos ejecutados – Tambo Sustentable*. Disponible en: https://www.sustentable.eleche.com.uy/proyectos-realizados/#iLightbox[gallery_image_1]/6

[104] Recuperado el 19 de noviembre de https://www.gea.com/en/products/milking-farming-barn/promanure-manure-handling/

[105] Curso Elementos de Mecánica de Fluidos (2021)

[106] Benítez, A.; Hernández, A.; Portillo, I.; Verdier, L.; (2020) *Evaluación operativa de separadores de sólidos para efluentes de tambo*

[107] https://www.gea.com/en/products/milking-farming-barn/dairyfeed-feeding-systems/calf-feeders/mobile-feeder-dairyfeed-f4150/

[108] R. Brunke; P.Eng.; and B. Lebeau; P.Eng. (2021) *Constructing a Permanent Solid Nutrient Storage Facility for ASM*

[109] Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET). *Eventos extremos de tiempo y clima en el Uruguay*. Montevideo, Uruguay. Disponible en: https://www.inumet.gub.uy/reportes/escuela/Eventos_extremos.pdf

[110] Sistema Nacional de Emergencias (SINAE). *Atlas de Riesgos del Uruguay*. Presidencia de la República, Montevideo, 2019. Disponible en: https://www.gub.uy/sistema-nacional-emergencias/sites/sistema-nacional-emergencias/files/documentos/publicaciones/Atlas%20de%20riesgos%20del%20Uruguay.pdf

[111] Bureau of Reclamation. *Diseño de pequeñas presas. Traducción de la 3ª Edición Americana*. Edición española traducida, actualizada y ampliada por Eduardo Martínez Marín, Paloma Batanero Akerman, Ignacio Martínez González, Eduardo Martínez Olmos y Elena González Ordóñez. 2007.

[112] Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET). *Informe final de la sequía 2020–2023*. Montevideo, 2024. Disponible en: https://www.inumet.gub.uy/sites/default/files/2024-01/Informe%20final_Sequ%C3%ADa%20Final_2020_2023_compressed.pdf

[113] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP); Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA); Facultad de Agronomía (Udelar). *Anexo explicativo de la revisión de las normas técnicas de agua para riego*. Montevideo, Uruguay, agosto 2017.

[114] Perrachon, J. *Pensemos en los verdeos de invierno*. Recursos Naturales, Plan Agropecuario. Montevideo, Uruguay.

[115] Poder Ejecutivo. *Decreto N° 368/018 - Caudales Ambientales*. Diario Oficial de la República Oriental del Uruguay, 13 de noviembre de 2018. Disponible en: `https://www.impo.com.uy/bases/decretos/368-2018`

[116] Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA). (2023). *Apuntes de clase: Escurrimientos medios*. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República. Montevideo, Uruguay.

[117] Tarjuelo, J. M. (2005). *El riego por aspersión y su tecnología*. Ediciones Mundi-Prensa, Madrid, España.

[118] Allen, R.G., Pereira, L.S., Raes, D., & Smith, M. (1998). *Crop evapotranspiration: Guidelines for computing crop water requirements*. FAO Irrigation and Drainage Paper 56. Rome: FAO.

[119] Facultad de Agronomía (FAGRO). (2025). *Sistemas de Riego para Producción Agrícola–Ganadera*. Curso dictado en agosto de 2025, Montevideo, Uruguay.

[120] Smith, M. (1998). *Irrigation Water Management: Irrigation System Performance*. FAO Water Reports No. 19. Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO), Roma.

[121] Perrachon, J. *Pensemos en los verdeos de invierno*. Plan Agropecuario – Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA), Uruguay.

[122] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP), Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria (INIA), Facultad de Agronomía - Udelar. *Anexo explicativo de la Revisión de las Normas Técnicas de Agua para Riego*. Montevideo, Uruguay, agosto de 2017.

[123] Milton Tomoyuki Tsutiya (2006) *Abastecimento de Água*

[124] Curso de Introducción a la Mecánica de Suelos (2024)

[125] Cátedra de Mecánica de Fluidos. *Ingeniería Hidráulica Aplicada a los Sistemas de Distribución de Agua*. Universidad Politécnica de Valencia, Madrid, 1987.

[126] Recuperado el 9 de noviembre de `https://solver.xylem.com/search`

[127] Recuperado el 24 de octubre de `https://fidemar.com.uy/agua/`

[128] Recuperado el 12 de noviembre de `https://eurobrisa.com.uy/`

[129] Recuperado el 17 de noviembre de `https://www.aquestia.com/product-categories/air-valves/`

[130] Plastics Pipe Institute. *PPI Handbook of Polyethylene Pipe*. 3rd ed., Plastics Pipe Institute, Irving, Texas, 2018.

[131] Recuperado el 3 de diciembre de `https://distasur.com.uy/wp-content/uploads/2023/06/BR0036_G_HYMAX_40-1500_VERTICAL_LOW.pdf`

[132] MVOTMA, DINAMA (2020) *Contenidos mínimos. Plan de Gestión de Residuos Industriales y Asimilados de actividades alcanzadas por el Decreto N° 182/013 sujetos a aprobación de la DINAMA*

[133] MVOTMA, DINAMA (2018) *Catálogo de Residuos Sólidos Industriales y Asimilados*

[134] BID, CONAPROLE (2020) *Gestión de residuos sólidos en el tambo*

[135] IMPO (2013) *Decreto N° 182/013: Reglamento de gestión de residuos sólidos industriales y asimilados* Recuperado de `https://www.impo.com.uy/bases/decretos/182-2013`

[136] Recuperado de `https://www.campolimpio.org.uy/contenido.php?id=12`

[137] Cambiagro (s/f) *¿Cómo leer la nomenclatura de los fertilizantes?* Recuperado de `https://blog.cambiagro.com/wp-content/uploads/2022/08/info-Nomenclatura.pdf`

[138] Recuperado de `https://agrourbano.uy/productos/fertilizante-liquido-fanafos-k?v=1064`

[139] Recuperado de https://ordecol.com/tienda/

[140] Recuperado de https://www.institucional.prolesa.com.uy/sobre-nosotros

[141] Recuperado de https://www.cev.uy/institucional

[142] Recuperado de https://agroinmerso.com/herbicidas/

[143] Recuperado de https://www.velsimex.com/producto/paraquat-25-impetor/

[144] Recuperado de https://www.diarioveterinario.com/t/3460187/residuos-medicamentos-veterinarios-aliment

[145] Recuperado de https://geneu.com.uy/

[146] Recuperado de https://ceconeu.com.uy/

[147] Recuperado de https://www.cncs.com.uy/gremial/camara-de-importadores-de-neumaticos-del-uruguay/

[148] Recuperado de https://cegru.org.uy/nosotros/

[149] Diffusione Industriale. *Pipe PE100 d.180 SDR17 PN10*. Recuperado el 17 de julio de 2025 de: https://diffusioneindustriale.com/en/pipe-pe-100-sdr-17-pn-10-/1396-pipe-pe-100-d-180-sdr-17-pn-10.html.

[150] Xylect. *Pump Selection Tool by Xylem Inc.* Recuperado el 17 de julio de 2025 de: https://xylect.com/bin/Xylect.dll?RQID=EAF4E0DF97D541A0AE3F436FFA747A43&IS__NEXTPAGE=bdyHome&PR__ACTION=New&L__LGG=ENGLISH&IS__SESSION=125EFA16FD8542197C2A9DA7935A3730EC3A7852

[151] Facultad de Ingeniería – Universidad de la República. *Sistemas de conducción en Ingeniería Sanitaria*. Plataforma EVA-FING. Disponible en: https://eva.fing.edu.uy/course/view.php?id=636.

[152] Sinerxia S.A. *Caños PEAD – Catálogo de productos*. Extraído el 18 de julio de: https://sinerxia.com.uy/categoria-producto/canos-pead/.

———-

[153] Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente. *Manual de Pequeñas Presas, Volumen I*. Disponible en: https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/documentos/publicaciones/Manual%20Pequenas%20Presas%20V1-v1_01.pdf.

[154] Dal-Ré Tenreiro, R. (2004). *Pequeños embalses de uso agrícola*. Madrid: Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación. (Coordinador y Director).

[155] BIOVALOR (2020) *Asesoramiento técnico en digestión anaerobia en el sector lácteo. Entregable 3 - Informe final: Evaluación operativa de separadores de sólidos para efluentes de tambo*

[156] CONAPROLE (2018) *Ficha 13: Efluentes en el tambo*

[157] Chow, V. T. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*. México D.F.: McGraw-Hill.

[158] EUROTRES. *Big Bag D4 Hood Lift*. Extraído de: https://eurotres.com.uy/catalogo/big-bags/d4-hood-lift/ (accedido el DD/MM/AAAA).

[159] Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (Mvotma). (2020). *Formulario Anexo I v14.00 – Proyecto de aprovechamiento*. Recuperado de https://www.gub.uy/tramites/sites/catalogo-tramites/files/2020-10/255014431Form_Anexo_I_v14_00.pdf

[160] Universidad de la República, Facultad de Ingeniería. *Curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas: Conceptos Generales de Hidrología*. Apuntes de curso, 2025.

[161] Gergolet Agrícola. (2016). *Manual del usuario: Mixer vertical GEA MGV110*. Recuperado de https://www.gergolet.com.ar/wp-content/uploads/2016/04/MANUAL-MIXER-VERTICAL-GEA-MGV110.pdf el 8 de octubre de 2025.

[162] Agrícola Blasco S.L. (s.f.). *Manual de usuario: Rotovator ZOMAX serie ZM IGN*. Recuperado de https://agricolablasco.com/Manuales%20Uso/manual%20rotovator_zmIGN.pdf el 8 de octubre de 2025.

[163] Shandong Sadin Heavy Industry Co., Ltd. (2024). *How often should tractor parts be replaced?* Sadin Global. Recuperado de https://es.sadinglobal.com/info/how-often-should-tractor-parts-be-replaced-97088515.html el 8 de octubre de 2025.

[164] AgriculturaWiki. (s.f.). *Plan de mantenimiento de un tractor agrícola*. Recuperado de https://agriculturawiki.com/plan-de-mantenimiento-de-un-tractor-agricola-plan-de-mantenimiento-para-optimiza #1_cambio_de_aceite_y_filtro el 8 de octubre de 2025.

[165] John Deere. (s.f.). *Lubricantes: Repuestos y soporte del propietario*. Recuperado de https://www.deere.es/es-es/repuestos-soporte-del-propietario/repuestos/lubricantes el 8 de octubre de 2025.

[166] Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). *Manual de descripción y muestreo de suelos y análisis de laboratorio*. Dirección General de Recursos Naturales Renovables (DGRN–DINACEA), Montevideo, Uruguay, 2014. Recuperado de https://www.gub.uy/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/comunicacion/publicaciones/manual-descripcion-muestreo-suelos-analisis-laboratorio el 10 de noviembre de 2025.

[167] MGAP–DGRN/DINACEA. *Curso de gestión de efluentes: Muestreo de suelos y efluentes (Documento Nº 6)*. Montevideo, Uruguay, 2020. Recuperado de https://www.gub.uy/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/sites/ministerio-ganaderia-agricultura-pesca/files/2020-03/Curso%20gesti%C3%B3n%20de%20efluentes_%20doc%20N%C2%BA%206.pdf el 10 de noviembre de 2025.

[168] Instituto Nacional de la Leche (INALE). *Cartilla Técnica Nº 2: Criterios de aplicación de efluente a terreno y su implicancia práctica en el diseño e implementación*. MGAP-DGRN, Ministerio de Ambiente (ex DINAMA) y CONAPROLE, Montevideo, Uruguay, 2019. Recuperado de https://www.inale.org/wp-content/uploads/2019/06/Cartilla-2_20190617.pdf el 10 de noviembre de 2025.

[169] Laboratorio Agropecuario y Ambiental del Interior (LAAI). *Procedimiento para la toma de muestras de suelos*. Uruguay, s/f (consulta 2022–2025). Recuperado de https://www.laai.com.uy/htm_empresa/muestra_de_suelo.htm el 10 de noviembre de 2025.

[170] Campolab Uruguay. *Cómo muestrear y acondicionar suelos para análisis de fertilidad*. Uruguay, s/f (consulta 2023–2025). Recuperado de https://www.campolab.com.uy/como-muestrear-y-acondicionar.php el 10 de noviembre de 2025.

[171] Santos, B. *¿Cómo tomar muestras de suelos?* Díptico técnico. AgroCabildo, Uruguay, 2017. Recuperado de https://www.agrocabildo.org/publica/Publicaciones/otro_537_diptico.pdf el 10 de noviembre de 2025.

[172] Biolacta. *Selladores*. Recuperado de: https://biolacta.com.uy/index.php/detergentes-y-selladores/selladores/ el 28 de noviembre de 2025.

[173] Centro Coordinador para la Protección del Medio Ambiente (CCPM). *Proyecto "Tu Envase Sirve"*. Montevideo, Uruguay. Recuperado de: https://www.puntaballena.org/servlet/com.qportal.servlet.GetHttpFile?contentid=987&disposition=d&filename=2._Proyecto_Tu_Envase_Sirve.pdf el 10 de noviembre de 2025.

[174] Holchem Laboratories Ltd. (s.f.). *Dairy CIP Liquid Caustic Circulation Detergent — Product Information*. Brochure. Recuperado de: https://www.fourtress.co.uk/wp-content/uploads/2021/12/Dairy-CIP-PI.pdf el 28 de noviembre de 2025.

[175] Camacho Farías, M. (2021). *Salud de ubre en vacas lecheras en sistemas de compost barn en ocupación continua y parcial*. Tesis de grado, Doctor en Ciencias Veterinarias (Orientación Producción Animal), Universidad de la República, Facultad de Veterinaria, Montevideo, Uruguay.

[176] Caracterización de aceites usados y gestión segura (2020). Estudios internacionales sobre densidad de aceites usados: valores típicos 0,88–0,90 kg/L.

[177] MGAP (2019). Guía para Planes de Gestión de Residuos en tambos.

Anexo A

Parámetros morfológicos de las cuencas

En la Tabla A.0.1 se muestran los parámetros de las cuencas delimitadas dentro del padrón de estudio. Dado que las pendientes del cauce principal son menores al 3 %, el método de Giandotti [53] resulta adecuado para el cálculo del tiempo de concentración de las cuencas. Este método considera las siguientes hipótesis: cuencas rurales pequeñas a medianas, escurrimiento superficial predominante, precipitación uniforme y relieve moderado, resulta adecuado para aplicar en estas cuencas. La formulación y el desarrollo de Giandotti para el cálculo del tiempo de concentración es:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1{,}5 \cdot L}{25 \cdot \sqrt{H}} \tag{A.1}$$

donde:

- T_c es el tiempo de concentración (horas),
- A es el área de la cuenca (km^2),
- L es la longitud del cauce principal (km),
- H es la diferencia de altura entre la salida y la cabecera de la cuenca (m).

Tabla A.0.1: Parámetros morfológicos de las cuencas.

Parámetro	**Cuenca**							
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
Longitud del cauce principal (km)	1,9	1,4	2,7	1,7	7,9	4,2	2,2	1,7
Diferencia de altura (m)	11,6	17,7	23,7	19,8	33,2	26,7	20,5	5,8
Pendiente del cauce principal (%)	0,6	1,2	0,9	1,2	0,4	0,6	0,9	0,3
Área de la cuenca (km^2)	1,9	0,9	3,1	2,0	18,5	5,5	1,5	1,5
Tiempo de concentración (hs)	1,4	1,1	1,7	1,3	3,3	2,2	1,3	1,4

Anexo B

Datos meteorológicos

B.1. Estimación de la evaporación

La evaporación se estimó mediante la formulación de Dalton [55], aplicada al período 2010–2024, en el cual se dispone de la información meteorológica necesaria. Los resultados fueron comparados con los obtenidos en la estación de INIA Salto Grande con el fin de determinar un coeficiente de ajuste que permitiera corregir los datos de dicha estación y trasladarlos a las condiciones locales de la EEMAC.

La formulación de Dalton se expresa de la siguiente manera:

$$E = C\,(e_s - e_a) \tag{B.1}$$

donde:

- E: evaporación (mm/día),
- e_s: presión de vapor de saturación (kPa),
- e_a: presión de vapor real (kPa),
- C: coeficiente empíricos dependiente de las condiciones locales.

La presión de vapor de saturación se calculó mediante la ecuación de Tetens [56], a partir de las temperaturas máxima y mínima promedio:

$$e_s = \frac{0.6108 \times \exp\left(\frac{17.27\,T_{\max}}{T_{\max}+237.3}\right) + 0.6108 \times \exp\left(\frac{17.27\,T_{\min}}{T_{\min}+237.3}\right)}{2} \tag{B.2}$$

La presión de vapor real se estimó en función de la humedad relativa media:

$$e_a = e_s \times \frac{HR}{100} \tag{B.3}$$

El coeficiente C se define mediante la relación propuesta por Rohwer (1931) [55]:

$$C = (3.30 + 1.973\,U_{0.15})\,(1.465 - 0.00548\,P) \tag{B.4}$$

donde:

- $U_{0.15}$ es la velocidad media del viento estimada a 0,15 m sobre la superficie del agua (m/s),
- P es la presión atmosférica en kPa.

La comparación entre ambas estaciones se presenta en la Figura B.1.1. El coeficiente de ajuste obtenido fue de 0,76, por lo que los valores de evaporación de la estación Salto Grande fueron reducidos mediante este factor para extender la serie 1995–2024 a condiciones equivalentes a la EEMAC.

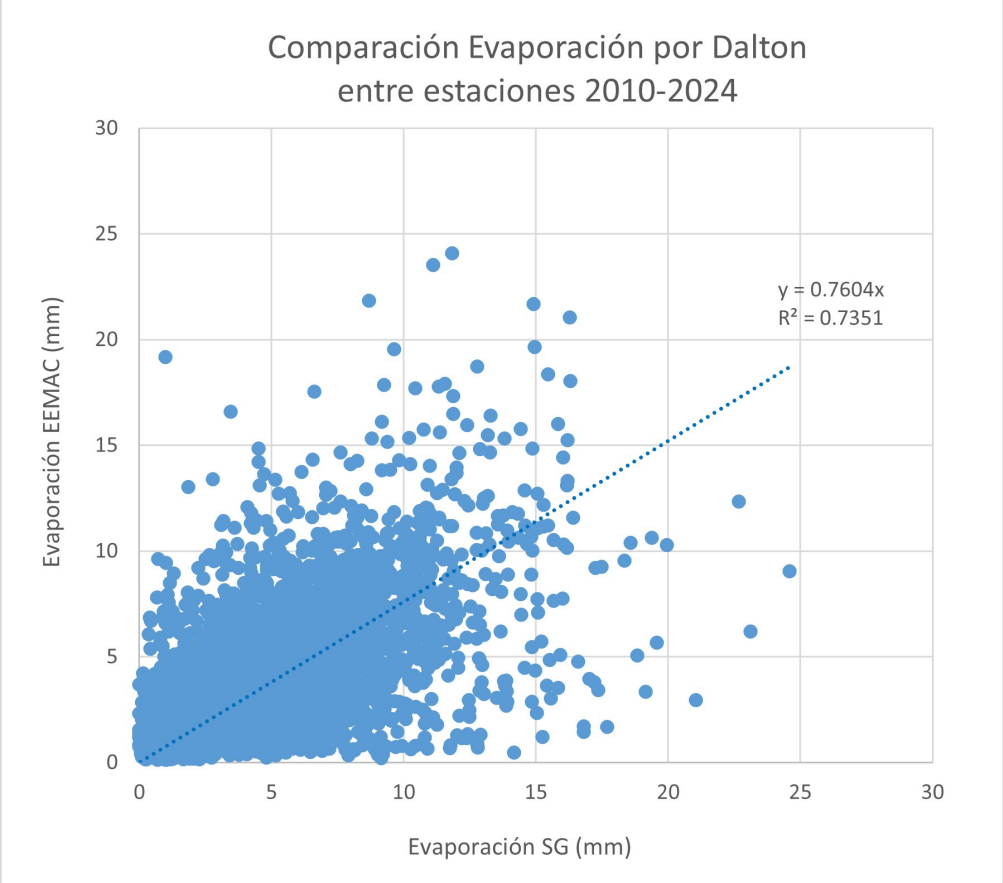


Figura B.1.1: Comparación de evaporación entre estaciones SG y EEMAC con ajuste lineal.

B.2. Estimación de la evapotranspiración

Para la estimación de la evapotranspiración de referencia se dispuso de registros del período 2010–2024 en la EEMAC. A fin de completar la serie histórica (1995–2024), los datos de la estación INIA Salto Grande se ajustaron mediante un procedimiento análogo al empleado para la evaporación, estableciendo la relación lineal entre ambas series.

En la Figura B.2.1 se presentan las series comparativas de evapotranspiración diaria en ambas estaciones, y en la Figura B.2.2 se muestra el ajuste lineal correspondiente.

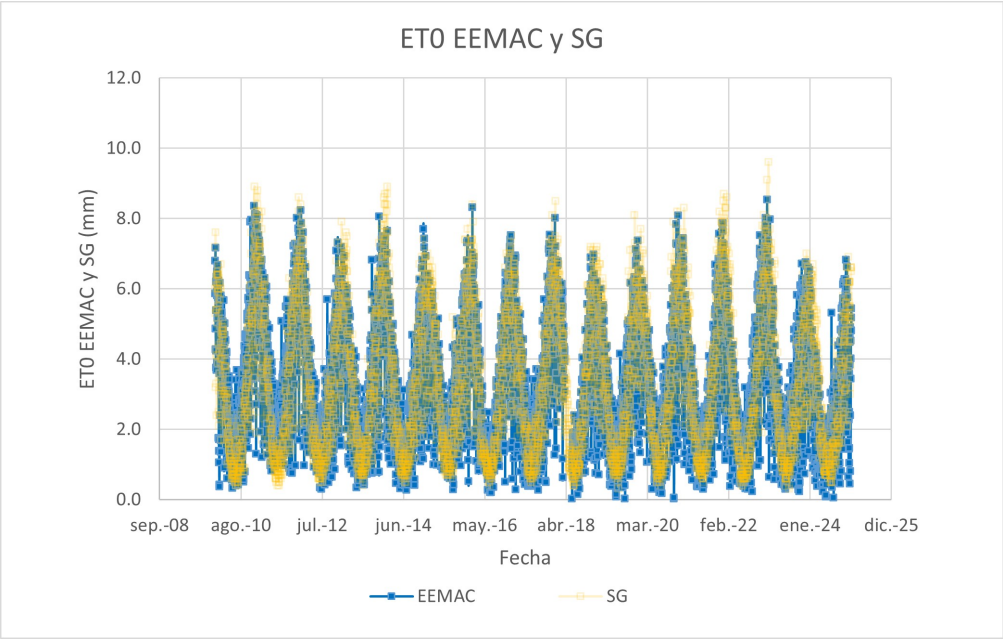


Figura B.2.1: Evapotranspiración de referencia registrada en EEMAC y SG durante el período 2010–2024.

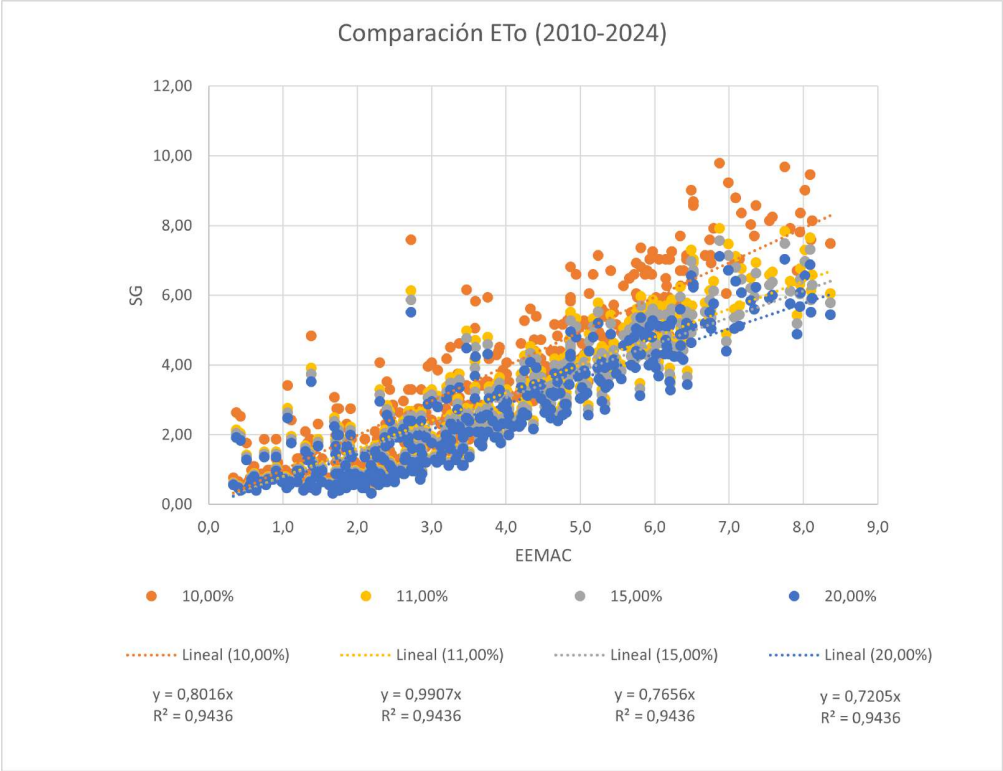


Figura B.2.2: Relación entre ETo de la EEMAC y SG con ajuste lineal.

El coeficiente de ajuste obtenido fue de 0,95, valor que se aplicó a los registros de la estación de Salto Grande para homogeneizar la serie completa 1995–2024 con las condiciones representativas de la EEMAC.

Anexo C

Información complementaria del establecimiento

C.1. Información adicional de los pozos identificados en el predio

C.1.0.1. Pozos DIN A 954/1, DIN A 954/2 y DIN A 982/3

Tabla C.1.1: Tuberías de los pozos DIN

Código	Diámetro Tubería (mm)	Inicio (m)	Fin (m)
DIN A 982/3	172	0	6,5
DIN A 954/2	160	0	45
DIN A 954/1	160	0	55

Tabla C.1.2: Filtros de los pozos DIN

Código	Diámetro Filtro (mm)	Inicio (m)	Fin (m)
DIN A 954/2	160	38,63	41,4
DIN A 954/1	160	52,45	55
DIN A 982/3	–	–	–

Tabla C.1.3: Diámetros de perforación de los pozos DIN

Código	Diámetro Perforación (mm)	Inicio (m)	Fin (m)
DIN A 982/3	235	0	6,6
DIN A 982/3	203	6,6	52,5
DIN A 954/2	203	0	50
DIN A 954/2	165	50	54,5
DIN A 954/1	305	0	1,9
DIN A 954/1	235	1,9	70

C.1.0.2. Pozo PRN 850

Tabla C.1.4: Filtros del pozo PRN 850

Código	Filtros
PRN 850	No

Tabla C.1.5: Litología del pozo PRN 850

Código	Inicio (m)	Fin (m)	Litología
PRN 850	0	32	Tosca de Formación FB
PRN 850	0	35	Arenisca
PRN 850	0	70	Formación Mercedes

Tabla C.1.6: Diámetros del pozo PRN 850

Código	Diámetro Final (mm)	Diámetro Perforación (mm)
PRN 850	6	–

Anexo D

Uso de suelo en la estación desde 2017-2024

Tabla D.0.1: Secuencia de cultivos por potrero y zafra

Potrero/Zafra	Inv 17	Ver 17/18	Inv 18	Ver 18/19	Inv 19	Ver 19/20	Inv 20	Ver 20/21	Inv 21	Ver 21/22	Inv 22	Ver 22/23	Inv 23	Inv 24	Ver 24/25
11															Alfalfa
11A	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca	Moha	Raigrás	Sorgo PE	Achicoria Trebol Raigras	Achicoria Trebol Raigras	Achicoria Trebol Raigras	Achicoria Trebol Raigras	Verdeo Inv.		
2															Avena/Soja Pastoreo
21	Alfalfa	Alfalfa	Alfalfa	Alfalfa	Avena Raigras	Sorgo	Avena URS	Maiz PE	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Trebol rojo Achicoria	Sorgo
22	Avena Raigras	Sorgo	Barbecho	Maiz PE	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Verdeo Inv.	Cult. verano	Pradera perene	Festuca Raigras magno	Sorgo
22F	Barbecho	Maiz PE	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Raigrás Rastrojo	Cult. verano	Verdeo Inv.	Cult. verano	Pradera perene		
23	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Raigrás	Sorgo PE	Avena	Maiz	Pradera perene			Festuca	
24	Festuca	Barbecho	Avena	Sorgo	Barbecho	Maiz PE	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca	Verdeo Inv. Raigras magno	Avena	Maiz
27	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca	Barbecho	Raigrás	Sorgo	Barbecho	Maiz	Pradera perene	Alfalfa Dactylis	
29														Avena	Moha
3														Festuca Raigras	Moha
3A	Trebol rojo	Trebol rojo													
3B		Maiz PE													
5ab	Festuca Lotus	Moha	Raigras	Moha	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca		Verdeo Inv.				
5c	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Raigras	Moha	Raigras	Moha	Pradera perene				
5d	Alfalfa	Alfalfa	Alfalfa Raigras	Moha	Avena	Moha	Raigras	Moha Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca Lotus Trebol blanco	Festuca		
6b	Festuca	Festuca					Raigras								
6c	Raigras Trebol blanco	Raigras Trebol rojo													
7														Paspalum Paspalum Sepe Avena columba	Paspalum
7A	Festuca	Festuca	Verdeo Inv.	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum		
7A'	Festuca	Festuca	Pensacola Viejo	Pensacola Viejo	Pensacola Viejo	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum	Paspalum		
7B	Alfalfa	Alfalfa	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Pradera perene Verdeo Inv.	Raigras					
8			Campo nat. mejorado con Tenuis	Campo nat. mejorado con Tenuis	Campo nat. mejorado con Tenuis	Campo nat. mejorado con Tenuis	Campo nat. mejorado con Tenuis	Campo nat. mejorado con Tenuis						Campo nat. restablecido	
9	Alfalfa	Alfalfa	Alfalfa	Alfalfa	Raigras	Soja	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Pradera perene Alfalfa	
A2	Festuca Lotus	Festuca Lotus	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Festuca	Soja	Raigras	Soja	Pradera perene				

Anexo E

Memoria de cálculo de implementación de un sistema de riego mediante pivote central

En esta sección se describe el procedimiento aplicado para el desarrollo de los balances hídricos, tanto a nivel de los cultivos como de las fuentes de agua disponibles en el predio. Asimismo, se detallan los cálculos realizados para dimensionar el sistema de riego mediante pivote central.

E.1. Balance hídrico a los cultivos

Para estimar la demanda de riego de los cultivos en el período 1995–2024 (360 meses), se aplicó un balance hídrico mensual a la rotación seleccionada. La rotación, con una duración de cinco años, se repitió sucesivamente a lo largo de los 30 años analizados. A partir de este procedimiento se calculó la lámina neta requerida para cubrir las necesidades hídricas de los cultivos, la cual fue posteriormente transformada en lámina bruta, considerando la eficiencia de aplicación del sistema de riego. Se presenta en la Figura E.1.1 una imagen ilustrativa de lo que es considerado para el balance hídrico al cultivo.

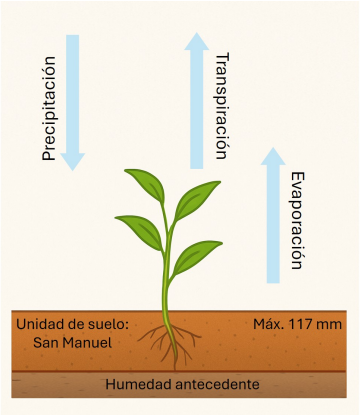


Figura E.1.1: Esquema de balance hídrico. Fuente: Elaboración propia.

La dinámica del balance consistió en comparar la demanda del cultivo, expresada como evapotranspiración del cultivo (ETc), con la evapotranspiración real (ETR) alcanzada en cada mes. La ETR corresponde al

agua que efectivamente se evapotranspira en el sistema suelo-cultivo y se determina en función de la relación entre la demanda y la disponibilidad hídrica del mes ($Hi_{-1} + P$):

- **Caso 1:** Si $ETc > Hi_{-1} + P$, la oferta no alcanza a cubrir la demanda:

$$ETR = Hi_{-1} + P, \qquad \text{Déficit} = ETc - ETR, \qquad Hi = 0.$$

- **Caso 2:** Si $ETc \leq Hi_{-1} + P$, la demanda queda satisfecha:

$$ETR = ETc, \qquad Hi = Hi_{-1} + P - ETc.$$

  En este caso, si $Hi > AD$, se ajusta a AD.

donde:

- Hi_{-1}: humedad antecedente del suelo [mm],
- P: precipitación mensual [mm],
- ETc: evapotranspiración del cultivo [mm],
- ETR: evapotranspiración real [mm],
- AD: capacidad máxima de almacenamiento del suelo [mm].

Finalmente, la lámina neta mensual requerida se estimó a partir del déficit en los meses donde $ETc > Hi_{-1} + P$. Dichas láminas netas fueron convertidas en lámina bruta aplicando la eficiencia del sistema de riego por pivote central, adoptándose un valor de 85 % según las referencias de [117]:

$$\text{Lámina bruta} = \frac{\text{Lámina neta}}{0.85} \tag{E.1}$$

Se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Se consideró una capacidad de almacenamiento disponible (AD) del suelo de 117 mm, correspondiente a la unidad de suelo de San Manuel.
- El balance comenzó con una humedad antecedente del 50 % de la AD para estar del lado de la seguridad.
- La evapotranspiración del cultivo (ETP) y la precipitación se tomaron de la estación meteorológica presente en la EEMAC.
- La ETc se calculó como:

$$ETc = ETP \times K_c$$

- Los valores mensuales de K_c se asignaron según la fenología de cada cultivo y su estación (zafra verano: noviembre–abril, zafra invierno: mayo–octubre), tomados de [121] y [122].

La Tabla E.1.1 resume los valores de coeficiente de cultivo (K_c) utilizados para el cultivo y mes. Los valores se asignaron en función del desarrollo fenológico de cada especie, considerando las fases de implantación, desarrollo vegetativo, madurez y cosecha o corte (en el caso de la pradera mixta).

Tabla E.1.1: Fenología de cultivos y coeficientes de cultivo mensuales (K_c), según [113].

Mes	**Maíz**	**Pradera**	**Avena**
Enero	1,20	1,05	–
Febrero	1,20	1,05	–
Marzo	0,60	1,00	–
Abril	0,60	1,00	–
Mayo	–	0,95	0,30
Junio	–	0,95	0,30
Julio	–	1,05	1,15
Agosto	–	1,05	1,15
Septiembre	–	1,00	0,25
Octubre	–	1,00	0,25
Noviembre	0,35	0,95	–
Diciembre	0,35	0,95	–

Las celdas marcadas con guiones (-) indican meses en los que el cultivo no está implantado y, por lo tanto, no presenta demanda hídrica asociada.

En el caso del maíz, los valores asignados de K_c responden a su desarrollo fenológico durante la zafra de verano (octubre–marzo), con máximos valores coincidentes con las etapas de mayor cobertura foliar y demanda hídrica del cultivo. Para la avena, se consideró su ciclo invernal (abril–setiembre), con un pico de demanda en julio y agosto asociado al período de crecimiento activo. La pradera, al tratarse de un cultivo perenne, mantiene actividad durante todo el año, y su demanda hídrica fue ajustada mediante cortes para extender su productividad en la rotación.

E.2. Balance hídrico a los embalses

El balance hídrico del tajamar se establece considerando los ingresos: escorrentía superficial y precipitación directa sobre el espejo de agua; y las pérdidas: evaporación, extracciones para riego y eventuales descargas por excedencias. La infiltración a través del fondo se supone despreciable. La variación del volumen almacenado en el intervalo temporal i se calcula mediante la Ecuación E.2.

$$\Delta V_{\text{emb}}(i) = V_{\text{esc}}(i) + P(i)\, A_{\text{emb}}(i) - Ev(i)\, A_{\text{emb}}(i) - V_d(i) - V_v(i) \tag{E.2}$$

donde:

- $P(i)$: precipitación sobre el embalse durante el mes i (m).
- $Ev(i)$: evaporación desde la superficie del embalse durante el mes i (m).
- $A_{emb}(i)$: área embalsada promedio durante el mes i (m^2).
- $V_{esc}(i)$: volumen de escorrentía superficial aportado al embalse en el mes i (m^3).
- $V_d(i)$: volumen extraído para cubrir la demanda del sistema en el mes i (m^3).
- $V_v(i)$: volumen vertido por el aliviadero durante el mes i (m^3).

El balance se corre de forma continua entre 1995-2024, iniciando en enero de 1995 con un volumen inicial equivalente a la altura de la toma (0,5 m), de modo de ubicarse del lado de la seguridad asumiendo que el embalse se encuentra prácticamente vacío al comienzo de la simulación. En consecuencia, el año 1995 actúa como un período de calentamiento del balance.

El procedimiento de balance se aplicó tanto al funcionamiento del tajamar actual como a las alternativas 2, 3 y 4. En la evaluación diagnóstica de la situación actual no se considera volumen de demanda dado que no se extrae agua para riego.

En la Tabla E.2.1 las superficies de las cuencas de aporte para cada alternativa.

Tabla E.2.1: Superficie de las cuencas de aporte consideradas en cada escenario.

Escenario	**Área [ha]**
Cuenca tajamar actual	33,5
Cuenca alternativa 2	33,5
Cuenca alternativa 3	34,4
Cuenca alternativa 4	34,3

E.2.0.1. Precipitación y evaporación

Los datos de precipitación y evaporación provienen de la estación meteorológica presente en la EEMAC y corresponden al período comprendido entre enero de 1995 y diciembre de 2024, como fue presentado en la Subsección 4.1.4.

E.2.0.2. Volumen de escorrentía

Para estimar el volumen mensual de escorrentía generado en la cuenca de aporte, se utilizó el modelo de balance hídrico propuesto por Témez (1977) de paso mensual. Este modelo es de carácter agregado, lo que significa que trabaja con promedios espaciales de las variables hidrológicas y no considera su distribución dentro de la cuenca.

El modelo de Témez se basa en una representación simplificada del ciclo hidrológico considerando dos formas de almacenamiento: uno superficial y otro subterráneo. Opera con series mensuales de precipitación (P) y evapotranspiración potencial, estimada mediante el método de Penman-Monteith. Los coeficientes del modelo fueron calibrados siguiendo las recomendaciones de [116] para cuencas rurales de Uruguay.

El modelo reproduce de forma continua el ciclo hidrológico mediante un esquema conceptual de dos almacenamientos en serie: uno superficial, que representa la humedad del suelo y la generación de escurrimiento directo, y otro inferior que simula el almacenamiento subterráneo y los escurrimientos retardados.

Las principales hipótesis y componentes del modelo son:

- La precipitación (P) se distribuye a lo largo del mes de forma no uniforme.
- Existe una capacidad máxima de retención de humedad en el suelo, $H_{\max}$.
- Se genera escurrimiento directo (superficial) cuando la humedad y la ETP están satisfechas.
- Parte del excedente T percola hacia un almacenamiento subterráneo con una ley asintótica ($I = \frac{I_{\max} \cdot T}{I_{\max} + T}$), y el resto constituye escurrimiento superficial ($A_{\sup} = T - I$).
- El almacenamiento subterráneo genera una descarga proporcional al volumen almacenado: $Q = \alpha V$.

El escurrimiento total mensual (A_T) resulta de la suma del escurrimiento superficial y el subterráneo:

$$A_{T,i} = A_{\text{sup},i} + A_{\text{sub},i} \tag{E.3}$$

El modelo requiere la calibración de cuatro parámetros principales:

- H_{max}: Capacidad máxima de retención de agua en la capa superior del suelo (mm).
- CPo: Coeficiente de precipitación efectiva.
- I_{max}: Infiltración máxima del suelo (mm).
- α: Almacenamiento subterráneo (mm).

En la Tabla E.2.2 se presentan los valores calibrados del modelo de Témez utilizados para cuencas rurales no aforadas en Uruguay. Los parámetros se definieron a partir de estudios previos y se ajustaron en función de las características edáficas de la zona de San Manuel.

El valor de $H_{\max}$, que representa la capacidad máxima de retención de agua en la capa superior del suelo, se estimó como el producto entre el coeficiente de ajuste de humedad CAD y el almacenamiento disponible del suelo AD, es decir:

$$H_{\max} = CAD \times AD = 0{,}92 \times 117{,}3 = 107{,}9 \text{ mm}$$

Por su parte, el volumen subterráneo inicial V_0 se fijó en 10 mm y luego se verificó que este valor permaneciera dentro del rango simulado a lo largo del período analizado. La humedad inicial del suelo H_0 se consideró como el 50 % de $H_{\max}$, valor comúnmente adoptado en simulaciones cuando no se dispone de mediciones directas, resultando en:

$$H_0 = 0{,}5 \times H_{\max} = 53{,}95 \text{ mm}$$

Tabla E.2.2: Parámetros del modelo de Témez utilizados.

Parámetro	**Descripción**	**Valor**
CAD	Coeficiente de ajuste de humedad	0,9
AD	Almacenamiento disponible del suelo (San Manuel) [mm]	117,3
$H_{\max}$	Capacidad máxima de retención de agua en el suelo [mm]	107,9
CPo	Coeficiente de precipitación efectiva	0,3
$I_{\max}$	Capacidad máxima de infiltración [mm/mes]	386,0
α	Coeficiente de decaimiento subterráneo [1/mes]	0,0775
V_0	Almacenamiento subterráneo inicial [mm]	10,0
H_0	Humedad inicial del suelo [mm]	53,9

A continuación, se incluye un esquema conceptual del modelo para ilustrar sus principales procesos y componentes:

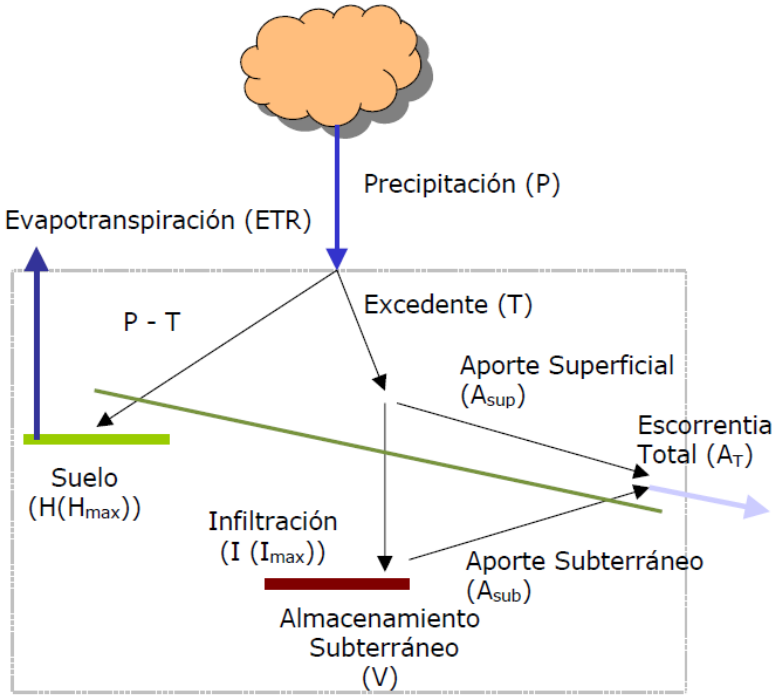


Figura E.2.1: Esquema conceptual del modelo de Témez. Fuente: adaptación propia en base a [116].

El modelo fue implementado en el programa Octave, utilizando datos mensuales de precipitación (P) y evapotranspiración potencial (ETP) estimada por el método de Penman para el período 1995-2024, correspondientes a la estación meteorológica de la EEMAC.

E.2.0.3. Volumen de demanda

El volumen de demanda corresponde exclusivamente al riego necesario para satisfacer los requerimientos hídricos de los cultivos establecidos bajo el esquema de rotaciones proyectado para el período de 5 años.

A efectos de simplificación del cálculo, y con el fin de ubicarse del lado de la seguridad en el balance hídrico del embalse, se asumirá que siempre que exista demanda hídrica potencial, se aplica riego. No obstante, en la práctica, la presencia de demanda no implica necesariamente que el riego deba ejecutarse, ya que la decisión depende del cultivo implantado y de su etapa fenológica [117, 118].

En este análisis no se incluyó una demanda ambiental, dado que según el artículo 5 del Decreto N°368 del 2018 [115], la obligación de respetar un caudal ambiental aplica únicamente a cursos o cuerpos de agua superficiales y permanentes. Dado que la cañada que abastece el tajamar no recibe aportes aguas arriba de ningún otro curso de agua, y considerando además que la profundidad hasta el nivel freático en la zona de aporte es elevada, lo cual impide un flujo base sostenido, se concluye que se trata de un curso intermitente.

E.3. Avenidas de máximas

En la presente sección, se realiza el cálculo de avenidas de máximas.

E.3.1. Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración de la cuenca, se adopta la formulación empírica de Rámser–Kirpich:

$$t_c = 0,4\,\frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \tag{E.4}$$

donde:

- t_c: tiempo de concentración (h),
- L: longitud del cauce principal (km),
- S: pendiente del cauce principal (%).

Los valores a considerar de longitud de cauce principal y pendientes del cauce principal, se describieron en la Tabla 5.2.11. El resultado sustituyendo dichos valores es: $t_c = 24{,}5$ min.

E.3.2. Método Racional

El método racional es utilizado para la determinación del caudal máximo en cuencas no aforadas. Su uso se recomienda para cuentas con período de retorno menores a 20 minutos. Este método supone que la lluvia tiene una intensidad constante y uniforme durante un tiempo igual o mayor al tiempo de concentración de la cuenca, de modo que toda el área contribuye simultáneamente al caudal de salida [160].

Las principales suposiciones supuestas para este método serán:

1. La intensidad de la lluvia es constante en el tiempo (durante toda la tormenta) y uniforme en toda la cuenca.
2. La tasa de escorrentía pico depende de la intensidad media de la lluvia durante el tiempo de concentración.
3. El tiempo de concentración corresponde al intervalo necesario para que la escorrentía fluya desde el punto más alejado de la cuenca hasta la salida.
4. Se asume que no existen almacenamientos temporales de agua dentro de la cuenca.

Matemáticamente, el método racional se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{\max} = \frac{C \times i \times A}{360} \tag{E.5}$$

donde:

- $Q_{\max}$ = caudal máximo de salida (m^3/s),
- C = coeficiente de escorrentía,
- i = intensidad media de la lluvia durante el tiempo de concentración (mm/h),
- A = área de la cuenca (ha).

El coeficiente de escorrentía (C) se define en función de las características superficiales de la cuenca, la pendiente media y el tiempo de retorno adoptado para el evento de diseño.

En este estudio se consideró un tiempo de retorno de $T_r = 100$ años, una cuenca clasificada como zona no desarrollada – pastizales, y una pendiente media del 1,1 % (Tabla 5.2.11). Bajo dichas consideraciones y en función de la Figura E.3.1, se adopta $C = 0{,}41$.

	Período de Retorno (años)						
Características de la superficie	**2**	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**	**500**
Areas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75 % del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Areas no desarrolladas							
Areas de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Figura E.3.1: Coeficientes de escorrentía en función del uso del suelo, pendiente y tiempo de retorno. Extraído de [160]

.

Restan definir dos parámetros para el cálculo de $Q_{\text{máx}}$: el área de cuenca A y la intensidad de lluvia i.

El área A se encuentra caracterizada en la Tabla 5.2.11. La intensidad, se obtiene a partir de la precipitación de diseño para el período de retorno adoptado y una duración igual al tiempo de concentración. Dicha precipitación $P_{(d,T_R,p)}$ se calcula como:

$$P_{(d,T_r,p)} = P_{(3,10,p)}\, CT_{(T_R)}\, CD_{(d)}\, CA_{(A_c,d)} \tag{E.6}$$

donde $P_{(3,10,p)}$ corresponde a la precipitación base de 3 horas y 10 años de período de retorno en el punto de estudio. Para la ubicación de la EEMAC en el departamento de Paysandú, se obtuvo un valor de 89, según la Figura E.3.2.

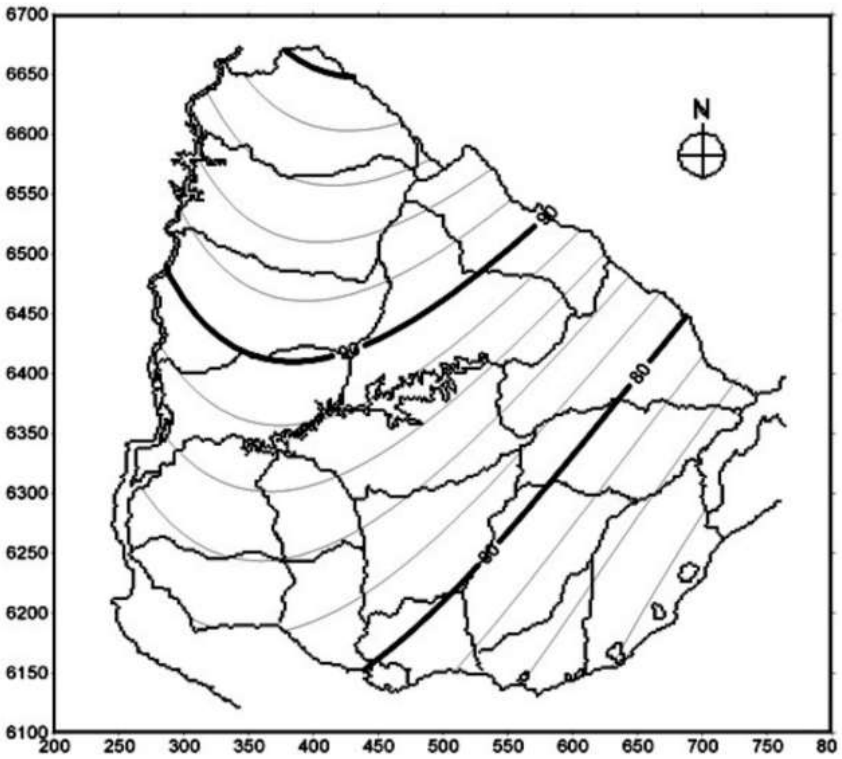


Figura E.3.2: Isoyetas de precipitaciones extremas para Uruguay asociadas a una duración de 3 horas y 10 años de período de retorno.Extraído de [160].

Los coeficientes se obtienen a partir de las siguientes expresiones empíricas:

$$CT_{(T_R)} = 0{,}5786 - 0{,}4312 \log\left[\ln\left(\frac{T_r}{T_r - 1}\right)\right] \tag{E.7}$$

$$CD_{(d)} = \begin{cases} \dfrac{0{,}6208\, d}{\left(d + 0{,}0137\right)^{0{,}5639}}, & \text{para } d < 3\,\text{h}, \\ \dfrac{1{,}0287\, d}{\left(d + 1{,}0293\right)^{0{,}8083}}, & \text{para } d > 3\,\text{h}. \end{cases} \tag{E.8}$$

$$CA_{(A_c,d)} = 1{,}0 - 0{,}3549\, d^{-0{,}4272}\left(1{,}0 - e^{-0{,}00015A}\right) \tag{E.9}$$

Con la precipitación $P_{(d,T_R,p)}$ determinada, la intensidad promedio se calcula dividiendo la precipitación entre la duración del evento, que para el método Racional, se considera igual al tiempo de concentración:

$$i = \frac{P_{(d,T_r,p)}}{d} \tag{E.10}$$

El valor obtenido de i, junto con el coeficiente de escorrentía C y el área de la cuenca A, permite finalmente estimar el caudal máximo de escorrentía mediante la Ecuación E.5. El resultado fue de 3,5 m3/s.

Debido a que fue necesario contar con el hidrograma del método Racional, para realizar en una instancia posterior el análisis de la laminación del embalse, se obtiene el hidrograma del evento como un hidrograma

unitario triangular. Para ello, se fija el caudal pico igual al estimado con el método racional, $Q_p = Q_{\text{máx}}$, y se calculan los tiempos característicos como:

$$T_p = \frac{t_R}{2} + 0{,}6\, t_c, \qquad t_b = 2{,}67\, T_p. \tag{E.11}$$

El tiempo de respuesta t_R en la cuenca se considera cono el tiempo de concentración de la cuenca.

A partir de los valores de Q_p, T_p y t_b se definieron las rectas que permiten construir el hidrograma mediante la ecuación $q = a\, t + b$. En la Tabla E.3.1 se presentan los coeficientes empleados para cada tramo, quedando así definido el hidrograma, ilustrado en Figura E.3.3.

Tabla E.3.1: Coeficientes para la construcción del hidrograma.

Condición	a	b
$t < T_p$	7,7	0,0
$t \geq T_p$	-4,6	5,6

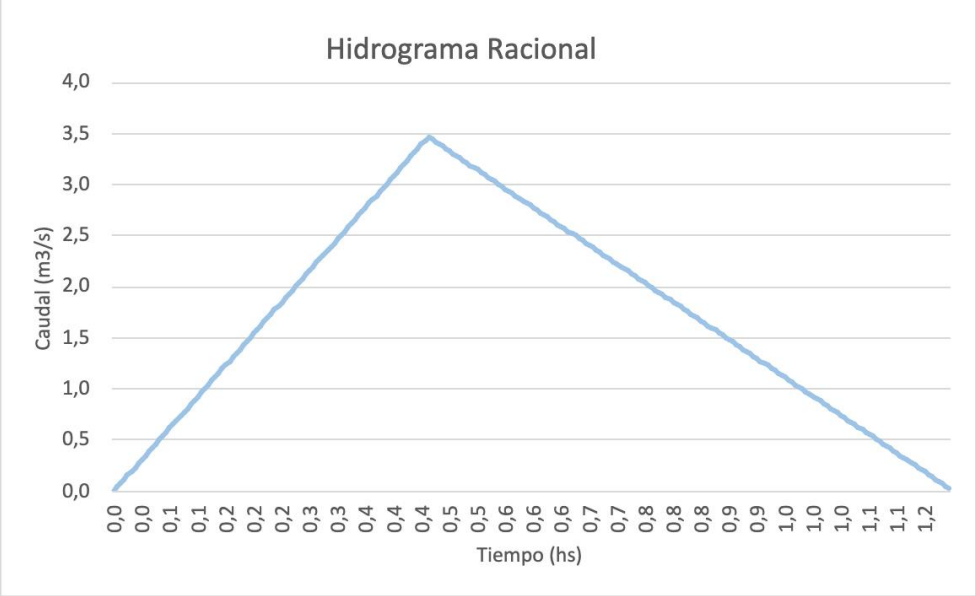


Figura E.3.3: Hidrograma de avenida de proyecto del método Racional para represa proyectada (Tr = 100).

E.3.3. Método NRCS

Se construyó el hidrograma de caudal asociado a una tormenta extrema utilizando la metodología del Natural Resources Conservation Service (NRCS), adoptada como referencia para eventos de diseño.

Este enfoque, desarrollado para estimar el volumen de escurrimiento asociado a eventos extremos y el hidrograma de crecida en pequeñas cuencas no aforadas [160], se implementa en tres etapas para los cálculos:

- Tormenta de diseño,
- Precipitación efectiva,

- Hidrograma unitario.

El método determina la precipitación máxima en intervalos sucesivos de duración D dentro de una duración total $T_d = nD$. Fijado el período de retorno, las precipitaciones máximas para cada duración se obtienen de las Curvas IDF. Los incrementos entre duraciones consecutivas se ordenan temporalmente mediante el *bloque alterno*, ubicando el mayor en el centro del hietograma y disponiendo los restantes en orden descendente, alternando a izquierda y derecha.

La duración de la tormenta de diseño se toma aproximadamente igual al doble del tiempo de concentración de la cuenca. En esta aplicación se discretizó en 12 intervalos de ancho:

$$D = \frac{t_c}{7}.$$

Para la tormenta de diseño correspondiente a un período de retorno de 100 años, se aplicó la misma metodología utilizada previamente para determinar la precipitación de diseño $P_{(d,T_R,p)}$, comentada en el método Racional. En este caso, se adoptaron los siguientes valores de entrada:

$$t_c = 0,4 \text{ h}, \qquad A = 0,2 \text{ km}^2.$$

Con estos parámetros se construyó la tormenta de diseño; los resultados se presentan en la Tabla E.3.2.

Tabla E.3.2: Resultados de la tormenta de diseño para $T_R = 100$ años.

#	D (h)	$CT(T_R)$	$CD(d)$	$CA(A,d)$	$P(3,10,p)$ (mm)	$P(t_c,T_R,p)$ (mm)	Incremento (mm)	Tormenta (mm)
1	0,1	1,4	0,2	1,0	89,0	20,2	20,2	2,5
2	0,1	1,4	0,2	1,0	89,0	28,9	8,7	2,8
3	0,2	1,4	0,3	1,0	89,0	35,2	6,3	3,3
4	0,2	1,4	0,3	1,0	89,0	40,4	5,1	3,9
5	0,3	1,4	0,4	1,0	89,0	44,8	4,4	5,1
6	0,3	1,4	0,4	1,0	89,0	48,7	3,9	8,7
7	0,4	1,4	0,4	1,0	89,0	52,2	3,5	20,2
8	0,5	1,4	0,4	1,0	89,0	55,5	3,3	6,3
9	0,5	1,4	0,5	1,0	89,0	58,5	3,0	4,4
10	0,6	1,4	0,5	1,0	89,0	61,4	2,8	3,5
11	0,6	1,4	0,5	1,0	89,0	64,1	2,7	3,0
12	0,7	1,4	0,5	1,0	89,0	66,6	2,5	2,7

En la Tabla E.3.2, la columna de Incremento corresponde a la diferencia entre los valores acumulados de precipitación máxima para intervalos sucesivos, es decir, $P_{i+1} - P_i$. Estos incrementos representan la cantidad de lluvia asociada a cada intervalo de duración D. Posteriormente, los incrementos se reordenan de acuerdo con el método del bloque alterno.

La precipitación efectiva que será la parte de la precipitación que escurrirá, se calculó con el Número de Curva (CN) del NRCS. Se consideró un almacenamiento inicial I_a y un almacenamiento máximo S dados por:

$$I_a = 0{,}2\,S, \tag{E.12}$$

$$S\ (\text{mm}) = 25{,}4\left(\frac{1000}{NC} - 10\right), \tag{E.13}$$

$$P_e = \begin{cases} 0 & P \leq I_a, \\ \dfrac{(P - I_a)^2}{P - I_a + 0{,}8\,S} & P > I_a. \end{cases} \tag{E.14}$$

El número de curva (NC) es un valor adimensional y tabulado que depende del grupo hidrológico del suelo. Según la caracterización presentada en la sección Figura 4.1.5, el suelo identificado corresponde a la unidad San Manuel, clasificada dentro del grupo hidrológico C. Considerando una condición hidrológica buena, debido al manejo en curvas de nivel, se adopta un valor de NC igual a 70 [160].

A partir de estos valores, se determinó la precipitación efectiva, asegurando que se cumpla una infiltración mínima de 1,2 mm/h de acuerdo con las características del suelo. Los resultados se muestran en la Tabla E.3.3 y en la Figura E.3.4.

Tabla E.3.3: Tormenta de diseño: acumulados, precipitación efectiva y déficit.

Tormenta (mm)	P acumulada (mm)	Pef. acumulada (mm)	Precipitación efectiva (mm)	Déficit (mm)
2,5	2,5	0,0	0,0	2,5
2,8	5,4	0,0	0,0	2,8
3,3	8,6	0,0	0,0	3,3
3,9	12,6	0,0	0,0	3,9
5,1	17,7	0,0	0,0	5,1
8,7	26,4	0,2	0,2	8,5
20,2	46,6	4,6	4,4	15,8
6,3	52,9	6,9	2,3	4,0
4,4	57,3	8,8	1,8	2,6
3,5	60,9	10,3	1,6	2,0
3,0	63,9	11,8	1,4	1,6
2,7	66,6	13,1	1,3	1,4

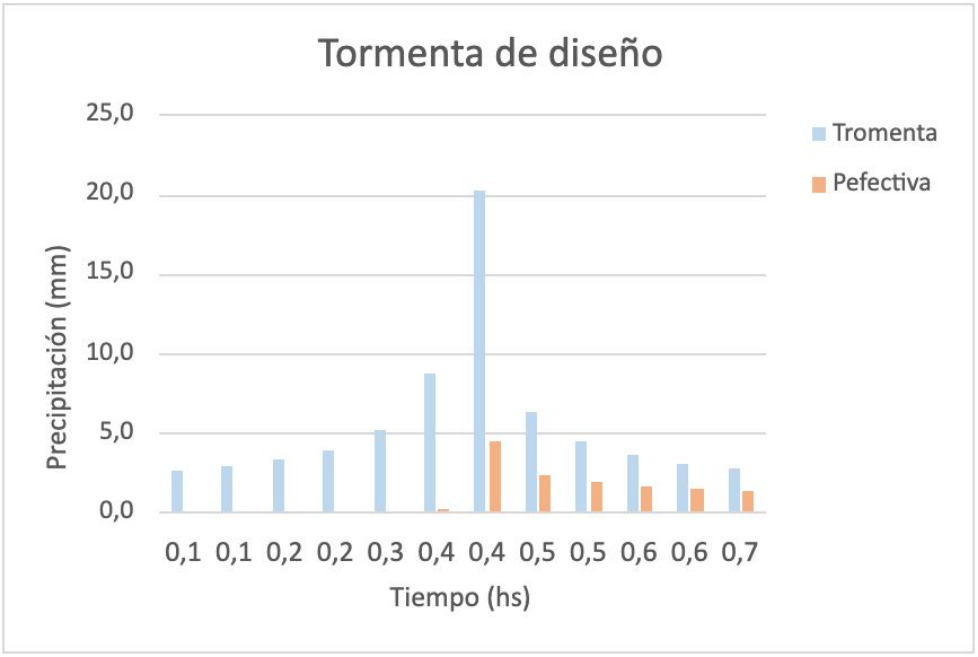


Figura E.3.4: Precipitación efectiva y tormenta de diseño para represa proyectada (Tr = 100).

Por último, se generó el hidrograma unitario triangular del NRCS. Los parámetros se calcularon como:

$$T_p = \frac{t_R}{2} + 0{,}6\, t_c, \qquad t_b = 2{,}667\, T_p, \qquad q_p = 2{,}08\, \frac{A}{t_R},$$

donde T_p es el tiempo al pico, t_b el tiempo base, t_R el intervalo de la lluvia efectiva y A el área de la cuenca. En la Tabla E.3.4 se presentan los coeficientes empleados para la construcción del hidrograma unitario.

Tabla E.3.4: Coeficientes para la construcción del hidrograma unitario.

Condición	a	b
$t < T_p$	0,7	0,0
$t \geq T_p$	-0,4	0,3

Con la tormenta de diseño, la precipitación efectiva y el hidrograma unitario se obtuvo el hidrograma de avenida. Bajo los principios de linealidad y superposición, se multiplica el hidrograma unitario por cada incremento de escurrimiento y posteriormente se suman los hidrogramas resultantes, aplicando los desfases temporales correspondientes con una discretización de $D/2$. En la Figura E.3.5 y se presentan, respectivamente, el hidrograma unitario de la tormenta y el hidrograma de avenida.

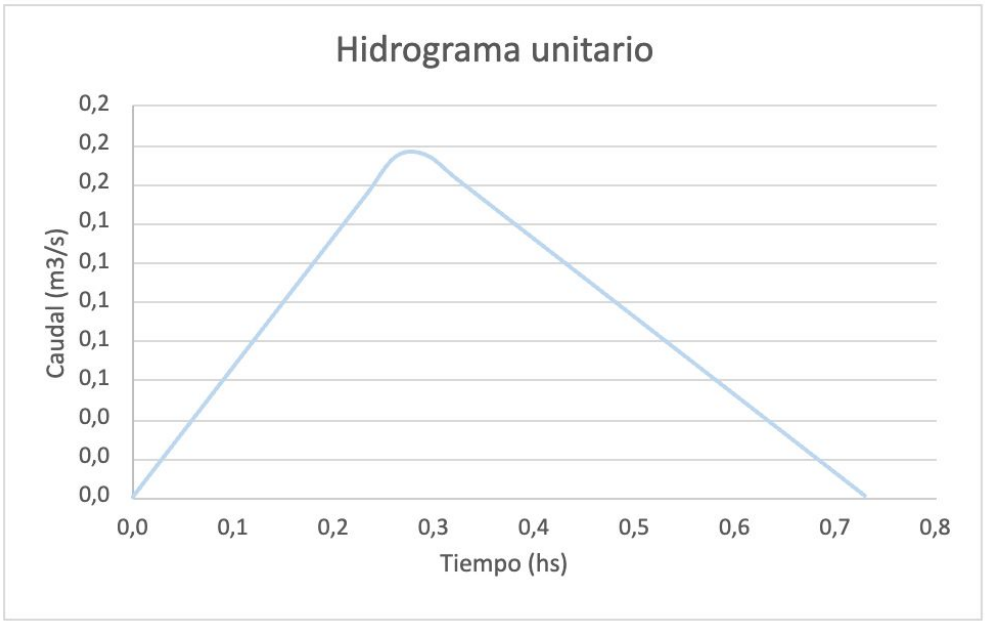


Figura E.3.5: Hidrograma unitario para represa proyectada (Tr = 100).

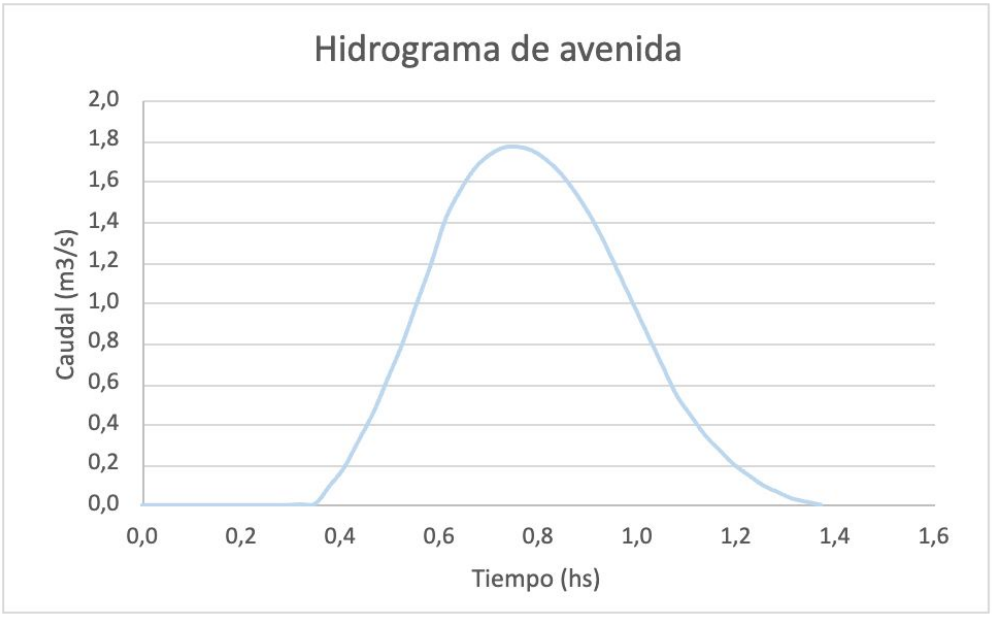


Figura E.3.6: Hidrograma de avenida para represa proyectada (Tr = 100).

En conclusión, el caudal máximo obtenido mediante el método NRCS para un período de retorno de 100 años fue de 1,8 m^3/s.

E.3.4. Sifón invertido

El diseño del sifón invertido que se colocará entre ambos tajamares se llevó a cabo siguiendo los lineamientos establecidos en [125].

El límite de cotas que puede salvar el sifón viene determinado por la presión en el punto más alto, que en el caso extremo es de -10 m.c.a., correspondiente al vacío absoluto. Sin embargo, en la práctica se adopta un valor límite de aproximadamente -7 m.c.a., del lado de la seguridad, para evitar la cavitación que podría interrumpir la continuidad del flujo.

Se considera el sifón instalado entre los tajamares, de acuerdo con el esquema presentado en la lámina RIEG-03 (Apéndice J). El objetivo es determinar el diámetro necesario de la conducción y verificar que el sistema funcione sin riesgo de cavitación en el punto más alto del trazado.

Datos de partida

- Caudal de diseño: $Q = 10,8$ m^3/h $= 0{,}003$ m^3/s
- Diferencia piezométrica mínima: $\Delta H = 0{,}43$ m
- Factor de fricción inicial: $f = 0{,}015$

La menor diferencia de altura se da desde la cota 42,15 y 41,72.

Para la verificación, se despreciaron las pérdidas localizadas (en la entrada, salida y codos), aplicando únicamente la ecuación de Darcy–Weisbach para las pérdidas por fricción:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \tag{E.15}$$

Siendo:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \tag{E.16}$$

Sustituyendo en la ecuación de Darcy–Weisbach, se obtiene:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{1}{2g} \left(\frac{4Q}{\pi D^2} \right)^2 \tag{E.17}$$

o bien:

$$h_f = \frac{8 f L Q^2}{\pi^2 g D^5} \tag{E.18}$$

Como $\Delta H = h_f$ en el caso de menor energía, el diámetro del sifón se despeja como:

$$D = \left(\frac{8 f L Q^2}{\pi^2 g \Delta H} \right)^{1/5} \tag{E.19}$$

Reemplazando los valores:

$$f = 0{,}015, \quad L = 50 \text{ m}, \quad Q = 0{,}003 \text{ m}^3/\text{s}, \quad \Delta H = 0{,}43 \text{ m}$$

Se obtiene:

$$D = 66 \text{ mm}$$

Por disponibilidad en el mercado, se selecciona una tubería de diámetro nominal $3''$, cuyo diámetro interno es $D = 76$ mm. Sustituyendo este valor en la ecuación de Darcy–Weisbach, se recalcula el caudal resultante y se verifica mediante iteración el valor de f en función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del material.

$$Q = \sqrt{\frac{D^5 \pi^2 g \Delta H}{8 f L}} = 0{,}0042 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se determina el número de Reynolds:

$$Re = \frac{vD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu} = 7036$$

y la rugosidad relativa:

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0{,}01}{76} = 1{,}3 \times 10^{-4} \tag{E.20}$$

Usando el ábaco de Moody para material tipo *rubber* se obtiene un nuevo valor $f = 0{,}020$, que iguala el caudal calculado, deteniendo la iteración.

Verificación de la cavitación en el punto B

El punto más alto del sifón (punto B) está a cota 46,50 m donde la presión es mínima. Se verifica que la presión absoluta no descienda por debajo de la presión -7 m.c.a.

La ecuación de energía entre la toma (punto A) y el punto alto (punto B) es:

$$H_B = H_A - h_f \tag{E.21}$$

La longitud considerada entre ambos puntos es de $L = 18$ m. Entonces, la pérdida de carga queda:

$$h_f = 0{,}35 m.c.a$$

Por lo tanto:

$$H_B = H_A - 0{,}35 = 41{,}8 \text{ m.c.a.} \tag{E.22}$$

La energía total en el punto B se compone de tres términos:

$$H_B = z_B + \frac{p_B}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \tag{E.23}$$

Despejando la presión relativa:

$$\frac{p_B}{\gamma} = H_B - z_B - \frac{v^2}{2g} \tag{E.24}$$

Reemplazando:

$$H_B = 41{,}80 \quad z_B = 46{,}50 \text{ m} \quad \frac{v^2}{2g} = 17{,}10 \times 10^{-4}$$

Se obtiene:

$$\frac{p_B}{\gamma} = -4{,}70 \text{ m.c.a.}$$

Como este valor es mayor que -7 m.c.a., se concluye que el sifón no cavita y el funcionamiento es seguro.

E.4. Diseño de la represa

E.4.1. Diseño de aliviadero

Para el diseño del aliviadero, fue necesario evaluar como se comportará el nuevo embalse ante las avenidas de máximas. Para eso, se analizó que en el caso de que se de una avenida de máxima, el aliviadero debe ser capaz de laminar un porcentaje del caudal pico que ingresa al embalse debido a esta tormenta.

En este caso, se está trabajando con un sistema de dos embalses en serie. Por esta razón, El hidrograma de ingreso a la nueva represa se obtiene como la combinación del hidrograma generado en su cuenca para una tormenta de diseño con período de retorno de 100 años, presentado en la Subsección 5.1.3 y del hidrograma de salida, previamente laminado, correspondiente al tajamar existente bajo la misma condición de precipitación extrema. Este último hidrograma se muestra en la Sección 5.2.5.3.3.

El procedimiento consistió en evaluar el comportamiento de la laminación mediante el método de piscina nivelada para diferentes anchos de vertedero.

E.4.1.1. Laminación

El ingreso y la salida de agua en un embalse se puede modelar a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t) \tag{E.25}$$

donde:

- $I(t)$: caudal de entrada al embalse.
- $Q(t)$: caudal de salida del embalse.
- $S(t)$: volumen almacenado en el embalse.

El hidrograma de entrada, $I(t)$, se determina como la suma de los hidrogramas previamente definidos. En cambio, las restantes variables de la Ecuación E.25 se consideran incógnitas del problema. En consecuencia, se dispone de una sola ecuación para dos incógnitas, lo que configura un sistema indeterminado.

Para resolver este problema se precisará una nueva ecuación que relacione las variables. Para relacionar el nivel del embalse con el caudal de salida, se considera que se conserva la energía entre la salida del embalse y el ingreso del canal aliviadero. La ecuación Ecuación E.26 representa este comportamiento:

$$E = y_v + \frac{v^2}{2g} \tag{E.26}$$

Donde:

- E: nivel estático aguas arriba a la entrada del canal vertedero, que se asumirá como el nivel del embalse por sobre la cota de vertido.

- y_v: tirante de agua inmediatamente luego de la entrada al canal aliviadero.
- v: velocidad inmediatamente luego de la entrada al canal aliviadero.

Luego se debe suponer una ley de vertido para relacionar y_v con v. Para esto, se parte de la ecuación de Manning, suponiendo que el radio hidráulico es similar al tirante, debido a que en el canal donde se alcanza el régimen normal, el ancho es tirante y los taludes tienen pendiente baja:

$$v = \frac{R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} = \frac{y_n^{2/3} S^{1/2}}{n} \tag{15-30}$$

Donde:

- R_h: radio hidráulico.
- S_0: pendiente del canal.
- y_n: tirante normal inmediatamente luego de la entrada al canal vertedero.
- n: número de Manning.

La esquematización del problema se presenta en la Figura E.4.1:

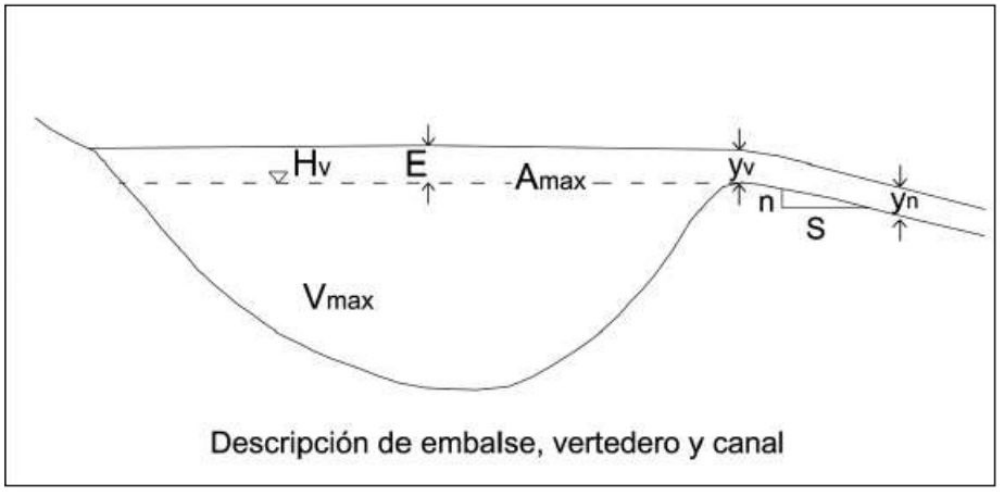


Figura E.4.1: Esquema del problema planteado. Extraído de [153].

Se asume que el canal opera bajo un régimen subcrítico, con el objetivo de mantener velocidades bajas que eviten procesos erosivos. Las pendientes naturales del terreno en el sector considerado para el diseño del canal varían entre 1,5 % y 2,0 %. En consecuencia, para el cálculo se adopta una pendiente de 2 % y, dado que el flujo se supone subcrítico, se considera que la descarga hacia el canal se produce con el tirante normal, es decir:

$$y_v = y_n$$

Bajo esta hipótesis, y considerando para el canal de descarga la pendiente mencionada y un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,035, es posible, conociendo la geometría del embalse, determinar para cada caudal de salida —dependiente del tirante en la entrada del aliviadero y_n— la correspondiente sobrelevación de la energía específica E en el embalse.

El vertedero del embalse se diseñó a la cota 42,0 m. Se adoptó una discretización de 10 cm en las curvas de nivel inmediatas (42,1 m, 42,2 m, 42,3 m y 42,4 m). Para cada cota se reportan, bajo la hipótesis de flujo uniforme a la entrada del canal, el tirante, la velocidad y el caudal, junto con la sobrelevación de energía específica E, el volumen del embalse (a partir de las curvas HAV) y el término $\frac{2V}{\Delta t} + Q_{\text{sal}}$ (m^3/s), que se aproxima como lineal respecto del caudal de salida en el canal y será necesario para la aplicación del método de piscina nivelada. Los resultados se presentan para los siguientes anchos de aliviadero B: 10 m, 15 m, 20 m, 25 m y 30 m.

Para verificar que efectivamente se cumple un régimen subcrítico, se evaluará el parámetro K según el criterio propuesto en [153]:

$$K = \left(\frac{S}{n^2}\right)^{1/2} \left(\frac{2}{3}E\right)^{1/6} \frac{1}{g^{1/2}} < 1$$

donde S es la pendiente del canal, n el coeficiente de rugosidad de Manning, E la energía específica y g la aceleración de la gravedad. El cumplimiento de la condición $K < 1$ garantiza que el flujo se mantiene en régimen subcrítico.

Tabla E.4.1: Ley de vertido para aliviadero con $B = 10\,\text{m}$.

$y_n = y_v$ (m)	R_h (m)	v_n (m/s)	y_E (m)	Q (m^3/s)	K	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_{\text{sal}}$ (m^3/s)
0,08	0,07	0,71	0,10	0,54	0,82	22388,54
0,14	0,14	1,07	0,20	1,53	0,92	23238,75
0,21	0,20	1,36	0,30	2,90	0,99	24105,00
0,27	0,25	1,60	0,40	4,47	1,00	24989,22

Tabla E.4.2: Ley de vertido para aliviadero con $B = 15\,\text{m}$.

$y_n = y_v$ (m)	R_h (m)	v_n (m/s)	y_E (m)	Q (m^3/s)	K	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_{\text{sal}}$ (m^3/s)
0,10	0,10	0,70	0,10	0,82	0,82	21554,54
0,10	0,10	1,10	0,20	2,30	0,92	22388,02
0,20	0,20	1,40	0,30	4,30	0,99	23238,76
0,30	0,30	1,60	0,40	6,70	1,00	24106,66

Tabla E.4.3: Ley de vertido para aliviadero con $B = 20\,\text{m}$.

$y_n = y_v$ (m)	R_h (m)	v_n (m/s)	y_E (m)	Q (m^3/s)	K	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_{\text{sal}}$ (m^3/s)
0,10	0,10	0,70	0,10	1,10	0,82	21554,54
0,10	0,10	1,10	0,20	3,10	0,92	22388,29
0,20	0,20	1,40	0,30	5,80	0,99	23239,52
0,30	0,30	1,60	0,40	8,90	1,00	24108,10

Tabla E.4.4: Ley de vertido para aliviadero con $B = 25\,\text{m}$.

$y_n = y_v$ (m)	R_h (m)	v_n (m/s)	y_E (m)	Q (m^3/s)	K	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_{\text{sal}}$ (m^3/s)
0,10	0,10	0,70	0,10	1,30	0,82	21554,54
0,10	0,10	1,10	0,20	3,80	0,92	22388,56
0,20	0,20	1,40	0,30	7,20	0,99	23240,29
0,30	0,30	1,60	0,40	11,10	1,00	24109,54

Tabla E.4.5: Ley de vertido para aliviadero con $B = 30\,\text{m}$.

$y_n = y_v$ (m)	R_h (m)	v_n (m/s)	y_E (m)	Q (m^3/s)	K	$\frac{2V}{\Delta t} + Q_{\text{sal}}$ (m^3/s)
0,10	0,10	0,70	0,10	1,60	0,82	21554,54
0,10	0,10	1,10	0,20	4,60	0,92	22388,83
0,20	0,20	1,40	0,30	8,70	0,99	23241,05
0,30	0,30	1,60	0,40	13,30	1,00	24110,98

Según los valores obtenidos en las tablas, para un nivel en el embalse de $y_E = 0{,}40$ m, que produce un tirante de 0,30 m al inicio del canal de descarga, el valor de K resulta igual a 1. Esto corresponde a un flujo crítico, por lo que no es válido suponer que el canal descarga con tirante normal.

De acuerdo con el procedimiento descrito en [154], a partir de la ley de vertido y del balance de masas se puede determinar el volumen de almacenamiento del embalse, $S(t)$, y el caudal de salida, $Q(t)$, para cada paso de tiempo.

Integrando en el tiempo y aplicando una discretización temporal, la ecuación de continuidad se expresa como:

$$\int_j^{j+1} dS = \int_j^{j+1} I(t)\,dt - \int_j^{j+1} Q(t)\,dt \tag{E.27}$$

Al discretizar la ecuación de continuidad, se obtiene:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_{j+1} + I_j}{2}\,\Delta t - \frac{Q_{j+1} - Q_j}{2}\,\Delta t \tag{E.28}$$

Reordenando los términos se obtiene:

$$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} = I_j + I_{j+1} + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j\right)$$

Durante el tránsito del flujo a lo largo del intervalo de tiempo j, los términos del lado derecho de la ecuación son conocidos, por lo que el valor de $\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$ puede calcularse. El caudal de salida Q_{j+1} se obtiene a partir de la curva de descarga Q_{sal} en función de la variable $\frac{2V}{\Delta t + Q_{\text{sal}}}$, mediante interpolación lineal entre los valores tabulados.

Este procedimiento permite organizar los resultados de manera que, para cada paso de tiempo, conociendo el hidrograma de entrada y el almacenamiento previo, se puede estimar el nuevo volumen almacenado y el caudal de salida, aplicando así el método de la piscina nivelada:

$$\left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j\right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right) - 2Q_{j+1} \tag{E.29}$$

Este procedimiento se repite para los sucesivos intervalos de tránsito, obteniéndose así los hidrogramas de salida laminados de la Figura E.4.2.

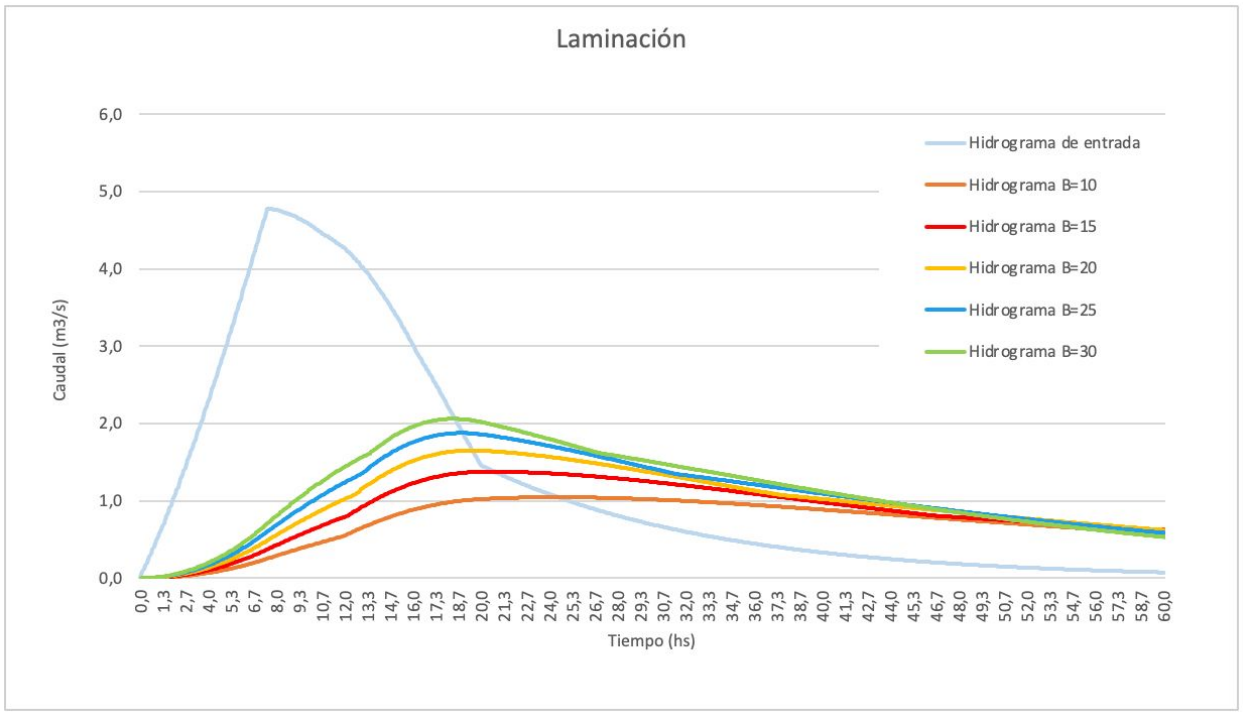


Figura E.4.2: Comparación de hidrograma de entrada al embalse con los hidrogramas de salida laminados, generados para diferentes anchos del vertedero.

E.4.2. Cota de coronamiento

La cota de coronamiento (CC) se obtiene a partir de la cota de vertido (CV), la sobrelevación máxima por tránsito de avenidas ($y_{\text{máx}}$) y un resguardo total (R_T) que contempla oleaje en el embalse y un coeficiente de seguridad según la altura de la represa.

La cota de vertido de la represa fue definida en la Sección 5.2.5.3.4, con un valor CV = 42,0 m. Por otra parte, el Fetch (F), se obtuvo midiendo perpendicular al eje del embalse, la mayor longitud del lago generado a la cota de vertido. Este valor resultó de $F = 0{,}49$ km.

En primera instancia, con el Fetch se estima la altura de ola significativa h_0 mediante la formulación:

$$h_0 \;=\; 0{,}75 \;+\; 0{,}34\,F^{1/2} \;-\; 0{,}26\,F^{1/4}. \tag{E.30}$$

Para $F = 0{,}49$ se obtiene $h_0 = 0{,}62\ m$.

Luego, se adopta la velocidad de viento de diseño v en función de h_0:

$$v \;=\; 1{,}52 \;+\; 2\,h_0. \tag{E.31}$$

Sustituyendo $h_0 = 0{,}62$ m:

$$v = 1{,}52 \;+\; 2\,(0{,}62) = 2{,}75 \text{ m/s}.$$

Con h_0 y v, el resguardo por oleaje R_{u1} resulta:

$$R_{u1} \;=\; 0{,}75\, h_0 \;+\; \frac{v^2}{2g}. \tag{E.32}$$

Evaluando con $h_0 = 0{,}62$, $v = 2{,}75$ y $g = 9{,}81$:

$$R_{u1} = 0{,}85 \text{ m}. \tag{E.33}$$

El resguardo constructivo R_{u2} se fija como porcentaje de la altura de presa:

$$R_{u2} \;=\; 0{,}03\, H. \tag{E.34}$$

La altura de la presa se define para este cálculo como la altura hasta la cota de vertido, mas la altura dada por R_{u1}. Este valor es de $H = 6{,}48$ m y sustituyéndolo en la Ecuación E.34 se tiene:

$$R_{u2} = 0{,}19 \text{ m}. \tag{E.35}$$

El resguardo total se obtiene sumando ambos componentes:

$$R_T \;=\; R_{u1} \;+\; R_{u2}. \tag{E.36}$$

Con los valores calculados:

$$R_T = 0{,}85 \;+\; 0{,}19 = 1{,}04 \text{ m}.$$

La sobrelevación máxima para un ancho de vertedero de 10 metros es de 0,15 m. Sustituyendo dicho valor en la Ecuación E.37, se obtiene la altura de coronamiento h_{cor}:

$$h_{\text{cor}} \;=\; R_T \;+\; y_{\text{máx}}. \tag{E.37}$$

Con $R_T = 1{,}04$ m y $y_{\text{máx}} = 0{,}13$ m:

$$h_{\text{cor}} = 1{,}04 \;+\; 0{,}15 = 1{,}19 \text{ m}$$

Se adoptará un valor de $1,2$ m para facilidad constructiva.

Finalmente, la cota de coronamiento se determina sumando a la cota de vertido la altura adicional:

$$\text{CC} \;=\; \text{CV} \;+\; h_{\text{cor}}. \tag{E.38}$$

Para CV = 42,0 m y $h_{\text{cor}} = 1{,}20$ m:

$$\text{CC} = 42{,}0 \;+\; 1{,}20 = 43{,}2 \text{ m}.$$

E.4.3. Movimiento de suelo

Se cuantificaron los volúmenes correspondientes a las etapas de descubierta, dentellón y terraplén a límite, a partir de las cotas del terreno natural y de proyecto.

La descubierta comprende la remoción de la capa vegetal superficial del área de implantación del terraplén, estimada con un espesor promedio de 0,40 m. Este volumen se calcula en función del área total de intervención y el espesor retirado:

$$V_D = A_D \times t_D \tag{E.39}$$

donde A_D es el área (m^2) y t_D el espesor del suelo retirado (m).

El dentellón corresponde al volumen de la llave perimetral o zanja de anclaje ejecutada en el terreno y se obtiene mediante:

$$V_{De} = L_{De} \times b_{De} \times h_{De}$$

donde L_{De} es la longitud (m), b_{De} el ancho (m) y h_{De} la profundidad (m). La geometría del dentellón se definió de acuerdo con las recomendaciones constructivas para taludes en materiales sueltos y con las dimensiones representadas en los planos de proyecto.

El terraplén a límite se determinó por diferencia de cotas entre el terreno natural y la superficie de proyecto, utilizando el método de áreas medias:

$$V_T = \sum_i \frac{A_i + A_{i+1}}{2} \times \Delta x_i$$

La sección transversal del terraplén fue definida con un ancho de coronamiento de 4,5 m y taludes en equilibrio estático para el tipo de suelo existente. El volumen calculado se corrigió considerando un esponjamiento del 4 %

$$V_{T,\text{ajustado}} = V_T \times (1 + 0{,}04)$$

El volumen total de movimiento de suelos resulta de la suma de los tres componentes:

$$V_{\text{TOTAL}} = V_D + V_{De} + V_T$$

En la Tabla E.4.6 y en la Tabla E.4.7 se presentan los volúmenes de movimiento de suelo estimados para las alternativas 3 y 4, respectivamente.

Tabla E.4.6: Resumen de volúmenes de movimiento de suelos para la alternativa 3.

Concepto	Volumen (m^3)
Descubierta	2.669
Dentellón	592
Terraplén a límite	21.090
Total movimiento de suelos	24.351

Tabla E.4.7: Resumen de volúmenes de movimiento de suelos para la alternativa 4.

Concepto	Volumen (m^3)
Descubierta	2.966
Dentellón	667
Terraplén a límite	24.068
Total movimiento de suelos	45.940

E.5. Línea de impulsión

E.5.1. Diseño hidráulico

Escenario 1

Para diseñar la línea de impulsión se considera el esquema presentado en la Figura E.5.1. A partir de esta conceptualización planimétrica, se comienza con un proceso iterativo en búsqueda de la resolución del sistema hidráulico.

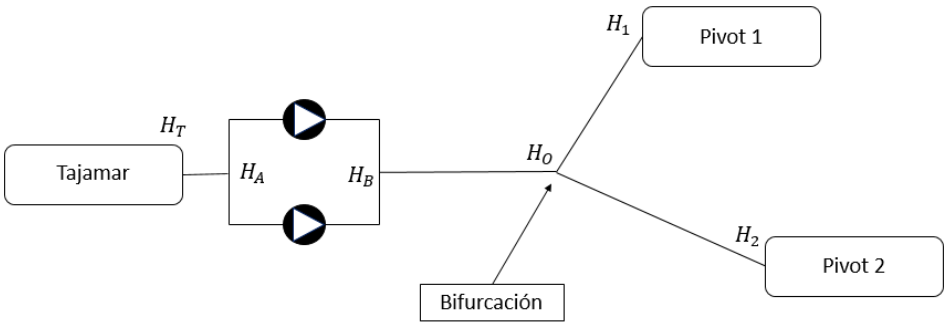


Figura E.5.1: Esquema de la línea de impulsión de riego

En primer lugar, se define un diámetro para la bifurcación que se dirige al pivote chico (P01). Luego, se elige un caudal convenientemente con el cual se iterará posteriormente (Q_1). En función del caudal, las características de la tubería y la condición energética aguas abajo (carga necesaria en el P01, H_1), se halla la carga en el punto de bifurcación de la tubería principal (Ho) como se muestra en la Ecuación E.40, donde K_1 es el coeficiente de perdida de carga global del tramo.

$$H_o = H_1 + K_1 Q_1^2 \tag{E.40}$$

En segundo lugar, se define el diámetro para la otra bifurcación pero esta vez se busca el caudal que genere una pérdida de carga tal que vaya de la carga hallada previamente en el punto de bifurcación (H_o) hasta la carga que se necesita en el pivote grande H_2. Esta condición es representada matemáticamente como se muestra en la Ecuación E.41.

$$H_1 + K_1 Q_1^2 = H_2 + K_2 Q_2^2 \tag{E.41}$$

A partir de los caudales considerados para las tuberías secundarias, se obtiene el caudal que circula por la tubería principal (Q_o), sumando ambos valores. Esto se traduce a la Ecuación E.42.

$$Q_o = Q_1 + Q_2 \tag{E.42}$$

Finalmente, se considera la función de la curva de la bomba utilizada para el caso, que se puede expresar como se ve en la Ecuación E.43, y se calcula el caudal que es bombeado por la bifurcación que se dirige al P01 despejando este de la Ecuación E.44. En caso de que este valor sea igual al supuesto inicialmente, el sistema quedará resulto. De lo contrario, se debe iterar hasta alcanzar que se verifique esta condición. Cabe aclarar que se desprecian las pérdidas de carga entre la represa y la bomba.

$$H_{Bomba} = AQ^2 + BQ + C \tag{E.43}$$

$$H_T + (AQ^2 + BQ + C) - K_o Q_o^2 = H_o = H_1 + K_1 Q_1^2 \tag{E.44}$$

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla E.5.1.

Tabla E.5.1: Resultados de la resolución de la línea de impulsión.

Parámetro	**Valor**	**Parámetro**	**Valor**	**Parámetro**	**Valor**	**Parámetro**	**Valor**
Q_o	236 m^3/h	H_1	63.6 m	v_1	2.6 m/s	D_2	225 mm
Q_1	90 m^3/h	H_2	69.2 m	v_2	1.3 m/s	K_o	2382
Q_2	146 m^3/h	H_T	37 m	D_o	250 mm	K_1	16070
H_o	73.6 m	v_o	1.7 m/s	D_1	125 mm	K_2	2053

Si bien esta resolución define el sistema de impulsión del agua desde el tajamar hacia los pivotes y describe su funcionamiento, es necesario verificar las condiciones de operación en los escenarios en que solo funciona un pivote.

Escenario 2

En el segundo escenario se plantea la impulsión de agua únicamente hacia el P01 utilizando solo una bomba, esto se puede representar de forma esquemática como se ve en la Figura E.5.2.

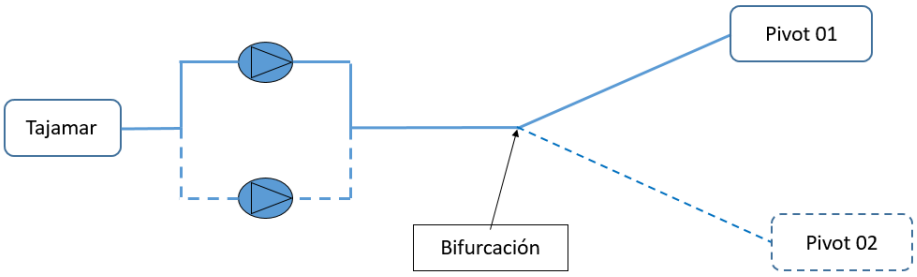


Figura E.5.2: Esquema de la implulsión a P01

El procedimiento se basó en buscar el punto de funcionamiento del sistema a partir de la intersección de la curva de la bomba y la curva de la instalación. En función de las pérdidas de carga presentes en la red y la bomba elegida. La configuración definida en este escenario se presenta en la Tabla E.5.2.

Tabla E.5.2: Resultados de la resolución de la línea de impulsión hacia P01.

Variable	Antes de bifurcación	Después de bifurcación	Unidad
f	0.0164	0.0149	-
D	22.2	11.1	cm
A	0.04	0.01	m^2
v	0.8	3.3	m/s
Q	0.032	0.032	m^3/s
ϵ	0.01	0.01	mm

Escenario 3

Análogamente al procedimiento realizado para el escenario 2, se resuelve el sistema para el caso de bombeo únicamente hacia el P02. La configuración definida se muestra en la Tabla E.5.3

Tabla E.5.3: Resultados de la resolución de la línea de impulsión hacia P02.

Variable	Antes de bifurcación	Después de bifurcación	Unidad
f	0.0155	0.0152	-
D	22.2	19.9	cm
A	0.04	0.03	m^2
v	1.1	1.4	m/s
Q	0.043	0.043	m^3/s
ϵ	0.01	0.01	mm

E.5.2. Transitorios hidráulicos

Los parámetros utilizados para la modelación de los transitorios hidráulicos de la línea de impulsión en HiTrans 4.4.1 se detallan en la Tabla E.5.4.

Tabla E.5.4: Parámetros considerados en la modelación del transitorio hidráulico.

Parámetro	**Unidad**	**Valor**
Equipo de bombeo (cada bomba)		
Caudal considerado en la modelación	m^3/s	0,065
Carga de la bomba	m	47,2
Rendimiento	%	74
Inercia del conjunto considerada	$kg \cdot m^2$	0,21
Velocidad de giro	rpm	1450
Cota mínima del agua en el tanque de succión	m	37
Bombas en funcionamiento	–	2
Línea de impulsión		
Diámetro interior tubería 0	mm	221,6
Coeficiente de fricción f_0	–	0,01635
Diámetro interior tubería 1	mm	110,8
Coeficiente de fricción f_1	–	0,01492
Material de la tubería	–	PEAD PN8
Velocidad de propagación de la onda	m/s	223,67
Carga mínima necesaria en el pivote 01	m	63,60

La velocidad de propagación de la onda de presión fue determinado mediante el software de cálculo, depende de las propiedades elásticas del material de la tubería (PEAD) y de las características del fluido en su interior.

E.5.3. Dimensionado de válvulas de aire y desagüe

En este apartado se realizará el cálculo para dimensionar las válvulas de aire y desagüe para lograr un buen funcionamiento hidráulico del sistema. Las láminas en las que se muestran las cotas de cada válvula son RIEG-09, RIEG-10 del Apéndice J.

E.5.3.1. Válvulas de desagüe

El dimensionamiento de las válvulas de desagüe implica el vaciado de tramos de la tubería confluentes a un punto bajo del trazado en una duración menor a 4 horas [123]. Los parámetros que influyen en el tiempo de vaciado de la línea son la diferencia de altura entre el punto más alto y el más bajo del tramo donde se ubica la válvula de desagüe, el diámetro y longitud del tramo y el factor de fricción de la tubería y las pérdidas de carga localizadas en la descarga. El esquema que se utiliza para los cálculos es el que se muestra en la Figura E.5.3.

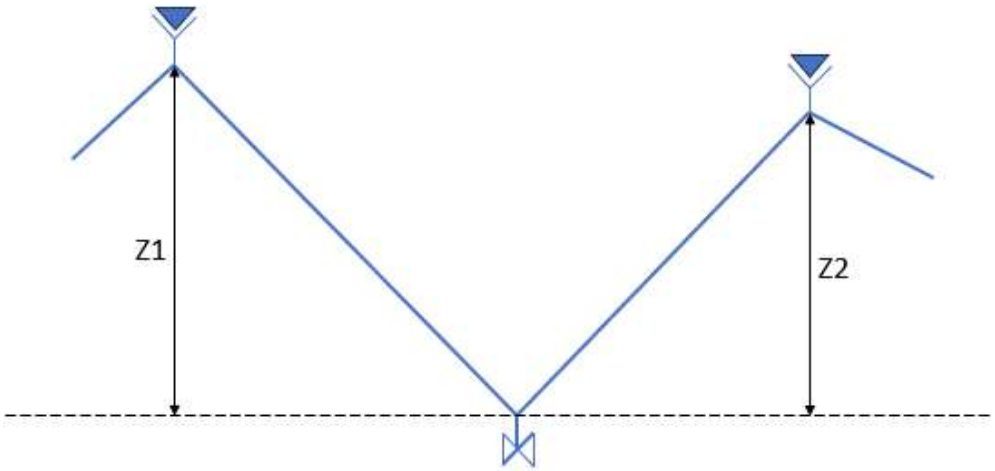


Figura E.5.3: Esquema de las válvulas de desagüe y aire en la línea de impulsión.

Para determinar la velocidad de descarga se utiliza la ecuación de pérdida de carga donde en el segundo miembro de la siguiente ecuación se incluyen las pérdidas de carga distribuidas y localizada en la descarga. Se toma el tramo de mayor altura de los dos confluentes a la descarga para el cálculo. Por simplificación la velocidad que se toma es la correspondiente a la altura media en la tubería, por lo que se divide entre dos la altura del tramo. La ecuación inicial es la de igualdad de cargas hidráulicas entre el punto 1 con cota $Z_1 = 46,2$ m y el punto de la descarga con cota $Z_d = 32,5$ m.

$$\frac{Z_1}{2} + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\mathrm{V_1}^2}{\gamma} = \frac{Z_d}{2} + \frac{P_d}{\gamma} + \frac{\mathrm{V_d}^2}{\gamma} + \frac{\mathrm{fLQ}^2}{2gDA^2} + \frac{\mathrm{kQ}^2}{2gAd^2}$$

Donde:

- Z_1 es la cota del punto más alto del tramo considerado.
- P_1 es la presión en el punto más alto del tramo considerado.
- V_1 es la velocidad en el punto más alto del tramo considerado.
- Z_d es la cota en la descarga.
- P_d es la presión en la cota de la descarga.
- V_d es la velocidad en la cota de la descarga.
- D es el diámetro interno de la tubería.
- A es el área de la sección de la tubería.
- A_d es el área de la sección del desagüe.
- L es la longitud de tubería entre los puntos altos confluentes al desagüe.

- f es el factor de fricción de Darcy-Weisbach. Se toma para este cálculo un valor de $0,015$.
- k es el coeficiente de pérdida de carga de la válvula de desagüe en la descarga. Este valor se toma de $0,2$ para la válvula abierta [123].

Donde el área de la descarga es:

$$\mathrm{A_d} = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

En el instante en el que la válvula de aire y desagüe se abren la presión en ambos extremos del tramo se igualan, siendo esta la atmosférica. También en ese instante, la velocidad del agua en el punto más alto se supone que es nula. El caudal que se despeja de la ecuación es el caudal de descarga de la tubería, que es:

$$\mathrm{Q_d} = \sqrt{\frac{g(Z_1 - Z_d)}{\frac{16(1+k)}{(\pi\phi^2)^2} + \frac{fL}{D}}}$$

Luego, el tiempo de vaciado es la relación entre el volumen de agua almacenado entre los dos tramos confluentes a la descarga y el caudal de descarga.

$$\mathrm{T_d} = \frac{\mathrm{Q_d}}{\mathrm{V_d}}$$

Los resultados de caudales de descarga, diámetro de orificios de descarga y tiempos de vaciado se muestran en la Tabla E.5.5.

Tabla E.5.5: Caudales de descarga, diámetro de orificios y tiempos de vaciado.

Línea	**Progresiva (m)**	**CT (m)**	**CZ (m)**	**Qd (L/s)**	$D_{\textbf{orificio}}$ **(mm)**	$T_{\mathbf{d}}$ **(min)**
Conducción principal	0+688	32,6	32,5	7,6	30	70
Conducción a P02	1+359	40,4	38,9	4,3	30	55

E.5.3.2. Válvulas de aire de triple efecto

El dimensionado de las válvulas de aire de triple efecto se realiza para dos situaciones diferentes, el llenado y vaciado de la línea por un lado, y por otro lado para la operación. El orificio que deben tener las válvulas para el ingreso y purga de aire en vaciado o llenado de la tubería es mayor que el que orificio cuando la línea está en operación.

Las válvulas para situaciones de llenado y vaciado de la tubería se dimensionan conociendo el caudal de aire que ingresa o se expulsa de la tubería. Cuando se expulsa aire durante el llenado de la tubería, la velocidad del agua es de $0,3$ m/s y el caudal de expulsión de aire es igual al caudal de ingreso del agua que equivale a la velocidad del agua por el área de la sección de la tubería. Análogamente, cuando se permite el ingreso de aire a la tubería, el caudal de ingreso de aire es igual al caudal de agua cuando se realiza la purga de esta. Otro dato que se utiliza para dimensionar las válvulas es la presión. En los casos de vaciado y llenado de la tubería se impone una diferencia de presión entre el exterior y el interior de la tubería de 2 psi, esto asegura que la línea no se presurice demasiado durante su llenado ni se generen depresiones grandes durante el vaciado. El tamaño de orificio de las válvulas queda definido por la más limitante de estas situaciones.

Válvula en progresiva $0 + 254$ m

El caudal de ingreso de aire que debe circular por esta válvula está dado por el caudal de descarga de la válvula de desagüe en la progresiva $0 + 688$ m. Por otro lado, el caudal de salida de aire es igual al caudal cuando se llena la tubería. Estos se muestran en la Tabla E.5.6.

Tabla E.5.6: Caudales de aire durante el vaciado y llenado de la tubería en progresiva $0 + 254$ m.

$Q_{\textbf{Ingreso}}$ $(\mathbf{m^3/h})$	$Q_{\textbf{Salida}}$ $(\mathbf{m^3/h})$
41,7	27,4

El caudal de ingreso de aire cuando se realiza el llenado de la tubería al abrir la válvula de desagüe es más limitante que el dado por el caudal de aire cuando se realiza el vaciado de esta por lo que el dimensionado se hace tomando el caudal de expulsión de aire cuando se llena la tubería. Luego, a partir del siguiente diagrama, imponiendo el diferencial de presión de 2 psi se conoce el tamaño de entrada de las válvulas de aire. Para la válvula de progresiva $0 + 254$ m se tiene el resultado de la Figura E.5.4.

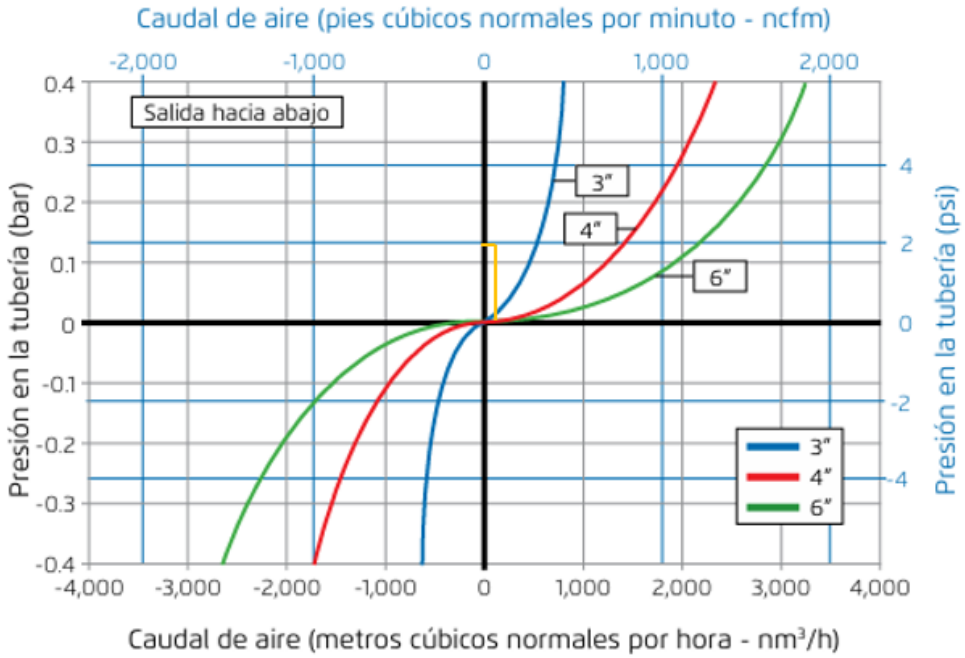


Figura E.5.4: Diagrama de flujo para válvula en progresiva $0 + 254$ m. Extraído de: [127].

De acuerdo al diagrama anterior, el tamaño de la entrada de la válvula debe ser de $3''$. En la Figura E.5.5 se muestran los tamaños de orificios para los casos de operación y vaciado o llenado de aire.

Tamaños de entrada	Área del orificio automático			Orificio cinético		Protección contra el golpe de ariete		
	230 psi PN16	360 psi PN25	580 psi PN40	Diámetro	Área	Cantidad de agujeros	Diámetro de los agujeros	Área total
pulg	pulg²	pulg²	pulg²	pulg	pulg²	---	pulg	pulg²
mm	mm²	mm²	mm²	mm	mm²		mm	mm²
3"	0.002	0.001	0.001	2.0	3.142	4	0.197	0.122
DN80	1.1	0.6	0.4	50	1,963		5	79
4"	0.004	0.002	0.002	3.0	7.069	4	0.315	0.312
DN100	2.5	1.5	1	80	5,027		8	201
6"	0.005	0.003	0.002	4.0	12.566	4	0.394	0.487
DN150	3.1	2	1.3	100	7,854		10	314
8"	0.014	0.009	0.005	6.0	28.274	4	0.591	1.096
DN200	9.1	5.7	3.5	150	17,671		15	707
10"	0.034	0.022	0.012	8.0	50.265	4	0.787	1.948
DN250	22.1	14.5	8	200	31,416		20	1,257
12"	0.044	0.030	-	10.0	78.540	4	0.866	2.357
DN300	28.2	19.6	-	250	49,087		22	1,521

Figura E.5.5: Tamaño de orificios seleccionados para la válvula de aire en la progresiva $0 + 254$ m. Extraído de: [127]

Aquí resultan un área de orificio para operación de $1,1$ mm^2 y para ingreso y purga de aire durante el vaciado y llenado de la línea de 1.963 mm^2.

Válvula en progresiva $1 + 070$ m

Análogamente a como se diseñó para la válvula de progresiva $0 + 254$ m se dimensiona la válvula para la progresiva $1 + 070$ m. Los caudales de aire son los que se muestran en la Tabla E.5.7.

Tabla E.5.7: Caudales de aire durante el vaciado y llenado de la tubería en progresiva $1 + 070$ m.

$Q_{\textbf{Ingreso}}$ $(\mathbf{m^3/h})$	$Q_{\textbf{Salida}}$ $(\mathbf{m^3/h})$
41,7	27,4

Dado que los caudales de aire son iguales a los calculados para la válvula de progresiva $0+254$ m el tamaño de entrada de las válvulas y orificios son de iguales dimensiones a los mostrados en la Figura E.5.4 y Figura E.5.5.

Válvula en progresiva $1 + 139$ m en conducción hacia P02

Esta válvula se dimensiona con el tramo de progresivas entre $0 + 688$ m y $1 + 359$ m. Los caudales de aire en este punto son los que se muestran en la Tabla E.5.8.

Tabla E.5.8: Caudales de aire durante el vaciado y llenado de la tubería en progresiva $1 + 139$ m.

$Q_{\textbf{Ingreso}}$ $(\mathbf{m^3/h})$	$Q_{\textbf{Salida}}$ $(\mathbf{m^3/h})$
33,7	15,5

El tamaño de entrada de la válvula de aire se muestra en la Figura E.5.6. Esta resulta en una entrada de $3''$.

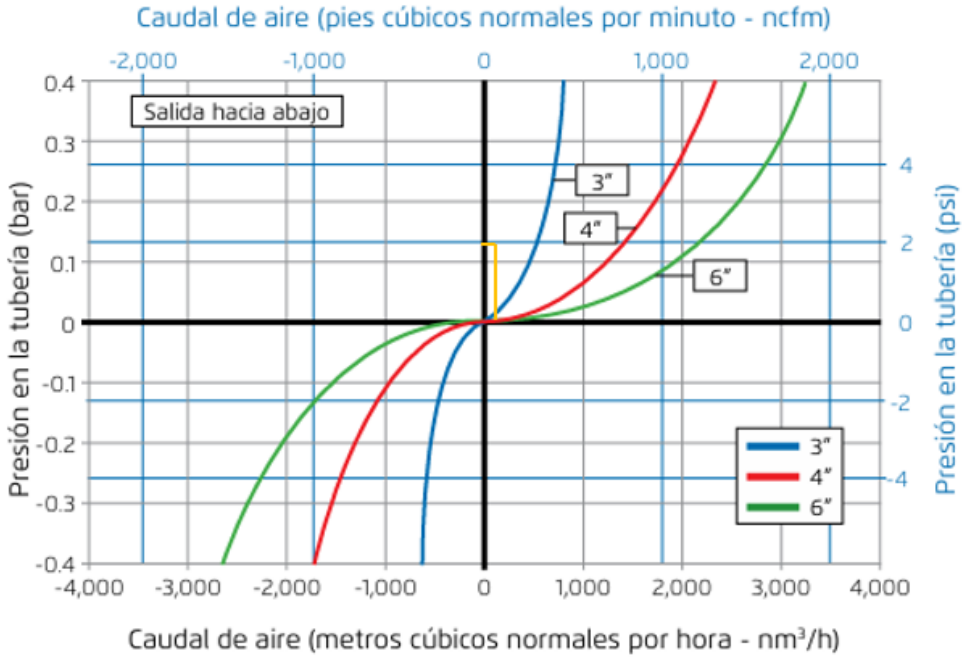


Figura E.5.6: Diagrama de flujo para válvula en progresiva $1 + 139$ m. Extraído de:[127]

Con un tamaño de entrada de $3''$, los tamaños de orificios de la válvula para vaciado y llenado por un lado, y operación por otro son iguales a los resultantes en la Figura E.5.5.

E.5.3.3. Válvulas de aire de simple efecto

Las válvulas de aire de simple efecto cumplen la función de purgar aire de la tubería cuando esta se encuentra en operación. Para su dimensionado se utilizan diagramas similares a los utilizados para los casos de vaciado y llenado con la diferencia de que los criterios que se siguen aquí son tomar un caudal de aire igual al 2 % del caudal de operación y la presión de la tubería en el punto en el cual se ubica la válvula.

La válvula que se propone utilizar trabaja en un rango de presiones de $0,1$ bar a 10 bar y el orificio es de $7,8$ mm^2.

Válvula en progresiva $0 + 000$ m en la estación de bombeo

El caudal y la presión que se estima para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en este punto de la conducción se muestran en la Tabla E.5.9.

Tabla E.5.9: Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+000.

Configuración	**Caudal (m^3/h)**	**Presión (bar)**
Bombeo hacia P01 y P02	4,7	4,7
Bombeo hacia P01	2,3	4,7
Bombeo hacia P02	3,1	4,1

Válvula en progresiva $0 + 140$ m

El caudal y la presión que se estima para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en este punto de la conducción se muestran en la Tabla E.5.10.

Tabla E.5.10: Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+140.

Configuración	**Caudal (m^3/h)**	**Presión (bar)**
Bombeo hacia P01 y P02	4,7	3,7
Bombeo hacia P01	2,3	3,8
Bombeo hacia P02	3,1	3,2

Válvula en progresiva $0 + 399$ m

El caudal y la presión en este punto que se estima para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en este punto de la conducción se muestran en la Tabla E.5.11.

Tabla E.5.11: Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+399.

Configuración	**Caudal (m^3/h)**	**Presión (bar)**
Bombeo hacia P01 y P02	4,7	3,5
Bombeo hacia P01	2,3	3,8
Bombeo hacia P02	3,1	3,2

Válvula en progresiva $0 + 500$ m

El caudal y la presión en este punto que se estima para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en este punto de la conducción se muestran en la Tabla E.5.12.

Tabla E.5.12: Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 0+500.

Configuración	**Caudal (m^3/h)**	**Presión (bar)**
Bombeo hacia P01 y P02	4,7	3,9
Bombeo hacia P01	2,3	4,3
Bombeo hacia P02	3,1	3,6

Válvula en progresiva $1 + 222$ m en conducción hacia P02

El caudal y la presión en este punto que se estima para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en este punto de la conducción se muestran en la Tabla E.5.13.

Tabla E.5.13: Caudales y presiones para las distintas configuraciones de funcionamiento del sistema en progresiva 1+222.

Configuración	**Caudal (m^3/h)**	**Presión (bar)**
Bombeo hacia P01 y P02	3,0	3,0
Bombeo hacia P02	3,1	3,0

E.5.4. Costos de la línea de impulsión

A continuación, en la Tabla E.5.14, la Tabla E.5.15 y la Tabla E.5.17 se muestra el despiece detallado con los costos asociados para la construcción de la estación de bombeo, las conducciones proyectadas para el sistema de riego y el montaje de los pivotes centrales.

Tabla E.5.14: Costos de obra para la estación de bombeo.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario (U$S)	Total (U$S)
1.1	Replanteo	m	22	3	66,0
1.2	Limpieza de terreno	m^3	4,4	24	105,6
1.3	Desmonte	m^3	8,8	5	44,0
1.4	Caseta de bombeo	gl	1	20.000	20.000
1.5	Junta de unión multidiametro de anclaje axial DN300	u	1	1.500	1.500
1.6	Junta de unión multidiametro de anclaje axial DN 200	u	1	1.200	1.200
1.7	Tubería de PVC 315 PN 10	m	55	40	2.200
1.8	Caño de acero sin costura 12”	m	7	219,4	1.535,8
1.9	Caño de acero sin costura 10”	m	2	200	400
1.10	Caño de acero sin costura 8”	m	8	180,4	1.443,2
1.11	Pintura Epoxy	L	10	29,3	293,0
1.12	Válvula compuerta cierre elástico DN 300 PN 16	u	1	717,0	717,0
1.13	Junta elástica antivibratoria 8”	u	2	206,0	412,0
1.14	Cono reducción bridas orientables DN200 a DN150	u	2	200,0	400,0
1.15	Cono reducción bridas orientables DN125 a DN200	u	2	200,0	400,0
1.16	Cono reducción bridas orientables DN200 a DN250	u	1	210,0	210,0
1.17	Codos 90° FD brida orientables DN 200	u	6	200,0	1.200,0
1.18	Codos 45° FD brida orientables DN 200	u	4	200,0	800,0
1.19	Codos 45° FD brida orientables DN 250	u	1	210,0	210,0
1.20	Tee FD brida orientables DN 200	u	1	200,0	200,0
1.21	Válvula de mariposa bridas DN 200	u	4	280,0	1.120,0
1.22	Válvula de retención de clapeta DN 200	u	2	320,0	640,0
1.23	Brida orientable DN 200	u	17	45,0	765,0
1.24	Brida orientable DN 250	u	8	55,0	165,0
1.25	Bombas LOWARA (2+1)	u	3	18.000,0	54.000,0
1.26	Válvulas de aire simple efecto 2”	u	3	33,0	990,0
1.27	Válvula esférica 2”	u	3	30,0	900,0
1.28	Montaje y alineación de equipos y piezas especiales	gl	1	4.000,0	4.000,0
1.29	Tablero eléctrico de controles	gl	1	10.000,0	10.000,0
1.30	Instalación de cableado desde tablero hasta bombas	gl	1	4.000,0	4.000,0

Resumen de costos	
Subtotal obra de estación de bombeo (U$S)	113.465,6
IVA (22 %)	24.962,4
Monto imponible (U$S)	22.693,1
Leyes Sociales (73,8 %)	16.747,5
Total Leyes Sociales e IVA incluidos (U$S)	155.175,6

Tabla E.5.15: Costos de obra de las conducciones (Parte 1)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario (US$)	Total (US$)
2.1	Replanteo	m^2	1.802,0	3,0	5.406,0
2.2	Limpieza de terreno	m^3	360,4	24,0	8.649,6
2.3	Desmonte	m^3	800,0	5,0	4.000,0
2.4	Tubería de PEAD 250 PN8	m	1.070,0	50,0	53.500,0
2.5	Tubería de PEAD 225 PN8	m	524,0	40,0	20.960,0
2.6	Tubería de PEAD 125 PN8	m	208,0	30,0	6.240,0
2.7	Excavación en zanja	m^3	952,6	10,0	9.525,6
2.8	Arena para cama de tuberías	m^3	180,2	12,0	2.162,4
2.9	Cámaras de válvulas	u	10	1.000,0	10.000,0
2.10	Dados de hormigón para apoyo de tuberías en cámaras	u	10	150,0	1.500,0
2.11	Manguito 2 sectores FD para PVC-PE DN 250 salida 2”	u	4	220,0	880,0
2.12	Manguito 2 sectores FD para PVC-PE DN 250 salida 3”	u	3	220,0	660,0
2.13	Junta de unión multidimensional de anclaje axial DN 200	u	1	1.200,0	1.200,0
2.14	Junta de unión multidimensional de anclaje axial DN 100	u	1	1.000,0	1.000,0
2.15	Enlace Tee bridado DN 225 con salida DN 80	u	1	700	700
2.16	Collarín de transición DN 225 con salida 2”	u	1	270	270
2.17	Válvula de aire simple efecto 2”	u	2	210	420
2.18	Válvula esférica 2”	u	6	33	198
2.19	Válvula de aire triple efecto DN 80	u	6	30	180
2.20	Válvula esclusa asiento EPDM bridada DN 80	u	3	640	1920
2.21	Válvula compuerta cierre elástico F4 DN 250	u	3	155	465
2.22	Válvula compuerta cierre elástico F4 DN 200	u	3	330	990
2.23	Válvula compuerta cierre elástico F4 DN 150	u	1	180	180
2.24	Válvula compuerta cierre elástico F4 DN 80	u	2	130	260
2.25	Eje de extensión para válvula compuerta DN 250	u	2	100	200
2.26	Eje de extensión para válvula compuerta DN 200	u	3	70	210
2.27	Eje de extensión para válvula compuerta DN 125	u	1	50	50

Tabla E.5.16: Costos de obra de las conducciones (Parte 2)

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario (US$)	Total (US$)
2.28	Eje de extensión para válvula compuerta DN 80	u	2	40	80
2.29	Válvula de retención de clapeta DN 250	u	2	35	70
2.30	Válvula de retención de clapeta DN 250	u	1	380	380
2.31	Válvula de retención de clapeta DN 80	u	1	180	180
2.32	Bridas de acero para portabridas PE DN 250	u	4	45	180
2.33	Bridas de acero para portabridas PE DN 225	u	3	30	90
2.34	Bridas de acero para portabridas PE DN 80	u	6	25	150
2.35	Bridas de acero para portabridas PE DN 50	u	4	20	80
2.36	Brida revestida 225×8" DN 200	u	1	17	17
2.37	Brida orientable DN 200	u	1	45	45
2.38	Brida orientable DN 125	u	1	30	30
2.39	Brida enchufe para PVC DN50	u	2	100	200
2.40	Adaptador para brida DN 250	u	4	35	140
2.41	Adaptador para brida DN 225	u	1	30	30
2.42	Adaptador para brida DN 125	u	30	20	60
2.43	Adaptador para brida DN 80	u	6	18	108
2.44	Adaptador para brida DN 50	u	4	15	60
2.45	Cono reducción bridas orientables DN250 a DN125	u	1	210	210
2.46	Rosca macho 3"	u	3	10	30
2.47	Rosca macho 2"	u	6	10	60
2.48	Tee PEAD DN 250	u	1	45	45
2.49	Codo PEAD 90º DN 250	u	1	45	45
2.50	Codo doble enchufe 90º DN 50	u	2	80	160
2.51	Codo doble brida 45º DN 200	u	2	200	400
2.52	Codo doble brida 45º DN 125	u	2	140	280
2.53	Caño de acero sin costura 8"	m	2	170	340
2.54	Caño de acero sin costura 5"	m	2	140	280

Resumen de costos	
Subtotal obra de conducciones (U$S)	135.476,6
IVA (22 %)	29.804,9
Monto imponible (U$S)	27.095,3
Leyes Sociales (73,8 %)	19.996,4
Total Leyes Sociales e IVA incluidos (U$S)	185.277,8

Tabla E.5.17: Costos de obra de montaje de los pivotes.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Unitario (U$S)	Total (U$S)
3.1	Pivote central para 10 ha	gl	1	50.000,0	50.000,0
3.2	Pivote central para 17 ha	gl	1	55.000,0	55.000,0
3.3	Montaje de pivotes completo	gl	1	1.500,0	1.500,0
3.4	Base de H-A para pivotes según especificación de proveedor	gl	1	9.000,0	9.000,0
3.5	Tablero de conexión a pivotes montado sobre columna	gl	1	1.000,0	1.000,0

Resumen de costos	
Subtotal obra de montaje de pivotes (U$S)	116.500,0
IVA (22 %)	25.630,0
Monto imponible (U$S)	23.300,0
Leyes Sociales (73,8 %)	17.195,4
Total Leyes Sociales e IVA incluidos (U$S)	159.325,4

Anexo F

Memoria de cálculo para el SGE

F.1. Memoria de cálculo del diagnóstico del SGE

F.1.1. Conducciones

Para la verificación hidráulica de las conducciones se adoptó la metodología de [68], empleando coeficientes de rugosidad de Manning de $n = 0{,}013$ para agua de lavado y $n = 0{,}015$ para tramos con estiércol. La velocidad de escurrimiento se estimó mediante la fórmula de Manning para flujo uniforme:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{S} \tag{F.1}$$

Las propiedades geométricas de las secciones se calcularon bajo la hipótesis de flujo uniforme en conductos circulares parcialmente llenos. Con el ángulo central θ, definido como

$$\theta = 2\cos^{-1}\left(1 - \frac{2y}{D}\right), \tag{F.2}$$

se determinaron el área mojada, perímetro mojado y radio hidráulico según:

$$A_m = \frac{D^2}{8}(\theta - \sin\theta), \tag{F.3}$$

$$P_m = \frac{D\theta}{2}, \tag{F.4}$$

$$R_h = \frac{A_m}{P_m}. \tag{F.5}$$

El caudal de diseño de cada conducción se obtuvo como la suma del caudal interceptado más el aporte local. En la Tabla F.1.1 se resumen los aportes principales en cada tramo.

Tabla F.1.1: Origen de los caudales considerados en cada tramo.

Tramo	**Descripción del caudal**
A–B	Efluente del tanque de frío.
B–K	Intercepta A–B + limpieza de pisos (fosa de ordeñe).
D–E	Limpieza del corral de espera + escurrimiento pluvial (Tr=2 años).
F–G	Orina del patio de alimentación.
H–I	Descarga del pozo de bombeo.
L–M	Escurrimiento pluvial del búnker de sólidos.

F.1.2. Desarenador

Para evaluar el funcionamiento del desarenador se consideran dos escenarios con distintos aportes:

1) Aportes del agua de lavado del corral de espera con 131 vacas en ordeñe más la orina que escurre del patio de alimentación con 64 vacas, mencionados en las secciones Subsubsección F.2.0.1 y Subsubsección F.2.0.2;

2) Aporte de los pluviales que caen sobre la zona impermeable A correspondiente al corral de espera y de la zona B correspondiente a una porción de la explanada de hormigón explicados en la Figura F.2.1, a lo que se suma el caudal de lavado del corral de espera;

En el escenario 2, agua de lavado de corral, el caudal se calculó a partir del método racional con un período de retorno de 2 años. Se considera ese caudal porque se debe evaluar las unidades con los caudales instantáneos. Por otro lado, en el escenario 2, el caudal que alcanza al desarenador se da en dos pulsos correspondientes al agua de lavado luego del primer ordeñe por la mañana y al segundo ordeñe en el turno vespertino. La suma de estos aportes en cada escenario se muestran en la Tabla F.1.2.

Tabla F.1.2: Caudales considerados para la evaluación del desarenador.

Escenario	**Caudal** (L/s)
Máxima	2,0
Evento extremo y máxima	30,0

El desarrollo de los cálculos realizados a continuación se basan en los criterios de diseño de desarenadores de flujo horizontal del curso Tratamiento de Efluentes [74].

A partir de las dimensiones del desarenador (Tabla 6.1.9a), se calcula el área superficial y el volumen como:

$$A_{\text{superficial}} = \text{B} \times \text{L2} = 6,6 \text{ m}^2 \tag{F.6}$$

$$\text{Vútil} = \text{B} \cdot \text{Hútil} \times \text{L2} + \text{B} \times \text{Hútil} \times \frac{\text{Hútil}}{\text{Pendiente}} = 3,15 \text{ m}^3 \tag{F.7}$$

Con el caudal de diseño y el área superficial del desarenador se calcula la tasa de aplicación superficial como:

$$TS = \frac{Q_{\text{desarenador}}}{A_{\text{superficial}}} \tag{F.8}$$

Donde:

- TS: Tasa de aplicación superficial $[m^3/m^2/s]$

Los resultados de tasa de aplicación superficial se muestran en la Tabla F.1.3.

Tabla F.1.3: Tasa de superficie aplicada para distintos escenarios.

Escenario	**Tasa de superficie (m/h)**
Escenario de máxima	1,1
Escenario pluviales y ordeñe	16,2

La eficiencia de retención de sólidos del desarenador se calcula a partir de la Teoría de Hazen para sedimentadores de flujo horizontal, la cual establece que una partícula sedimenta completamente si su velocidad de sedimentación v_s es mayor o igual a la velocidad crítica de sedimentación del canal v_c donde la velocidad crítica de sedimentación equivale a la tasa de aplicación superficial ya calculadas. Cuando $v_s < v_c$, la partícula sedimenta parcialmente.

Velocidades de sedimentación

- Materia orgánica (bosta).

$$v_s = 0{,}003\,\mathrm{m/s} = 10{,}8\,\mathrm{m/h}\,[79].$$

- Materia inorgánica (arenas).

$$\begin{aligned} v_s &= 1{,}74\sqrt{\frac{g\,(\rho_p-\rho)\,d_p}{\rho}} \\ &= 0{,}11\,\mathrm{m/s} = 398{,}3\,\mathrm{m/h}. \end{aligned}$$

Parámetros empleados:

$$d_p = 0{,}25\,\mathrm{mm}, \quad \rho_p = 2650\,\mathrm{kg/m^3}, \quad \rho = 1000\,\mathrm{kg/m^3}, \quad g = 9{,}8\,\mathrm{m/s^2}.$$

Se asume régimen turbulento para el cálculo de v_s de arenas y se adopta $d_p = 0{,}25\,\mathrm{mm}$, en línea con la recomendación de diseñar desarenadores para retener partículas que pasan tamiz 60 (diámetro $\approx 0{,}21\,\mathrm{mm}$) [77].

Cálculo de eficiencias de remoción

La eficiencia de remoción se estima empíricamente mediante la relación:

$$\text{Eficiencia}\ (\,\%) = \text{mín}\left(\frac{v_s}{v_c}, 1\right) \times 100$$

Esto significa que si la velocidad de sedimentación de la partícula supera la velocidad crítica del canal, se considera que sedimenta completamente (100 %). De lo contrario, sedimenta parcialmente en proporción directa.

Tipo de materia	**Condición**	v_s [m/h]	v_c [m/h]	**Eficiencia [%]**
Orgánica (bosta)	Lluvia	10,8	16,2	67
Orgánica (bosta)	Lavado	10,8	1,1	100
Inorgánica (arena)	Lluvia	398,3	16,2	100
Inorgánica (arena)	Lavado	398,3	1,1	100

Limpieza del desarenador

En la Tabla G.1.6 de la sección Subsección G.1.7 se tiene que el volumen de sólidos retenidos por día en el desarenador es $0,26$ m^3/d. La limpieza del desarenador se realiza una vez cada dos semanas según lo mencionado por el personal de la EEMAC. Luego de 14 días el volumen acumulado es $3,64$ m^3/d, mientras que el volumen útil calculado es de $3,15$ m^3. Esto significa que para que la operación y mantenimiento del desarenador sean óptimos en este escenario se debería realizar la limpieza cada 12 días, calculando esta frecuencia como la relación del volumen útil y los aportes de sólidos diarios.

F.1.3. Pozo de bombeo y tamiz

Los volúmenes de aporte de efluente al pozo de bombeo provienen del agua de lavado del corral de espera, del agua de lavado de la sala de ordeñe y de orina del patio de alimentación. Estos caudales fueron calculados en Subsubsección F.2.0.1 y Subsubsección F.2.0.2. Por otro lado, se considera un escenario con el volumen de aporte de agua pluvial de un evento extremo calculado con el método racional para un período de retorno de 2 años considerando un tiempo de aporte igual al tiempo de concentración, junto con el aporte de los ordeñes, el aporte del agua de lavado de la sala de ordeñe y el aporte de la orina. El aporte de agua pluvial del evento extremo se calculó en la Subsubsección F.2.0.3. Estos aportes se resumen en la Tabla F.1.4.

Tabla F.1.4: Resumen de volúmenes aportados al pozo de bombeo por los flujos diarios del sistema, para cada escenario.

Fuente	**Caudal (L/s)**	**Volumen diario (m^3)**
Escenario sin pluviales		
Ordeñe (2 veces por día, 45 min cada vez)	2,0	4,80
Orina generada	$6{,}40 \times 10^{-3}$	0,42
Lavado de fosa de sala de ordeñe	1,7	1,00
Total diario	–	**6,22**
Escenario con pluviales		
Ordeñe (2 veces por día, 45 min cada vez)	2,0	4,80
Orina generada	$6{,}40 \times 10^{-3}$	0,42
Pluviales (evento de 5 min)	28,0	8,40
Lavado de sala de ordeñe	1,7	1,00
Total diario	–	**14,62**

A partir de las dimensiones del pozo de bombeo y las cotas (Tabla 6.1.11) se tiene:

- $H_{\text{útil}} = 1{,}0$ m y $V_{\text{útil}} = 9{,}6$ m^3

Caudal de funcionamiento de la bomba

Del manual de GEA (página 26) [59] se obtuvo la siguiente curva de operación de la bomba:

$$\mathbf{Q} = [0{,}0208,\ 0{,}0255,\ 0{,}0295,\ 0{,}0332,\ 0{,}0365,\ 0{,}0396]\ [\mathrm{m}^3/\mathrm{s}]$$
$$\mathbf{H} = [9,\ 8,\ 7,\ 6,\ 5,\ 4]\ [\mathrm{m}]$$

Para trazar la curva de instalación, es necesario determinar la carga total que debe vencer la bomba, la cual está compuesta por la carga geométrica y las pérdidas de carga, tanto distribuidas como localizadas, a lo largo del tramo de impulsión.

$$H_{imp} = H_g + H_{dist} + H_{loc} \tag{F.9}$$

Donde:

- H_{imp}: Altura de impulsión total (m)
- H_g: Altura geométrica (m)
- H_{dist}: Pérdida de carga distribuida(m)
- H_{loc}: Pérdidas de carga localizadas (m)

Para conocer la altura geométrica se deben conocer la cota del eje de la bomba en el pozo de bombeo y la cota a la cual termina la tubería de impulsión. La cota del eje de la bomba se muestra en la Tabla 6.1.11b, la cota del tamiz es $49,5m$. Con esto:

$$H_g = Z_{tamiz} - Z_{bomba} = 5,7m$$

Las pérdidas de carga distribuidas y localizadas se calcularon mediante la formulación de Darcy–Weisbach. Las pérdidas distribuidas dependen de la longitud L y el diámetro interno D de la tubería, así como del caudal Q donde f es el coeficiente de fricción de Darcy. Por otro lado, las pérdidas localizadas se asocian a accesorios como codos, válvulas y entradas o salidas abruptas donde K_i representa el coeficiente de pérdida de cada accesorio. La carga total del sistema queda entonces como la suma de ambas contribuciones:

$$H_{\mathrm{dist}} + H_{\mathrm{loc}} = \left(f \times \frac{L}{D} + \sum K_i \right) \times \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4} \tag{F.10}$$

A partir de esta expresión, se generó la curva de instalación del sistema, que relaciona el caudal con la carga que debe vencer la bomba. Esta curva se comparó con la curva característica del equipo de bombeo. El punto de intersección entre ambas curvas define el caudal de funcionamiento de la bomba.

En la Tabla F.1.5 se presentan los valores considerados para las variables utilizadas en la expresión de la Ecuación F.10, correspondiente al cálculo de las pérdidas de carga totales en la impulsión:

Tabla F.1.5: Parámetros utilizados para el cálculo de pérdidas de carga

Símbolo	**Valor / Descripción**
L	10 m
D	0,150 m
C	140
f	Calculado a partir de C
$K*$	1,4

*Para el valor total de $\sum K_i$, se consideraron cuatro codos de 90°, cada uno con un coeficiente de pérdida de 0,35.

El caudal de funcionamiento obtenido es $Q = 0{,}028\,\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$, correspondiente al punto de intersección entre la curva de operación de la bomba y la curva de instalación del sistema. En la Figura F.1.1 se presentan ambas curvas y el punto de funcionamiento resultante.

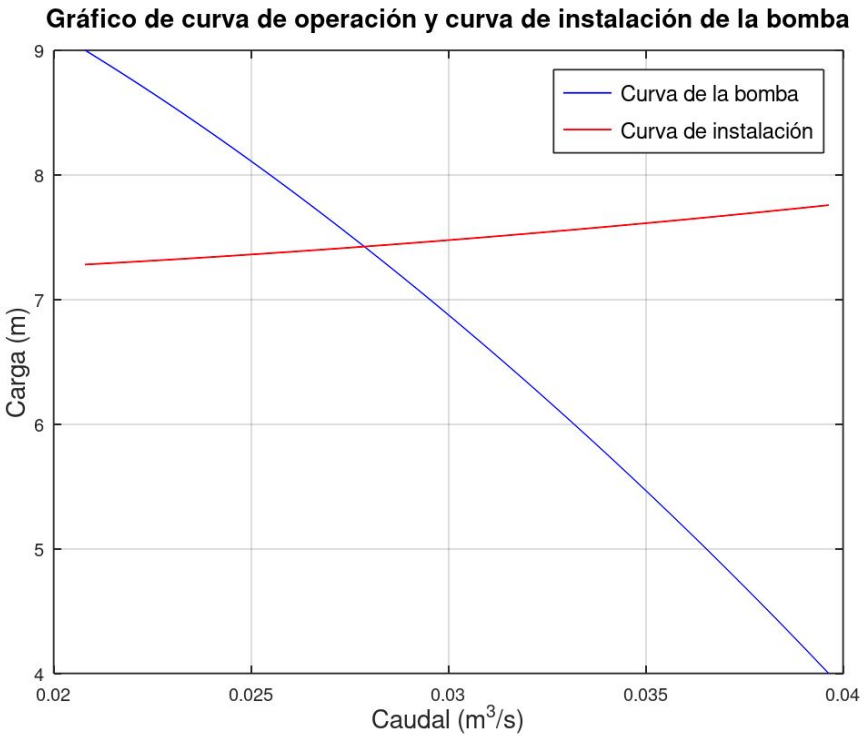


Figura F.1.1: Gráfico del punto de funcionamiento de la bomba del pozo de bombeo del SGE.

Conociendo los volúmenes aportados en cada escenario y el caudal del punto de funcionamiento se pueden calcular la cantidad de veces y duración del funcionamiento de la bomba. Para este análisis se supone que en un día dado el pozo de bombeo comienza a llenarse desde el nivel de parada. En el escenario 1, la secuencia que ocurre es la siguiente:

1) Luego del primer ordeñe el volumen que ingresa al pozo de bombeo es $2,4\ \mathrm{m}^3$ del lavado del corral y $0,5\ \mathrm{m}^3$ de agua de lavado de la fosa de la sala de ordeñe. El volumen útil remanente son $6,7\ \mathrm{m}^3$.

2) Luego del segundo ordeñe ingresa el mismo volumen nuevamente, por lo que el volumen remanente del pozo de bombeo es de $3,8\ \mathrm{m}^3$.

3) Al día siguiente es en el segundo ordeñe que se alcanza el nivel de arranque del pozo ya que se acumulan los dos ordeñes de los dos días, teniendo un volumen total ingresado de efluente de $11,6\ \mathrm{m}^3$. El tiempo de vaciado del pozo hasta el nivel de arranque es calculado como el volumen que ingresa sobre el caudal de bombeo del pozo.

$$\mathrm{Tciclo} = \frac{\mathrm{Vefluente}}{\mathrm{Qbomba}} = \frac{11,6\ \mathrm{m}^3}{0,028\ \mathrm{m}^3/\mathrm{s}\ \times 60} = 6,64\ \text{minutos}$$

En el escenario 2 la secuencia en el pozo de bombeo resulta:

1) Durante el primer lavado del corral de espera además ocurre una precipitación de período de retorno de 2 años. Multiplicando el caudal por el tiempo de duración de la tormenta, que se toma igual al tiempo de concentración, de 5 minutos, se tiene un volumen de ingreso $8,4$ m^3 de agua pluvial además de los $2,9$ m^3 de lavado del corral y sala de ordeñe. Con esto ingresan $11,3$ m^3 de efluente y se superan los $9,6$ m^3 de volumen útil del pozo, por lo que el pozo estará en funcionamiento hasta volver el agua al nivel de parada. El tiempo de bombeo se calcula de forma análoga a como se hizo en el primer escenario:

$$\text{Tbombeo} = 6,27 \text{ minutos}$$

2) En el segundo ordeñe solo se considera el volumen de agua de lavado del corral y sala de ordeñe, por lo tanto, al terminar el día el pozo tiene $2,9$ m^3 de agua acumulados.

3) Al siguiente día, con el lavado del primer ordeñe no se alcanza el nivel de arranque del pozo, sino que quedan aún $3,8$ m^3 remanentes.

4) Con el segundo ordeñe del día ingresan $2,9$ m^3 más, quedando aún un volumen útil de $0,9$ m^3 antes del encendido de la bomba.

5) Con el primer ordeñe del día próximo ingresan nuevamente $2,9$ m^3 de efluente y se alcanza el nivel de arranque del equipo de bombeo con un tiempo de vaciado de:

$$\text{Tbombeo} = 6,90 \text{ minutos}$$

Con estos escenarios considerados el pozo de bombeo solo opera una vez al día como máximo cuando hay una precipitación de período de retorno de 2 años, mientras que en el escenario de únicamente efluente del lavado del corral de espera y la sala de ordeñe el funcionamiento de la bomba es cada 2 días.

Capacidad del búnker de sólidos del tamiz estático

En la Tabla G.1.6 se tiene que el volumen de sólidos retenidos por día en el tamiz es $0,139$ m^3/d en el escenario 1. El búnker de sólidos del tamiz tiene las dimensiones especificadas en la Tabla 6.1.12. La limpieza en el tamiz se efectúa una vez a la semana, por lo que el volumen acumulado sería de $0,973$ m^3. Con esto se ve que la capacidad del búnker de sólidos del tamiz es suficiente para la operativa de limpieza actual en el tambo.

F.1.4. Balance hídrico de la laguna de almacenamiento

La verificación del diseño de la laguna de almacenamiento se realizó mediante la simulación de un balance hídrico diario para un período de 30 años (1995–2024). El modelo considera los ingresos y egresos asociados al sistema, tal como se esquematiza en la Figura F.1.2.

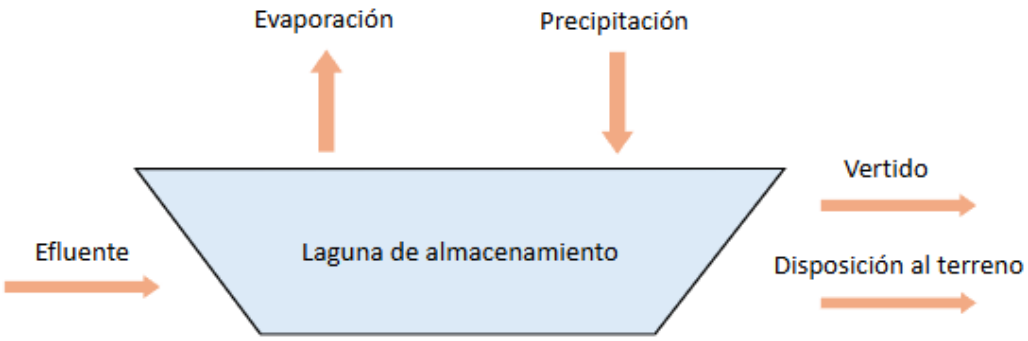


Figura F.1.2: Esquema de componentes del balance hídrico en la laguna de almacenamiento.

El cálculo se basa en la aplicación sucesiva del balance diario, donde el volumen almacenado en el día i depende del volumen del día anterior y de las entradas y salidas que se detallan a continuación:

$$V(i) = V(i-1) + V_p(i) + V_{efl}(i) - V_e(i) - V_{app}(i) - V_v(i) \tag{F.11}$$

donde:

- $V(i)$: Volumen almacenado en la laguna el día i [m^3].
- $V_p(i)$: Volumen ingresado por precipitación directa [m^3].
- $V_{efl}(i)$: Volumen de efluente generado en el tambo [m^3].
- $V_e(i)$: Volumen perdido por evaporación [m^3].
- $V_{ap}(i)$: Volumen aplicado al terreno [m^3].
- $V_v(i)$: Volumen vertido por excedencia [m^3].

El procedimiento se ejecuta en forma iterativa siguiendo las etapas que se indican a continuación:

1. Sumar los aportes de efluente y precipitación al volumen remanente del día anterior.
2. Evaluar las condiciones de salida definidas para la aplicación al terreno.
3. Restar el volumen aplicado en caso de cumplirse las condiciones establecidas.
4. Si el volumen almacenado supera la capacidad máxima de la laguna, computar el excedente como vertido.
5. Repetir el procedimiento para el día siguiente.

F.1.4.1. Condiciones de aplicación al terreno

Se establecieron tres condiciones principales para la disposición del efluente:

- No se aplica en días con precipitación, a fin de evitar escurrimientos superficiales por saturación del suelo.
- Se aplica únicamente cuando el volumen almacenado en la laguna es mayor o igual a la suma de 80 m^3 (volumen aplicable por jornada) y 100 m^3 (volumen mínimo para mantener la bomba sumergida).

- El suelo del potrero receptor debe tener un almacenamiento disponible igual o superior a la lámina a aplicar (12,5 mm).

F.1.4.2. Cálculo de los componentes

El volumen de precipitación directa se calcula como:

$$V_p = A_L \times P_L \tag{F.12}$$

y la pérdida por evaporación mediante:

$$V_e = A_{sup} \times E \tag{F.13}$$

donde:

- A_L: área de la laguna [m²].
- P_L: precipitación sobre la laguna [m].
- A_{sup}: área superficial del volumen almacenado [m²].
- E: evaporación diaria [m/día].

La evaporación se estimó a partir de los datos meteorológicos registrados en la estación de la EEMAC para el período 1995–2024.

El volumen aplicado al terreno se obtiene a partir del caudal de la bomba y la velocidad de desplazamiento del aspersor, según:

$$L_{\text{aplicación}} = \frac{Caudal}{Velocidad_{\text{aspersor}} \times Ancho_{\text{aplicación}}} \tag{F.14}$$

Finalmente, el volumen vertido (V_v) corresponde al excedente que supera la capacidad útil de la laguna.

F.1.4.3. Balance hídrico en el suelo

El balance diario sobre el suelo receptor se expresa como:

$$H_i = H_{i-1} + P - ETR - LN \tag{F.15}$$

donde:

- H_i: Humedad del suelo en el día i [mm].
- H_{i-1}: Humedad del suelo en el día anterior [mm].
- P: Precipitación [mm].
- ETR: Evapotranspiración real [mm].
- LN: Lámina neta aplicada [mm].

La evapotranspiración real (ETR) se calculó considerando la disponibilidad hídrica diaria y la demanda del cultivo, siendo igual a la evapotranspiración del cultivo (ET_c) cuando $H_{i-1} + P > ET_c$, y proporcional a la disponibilidad en caso contrario.

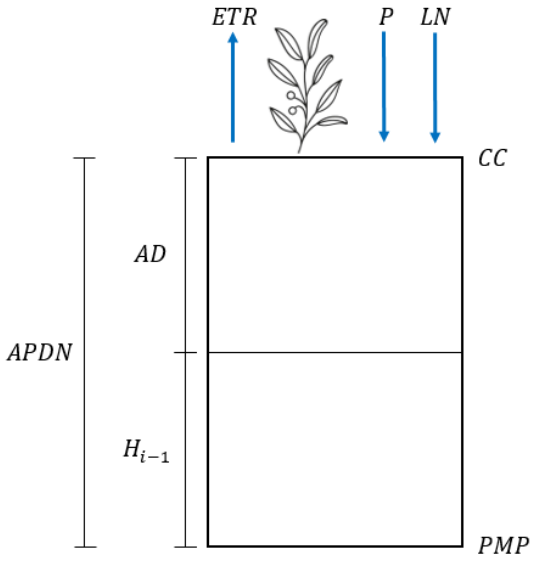


Figura F.1.3: Esquema conceptual del balance hídrico en el suelo receptor.

F.1.5. Sistema de bombeo desde la laguna al aspersor móvil

Del manual de Numedic (para bomba de 11kW) se obtuvo la siguiente curva de operación de la bomba con la que está equipada la laguna de almacenamiento de la EEMAC:

$$\mathbf{Q} = [0{,}00000,\ 0{,}00417,\ 0{,}00833]\ [\mathrm{m}^3/\mathrm{s}]$$
$$\mathbf{H} = [65,\ 60,\ 57]\ [\mathrm{m}]$$

Para el cálculo del punto de funcionamiento de la bomba se siguió un procedimiento análogo al presentado para la bomba del pozo de bombeo en la Subsección F.1.3. La curva de instalación se determinó considerando la carga total que debe vencer la bomba, la cual está compuesta por la carga geométrica, las pérdidas de carga distribuidas y localizadas a lo largo del tramo de impulsión, y la presión a la salida del aspersor.

$$H_{imp} = H_g + H_{dist} + H_{loc} + \frac{P_i}{\rho \times g} \tag{F.16}$$

Donde:

- H_{imp}: Altura de impulsión total (m)
- H_g: Altura geométrica (m)
- H_{dist}: Pérdida de carga distribuida(m)
- H_{loc}: Pérdidas de carga localizadas (m)
- P_i: Presión a la salida del aspersor (Pa)
- ρ: Densidad del agua kg/m^3

Las pérdidas de carga localizadas y distribuidas se toman según Darcy–Weisbach. Para verificar el funcionamiento de la bomba se adopta el escenario más comprometido, conectando el irrigador al hidrante final. Desde el hidrante hasta el aspersor, el efluente circula por una manguera de longitud constante.

En consecuencia, se considerarán pérdidas de carga localizadas en:

- la salida de la bomba,
- las entradas y salidas de los hidrantes, y
- la conexión de la manguera al aspersor.

Las pérdidas de carga distribuidas se evaluarán a lo largo de todo el tramo de tubería enterrada de PVC más la longitud total de la manguera. En la Tabla F.1.6 se presentan los parámetros utilizados para el cálculo de pérdida de carga en el tramo enterrado de la impulsión y en la manguera. El factor de fricción f el programa lo calcula mediante la función de Colebrook.

Tabla F.1.6: Parámetros utilizados para el cálculo de pérdidas de carga en los tramos de impulsión y manguera

Parámetro	**Tramo 1: Impulsión enterrada**	**Tramo 2: Manguera**
Diámetro D [m]	0,09	0,0508
Longitud L [m]	813	200
Rugosidad relativa ε	0,01	0,01
Pérdida localizada K_{local}	0,4 + 0,88 + 0,12 = 1,4	1,19
Factor de fricción f		

Luego, la altura geométrica en la diferencia de cotas entre el eje de la bomba y el punto más alto del potrero 23 más la altura del aspersor que se consideró 1 metro. Se obtiene:

$$H_g = 7,2m \tag{F.17}$$

Para determinar el punto de funcionamiento de la bomba, se utilizaron las cartillas provistas por Numedic [78], de las cuales se obtuvieron los puntos que definen la curva característica del aspersor en función del caudal y la presión. A partir de esta información, se iteró sobre distintos valores de presión dentro del rango especificado por el fabricante, calculando en cada caso la correspondiente curva de instalación. El punto de funcionamiento de la bomba se identificó como la intersección entre la curva de operación de la bomba y la curva de instalación del sistema, asegurando además que el aspersor operara dentro de su rango funcional. En la Figura F.1.4 se presentan los gráficos asociados a estas condiciones, donde se observa un caudal de funcionamiento de $Q = 20$ m^3/h, con una presión de salida en el aspersor en la ecuación Ecuación F.16 de 23 psi.

Por último, se verificó que, para este caudal de funcionamiento, en el punto más favorable del sistema (es decir, aquel con menor pérdida de carga y menor altura geométrica), la presión de operación se encuentra dentro del rango especificado por la curva característica del aspersor. En este caso, el tramo de tubería enterrada tiene una longitud de 458 metros y la carga geométrica correspondiente es:

$$H_g = -0,5 \text{ m} \tag{F.18}$$

Se comprobó que, para un caudal de $Q = 20$ m^3/h, la ecuación de balance de energía se satisface con una presión a la salida del aspersor de 38 psi, valor que se encuentra dentro del intervalo de funcionamiento recomendado por el fabricante (20 a 40 psi).

En la Figura F.1.4, se presenta la curva de operación de la bomba junto con la curva de instalación, donde se visualiza el punto de funcionamiento alcanzado. También se muestra la curva característica del aspersor.

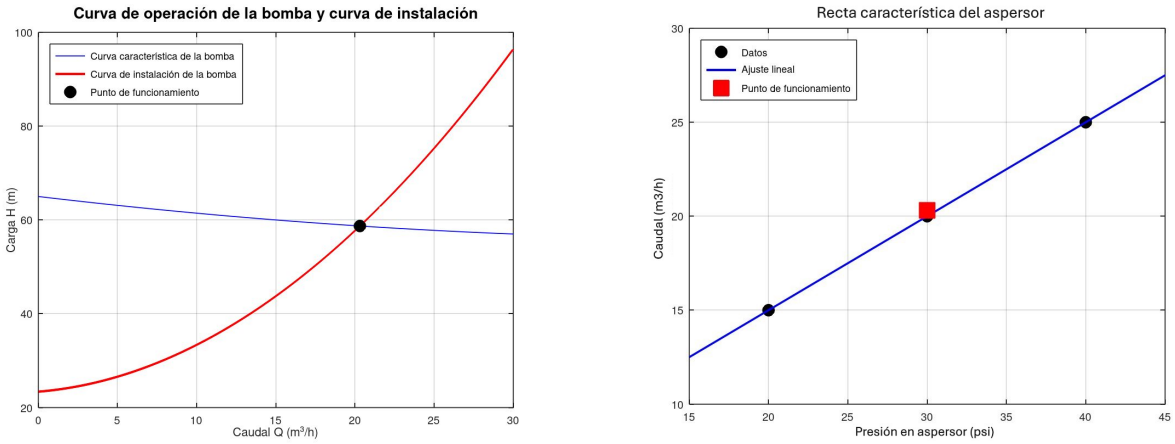


Figura F.1.4: Gráficos utilizados para determinar el punto de funcionamiento del sistema de bombeo de aplicación de efluente al terreno.

F.1.6. Balance de nutrientes al suelo

El objetivo es verificar si el área destinada a la disposición de efluentes es suficiente para retener la carga anual de nutrientes. Se plantea un balance por nutriente (N, P, K) a escala anual del potrero 23, donde valores negativos indican déficit a reponer con efluente.

El balance se formuló de acuerdo con [91], considerando como entradas los fertilizantes (orgánicos o inorgánicos) y la fijación biológica, y como salidas las extracciones por cosecha. Las ecuaciones de balance empleadas fueron:

$$\Delta N(\text{kgN/ha}) = \text{N}_{\text{fert}} + \text{N}_{\text{fij}} - \text{N}_{\text{cosecha}} \tag{F.19}$$

$$\Delta P(\text{kgP}_2\text{O}_5\text{/ha}) = \text{P}_{\text{fert}} - \text{P}_{\text{cosecha}} \tag{F.20}$$

$$\Delta K(\text{kgK}_2\text{O/ha}) = \text{K}_{\text{fert}} - \text{K}_{\text{cosecha}} \tag{F.21}$$

Se consideran como entradas la fertilización (orgánica/inorgánica) y la fijación biológica (leguminosas); como salida, la extracción por cosecha. Los términos menores (semillas, residuos, precipitación, lixiviación y erosión) se omiten por simplificación. La referencia tomada expresa el balance en términos de óxidos: P_2O_5 y K_2O. En este trabajo se harán los balances en términos de P y K.

El área mínima para balance cero por nutriente se obtiene como:

$$A_{\text{nutriente}} = \frac{\text{Carga anual del nutriente (kg/año)}}{|\text{Déficit medio (kg/ha/año)}|}.$$

Para cada par invierno–verano se promedia el déficit anual del nutriente.

F.1.6.0.1. Insumos requeridos:

1. Rotación de cultivos (especie, ciclo, rendimientos y extracciones).
2. Concentración de N, P y K en el efluente.
3. Fertilización inorgánica aplicada (producto y dosis).
4. Volumen anual de efluente dispuesto al terreno.

La rotación y las aplicaciones registradas en el potrero 23 se resumen en la Tabla F.1.7.

Tabla F.1.7: Rotaciones del potrero 23 y fertilización aplicada.

Zafra	**Cultivo**	**Tratamiento**	**Dosis (kg/ha)**
Invierno 17	Festuca/Lotus 1º	–	–
Verano 17/18	Festuca/Lotus 1º	–	–
Invierno 18	Festuca/Lotus 2º	–	–
Verano 18/19	Festuca/Lotus 2º	–	–
Invierno 19	Festuca/Lotus 3º	–	–
Verano 19/20	Festuca/Lotus 3º	–	–
Invierno 20	Raigrás	–	–
Verano 20/21	Sorgo picado entero	–	–
Invierno 21	Avena	–	–
Verano 21/22	Maíz	–	–
Invierno 22	Pradera perenne 1º	7-40/40-0	80
Verano 22/23	Pradera perenne 1º	–	–
Invierno 23	Pradera perenne 2º	Urea	120
Verano 23/24	Pradera perenne 2º	–	–
Invierno 24	Pradera perenne 3º	Urea	3 aplicaciones de 80 y 1 de 50
Verano 24/25	Pradera perenne 3º	Sulfamonio	0,15

Respecto a los fertilizantes inorgánicos utilizados:

- Urea: 45 % de N; aporte = Dosis × 0,45 [89].
- 7-40/40-0: 7 % N, 40 % P rápidamente asimilable, 40 % P total, 0 % K [90].
- Sulfamonio: 21 % N y 23 % S [90].

Los cultivos de la rotación, rendimientos [81] y extracciones específicas [83, 84, 85] se indican en la Tabla F.1.8. La humedad comercial adoptada es 14,5 % [82]. La extracción por hectárea se calculó como:

$$\text{Extracción (kg/ha)} = \text{Rend (ton/ha)} \times \left(\frac{100 - \text{HC}}{100}\right) \times \text{Extracción (kg/tonMS)} \tag{F.22}$$

Tabla F.1.8: Rendimientos y extracciones por tonelada de MS.

Cultivo	**Rend** (ton MS/ha/año)	**N** (kg/ton MS)	**P** (kg/ton MS)	**K** (kg/ton MS)
Festuca	7,0	25,0	3,0	26,0
Lotus	7,8	30,8	2,8	21,0
Raigrás	7,0	25,0	2,7	18,5
Avena	4,5	27,5	12,5	30,0
Maíz	7,5	15,0	3,0	4,0
Trébol blanco	7,5	30,0	3,3	20,0
Pradera perenne	7,0	28,6	3,0	22,3
Sorgo granífero	13,0	20,0	2,8	12,7

Fijación biológica de N:

- Lotus: 22,4 kgN/tonMS (promedio entre años secos y húmedos) [86].
- Trébol blanco: 102 kg N/(ha × año) [87] ⇒ 13,6 kgN/tonMS para 7,5 tonMS/ha.
- Pradera perenne (festuca–trébol–lotus): fijación igual al promedio de las especies que lo componen [88].

Tabla F.1.9: Especies, ciclo, fijación y extracciones anuales por cultivo.

Cultivo	**Especie**	**Ciclo**	**Fijación** (kgN/ha/año)	**Extracción N** (kgN/ha/año)	**Extracción P** (kgP/ha/año)	**Extracción K** (kgK/ha/año)
Festuca	gramínea	Perenne	0	149,6	18,0	155,6
Lotus	leguminosa	Perenne	149,6	205,1	17,9	174,7
Raigrás	gramínea	Anual/Bianual	0	149,6	16,2	110,7
Avena	gramínea	Anual	0	105,8	48,1	115,4
Maíz	cereal	Anual	0	96,2	19,2	25,7
Trébol blanco	leguminosa	Perenne	87,2	192,3	21,2	128,3
Pradera perenne	gramínea–leguminosa	Perenne	78,9	171,1	18,2	133,7
Sorgo granífero	gramínea	Anual	0	222,3	31,1	141,2

Los resultados del balance anual por cultivo se muestran en la Tabla F.1.10. Valores negativos indican déficit.

Tabla F.1.10: Balance anual de nutrientes por cultivo (negativo = déficit).

Cultivo	**Ciclo**	**N** (kgN/ha/año)	**P** (kg/ha/año)	**K** (kg/ha/año)
Festuca/Lotus 1º	Perenne	-102,6	-17,9	-165,2
Festuca/Lotus 2º	Perenne	-102,6	-17,9	-165,2
Festuca/Lotus 3º	Perenne	-102,6	-17,9	-165,2
Raigrás	Anual	-149,6	-16,2	-110,7
Sorgo picado entero	Anual	-222,2	-31,1	-141,2
Avena	Anual	-105,8	-48,1	-115,4
Maíz	Anual	-96,2	-19,2	-25,7
Pradera perenne 1º	Perenne	-97,9	13,0	-152,9
Pradera perenne 2º	Perenne	-48,3	-19,0	-152,9
Pradera perenne 3º	Perenne	27,1	-19,0	-152,9

Se observa superávit de P en Pradera perenne 1º (aplicación 7-40/40-0) y superávit de N en Pradera perenne 3º (aplicaciones de urea y sulfamonio); en esos casos no corresponde disponer efluente para ese nutriente.

Las concentraciones que se toman para el cálculo de la carga anual se toman de la Tabla 6.1.2, se corrige las concentraciones de fósforo y potasio por los coeficientes mencionados anteriormente, y se reduce de acuerdo a la remoción reportada para el tamiz estático en el estudio [155]. Con las concentraciones $N = 0{,}264$ kg/m^3, $P = 0{,}045$ kg/m^3 y $K = 0{,}257$ kg/m^3, y un volumen anual $V = 4{,}139$ m^3, la carga anual resulta la indicada en la Tabla F.1.11.

Tabla F.1.11: Concentración y carga anual de nutrientes del efluente.

Descripción	**N**	**P**	**K**
Concentración (kg/m^3)	0,264	0,045	0,257
Carga anual (kg/año)	1092,3	186,4	1064,6

La Tabla F.1.12 resume los resultados para toda la rotación.

Tabla F.1.12: Áreas necesarias por nutrientes para que el aporte neto de en el suelo sea nulo.

Cultivo	**Ciclo**	**Área para N** (ha)	**Área para P** (ha)	**Área para K** (ha)
Festuca/Lotus 1º	Perenne	10,6	10,4	6,4
Festuca/Lotus 2º	Perenne	10,6	10,4	6,4
Festuca/Lotus 3º	Perenne	10,6	10,4	6,4
Raigrás y sorgo	Anual	5,9	7,9	8,5
Avena y maíz	Anual	10,8	5,5	15,1
Pradera perenne 1º	Perenne	11,2	–	7,0
Pradera perenne 2º	Perenne	22,6	9,8	7,0
Pradera perenne 3º	Perenne	–	9,8	7,0

F.2. Memoria de cálculo de la caracterización del efluente

F.2.0.1. Volumen y caudal de efluente generado en actividad de ordeñe

Asociado a la actividad del ordeñe se tiene efluente generado debido a:

- Limpieza del corral de espera
- Sala de ordeñe que incluye: lavado de la máquina de ordeñe, el piso y la fosa de la sala
- Tanque de frío para leche cuando es lavado.

La limpieza del corral y sala de ordeñe se realiza luego de cada ordeñe (dos veces al día) mediante el uso de agua a presión durante aproximadamente 20 minutos, empleando un caudal de 2 L/s. Esto representa un consumo estimado de 4.800 L/día. El caudal fue determinado mediante un ensayo simple en campo, consistente en cronometrar el tiempo requerido para llenar un recipiente de 40 L.

El lavado de la fosa de la sala de ordeñe se realiza durante el transcurso del ordeñe de forma aleatoria con mangueras de 1/2 pulgadas entre ordeñes de distintas tandas de vacas. Debido a la dificultad de contabilizar este consumo se toma un volumen diario de 1.000 L/día.

Otros lavados que se realizan en la sala de ordeñe son el lavado de la máquina de ordeñe y del tanque de frío. Para la máquina de ordeñe se consideró un consumo de 8 litros de agua por cada uno de los 8 órganos de ordeñe en cada ciclo de lavado [2], realizándose dos limpiezas diarias. Esto equivale a 64 litros de agua usada en cada turno de ordeñe, lo cual son 128 L/día de agua consumidos para la limpieza de la máquina.

La estimación del volumen de efluente generado por la limpieza del tanque de frío se realizó considerando la producción de leche por lote y el número de animales por lote (Tabla 6.1.3). En función del volumen diario de leche producido, se determinó el número de limpiezas diarias requeridas para el tanque de frío cuya capacidad es de 10.000 litros como se ve en la Tabla F.2.1. Los litros de leche producidos por cada lote se tomaron del estudio [6].

Tabla F.2.1: Insumos y resultados para estimar el volumen de agua de lavado del tanque de frío.

Parámetro	**Cantidad**
Datos de producción por lote (L/día por vaca)	
Producción diaria por lote estabulado	34,6
Producción diaria por lote mixto	27,9
Producción diaria por lote pastoril	19,2
Promedio de producción diaria	25,1
Dato del tanque	
Volumen del tanque de frío (L)	10.000,0
Volumen de leche producido en el día (L)	**3.289,0**
Nº de limpiezas por día	**0,3**

Para la limpieza del tanque de frío se estimó un consumo de agua equivalente al 5 % de su volumen por cada ciclo de limpieza [2]. Esto equivale a 500 L/día de agua por cada vaciado del tanque. Este es un volumen que se consume una vez cada 3 días puesto que es lo que lleva de tiempo que se complete de leche la capacidad del tanque para luego ser vaciado.

En la Tabla F.2.2 se presentan los volúmenes y caudales resumidos en los procesos de lavado descritos. El caudal de lavado de corral de espera y sala de ordeñe es conocido. El caudal asociado a los volúmenes de máquina de ordeñe, tanque de frío, y fosa de ordeñe se estima suponiendo una duración de lavado de 10 minutos.

Tabla F.2.2: Origen, volumen y caudal de los efluentes generados asociados a la actividad de ordeñe.

Origen	**Volumen (L/día)**	**Caudal (L/s)**
Corral de espera y sala de ordeñe	4.800,0	2,0
Máquina de ordeñe	128,0	0,2
Tanque de frío	500,0	0,8
Fosa de sala	1.000,0	1,7

F.2.0.2. Volumen de efluente generado en patio de alimentación

En el patio de alimentación se genera estiércol, cuyo volumen total se calcula en la Subsección G.1.1, dado que este residuo es gestionado como sólido. Sin embargo, entre jornadas de limpieza del patio de alimentación (3 veces por semana), parte del estiércol permanece acumulado en la explanada, generando un efluente que constituye un aporte de caudal de ingreso al desarenador. Los principales líquidos que escurren desde esta zona corresponden a la orina de los animales y al agua aportada por los aspersores utilizados para la regulación térmica del ganado.

Como hipótesis de cálculo, se asumirá que durante el intervalo entre limpiezas el caudal de escurrimiento proveniente de los aspersores es despreciable frente al generado por la orina. Asimismo, dado que el objetivo

de este análisis es estimar el caudal afluente al desarenador, se considerará que la totalidad de la orina generada en ambos patios de alimentación (de cada cama caliente) llega efectivamente a dicha unidad.

Para calcular el volumen de efluente también se debe estimar el volumen de orina que se genera, de acuerdo con el Cuadro 5 de Nennich [29], por cada 66,3 kg/día de estiércol excretado, 23 kg/día corresponden a orina. Junto con los valores de estiércol generados en el patio de alimentación presentados en la Tabla 6.1.5, y considerando una densidad de la orina de 1.015 kg/m^3 [64], se calcula el volumen de orina correspondiente, cuyos resultados se presentan en la Tabla F.2.3.

Tabla F.2.3: Resumen de orina generada en el patio de alimentación.

Lote	**Orina (kg/día)**	**Orina (L/día)**
Estabulado	249,9	246,2
Mixto	171,4	168,9
Total	**421,3**	**415,1**

F.2.0.3. Volumen y caudal de agua pluvial desde superficies impermeables no techadas

Para estimar el caudal de escorrentía superficial generado por precipitaciones sobre superficies impermeables no techadas que ingresan al SGE, se aplicó el método racional [65].

Las hipótesis del método racional consideradas son:

- La lluvia tiene intensidad constante durante el tiempo de concentración.
- La escorrentía comienza una vez transcurrido el tiempo de concentración.
- El escurrimiento superficial se genera sobre superficies completamente saturadas.
- El aporte por infiltración es despreciable (válido en superficies impermeables como es este caso).
- La cuenca es pequeña, homogénea y con escurrimiento concentrado.

Se realizaron los siguientes pasos para el cálculo:

1. Cálculo de la intensidad de precipitación.
2. Aplicación del método racional.

Cálculo de la intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación se estimó considerando un hietograma de diseño de intensidad constante, cuya duración se iguala al tiempo de concentración por la hipótesis del método.

Se parte de una precipitación base de $P_{3,10} = 88$ mm (correspondiente a un período de retorno de 10 años y duración de 3 horas) según [66] , la cual fue corregida para un período de retorno de 2 años y una duración de 5 minutos, utilizando los coeficientes de duración (C_D), temporalidad (C_T) y área (C_A).

El tiempo de concentración adoptado es de 5 minutos, se tomó como referencia el rango recomendado (5 a 10 minutos) para microcuencas urbanas [68], lo cual implica una duración del evento de 0,083 horas.

Los coeficientes de ajuste se calcularon de la siguiente forma:

$$C_T(T_r) = 0,5786 - 0,4312 \log\left(\ln\left(\frac{T_r}{T_r - 1}\right)\right) \tag{F.23}$$

$$C_D(d) = \begin{cases} \dfrac{0,6208\, d}{(d + 0,0137)^{0,5639}}, & d < 3 \text{ h} \\ \dfrac{1.0287\, d}{(d + 1,0293)^{0,8083}}, & d \geq 3 \text{ h} \end{cases} \tag{F.24}$$

$$C_A(A, d) = 1 - \left(0,3549\, d^{-0,4272}\right)\left(1 - e^{-0,005792\, A\, d}\right) \tag{F.25}$$

Sustituyendo los valores obtenidos:

$$C_D = 0.20, \qquad C_T = 0.60, \qquad C_A = 1.00$$

$$P_{\text{ajustada}} = 88 \times 0,20 \times 0,60 \times 1,00 = 10.6 \text{ mm}$$

$$i = \frac{10,6 \text{ mm}}{0,0833 \text{ h}} = 127,2 \text{ mm/h}$$

Aplicación del método racional

Con la intensidad estimada, se aplicó la fórmula del método racional [65]:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{360} \tag{F.26}$$

donde:

- Q: caudal de escorrentía (m^3/s),
- C: coeficiente de escorrentía (1 por tratarse de una superficie completamente impermeable),
- i: intensidad de precipitación (mm/h),
- A: área de la cuenca (ha).

Las superficies impermeables fueron divididas en tres zonas según su pendiente de escurrimiento, tal como se muestra en la Figura F.2.1:



Figura F.2.1: Superficie de zonas impermeables no techadas del tambo de la EEMAC.

En la figura anterior, la zona A corresponde a la superficie impermeable del corral de espera y accesos al mismo, la zona B es la explanada de hormigón que drena hacia el desarenador, y la zona C es la superficie del búnker de sólidos del patio de alimentación. A partir de las áreas correspondientes a cada zona y aplicando la Ecuación F.26, se obtuvieron los valores que se presentan en la Tabla F.2.4.

Tabla F.2.4: Área y caudal máximo por zona.

Zona	**Área (m²)**	**Caudal máximo (L/s)**
A	385	14,0
B	379	14,0
C	45	2,0

Para estimar el volumen de agua pluvial que se incorpora al SGE desde superficies impermeables se multiplica el caudal calculado por el método racional por el tiempo de concentración considerado. Con esto los volúmenes de agua pluvial son los que se muestran en la Tabla F.2.5.

Tabla F.2.5: Área y volumen generado en 5 minutos por zona.

Zona	Área (ha)	Volumen (L)
A	0,0385	4200
B	0,0379	4200
C	0,0045	600
Total pluvial	**0,0809**	**9000**

F.2.0.4. Resumen de valores de caudales y volúmenes

En esta sección se resumen los valores de volúmenes y caudales calculados en las secciones anteriores. Además, se incluye el volumen de agua de precipitación sobre las superficies impermeables y directa sobre la laguna calculado como la precipitación media diaria de la serie histórica de la EEMAC por la suma de estas áreas, donde el área superficial de la laguna de 442 m^2 y la precipitación media es de $3,6$ mm, lo que resulta en un volumen de $4,49$ m^3. Estos volúmenes se muestran en la Tabla F.2.6.

Tabla F.2.6: Volumen de efluente que ingresa al SGE

Origen	Volumen (m^3/d)
Corral de espera y sala de ordeñe	4,80
Máquina de ordeñe	0,13
Tanque de frío	0,50
Piso de fosa	1,00
Orina	0,42
Precipitación media diaria	4,49
Total diario	**11,34**
Total anual	**4.139,1**

Por otro lado, en la Tabla F.2.7 se muestra un resumen de los caudales de interés mencionados en las secciones anteriores.

Tabla F.2.7: Caudales de efluente que ingresan al SGE

Origen	**Caudal (L/s)**
Corral de espera y sala de ordeñe	2,0
Máquina de ordeñe	0,2
Tanque de frío	0,8
Piso de fosa	1,7
Precipitación en corral	14,0
Precipitación en explanada	14,0
Precipitación en búnker PA	2,0

F.2.0.5. Parámetros del estiércol y el efluente crudo

Las características físico-químicas del estiércol y del efluente crudo se tomaron de un análisis 2023 de la EEMAC y se adoptaron como valores de referencia/diseño. Dado que, según la Tabla 6.1.1a, el corral de espera y la sala de ordeñe son el principal aporte volumétrico al SGE, se estimó la carga de los parámetros seleccionados específicamente para esa corriente conforme a la siguiente ecuación:

$$\text{Carga} = \text{Carga}_{\text{Tot}} \times \left(N_{\text{Est}} \cdot \frac{T_{\text{est}}}{18 \text{ hs}} + N_{\text{Mixto}} \times \frac{T_{\text{mixto}}}{18 \text{ hs}} + N_{\text{pas}} \times \frac{T_{\text{pas}}}{18 \text{ hs}} \right) \tag{F.27}$$

- Carga: carga de cada parámetro en el corral y sala de ordeñe (g/d).
- $\text{Carga}_{\text{Tot}}$: carga total diaria aportada por todas las vacas en el sistema (g/d).
- N_{est}: número de vacas estabuladas.
- T_{est}: tiempo de permanencia de las vacas del lote estabulado en el corral de espera (hs).
- N_{mixto}: número de vacas del lote mixto.
- T_{mixto}: tiempo de permanencia de las vacas del lote mixto en el corral de espera (hs).
- N_{pas}: número de vacas del lote pastoril.
- T_{pas}: tiempo de permanencia de las vacas del lote pastoril en el corral de espera (hs).

A partir del caudal diario del SGE indicado en la Tabla 6.1.1b, la concentración puede estimarse mediante:

$$\text{Concentración (mg/L)} = \frac{\text{Carga (kg/d)} \times 1 \times 10^6}{\text{Caudal (L/d)}}$$

De los parámetros compartidos, no se incluyó el contenido de sólidos totales (ST), por lo que el valor del mismo fue estimado. Se presenta en la Tabla F.2.8 el aporte diario de estiércol calculado en la Subsección 6.1.4, la relación entre el volumen de agua en el estiércol y los litros de leche producidos, y los kg de leche tomados de [6].

Tabla F.2.8: Datos para estimación de humedad en estiércol.

Parámetro	Valor
Estiércol fresco (kg/d)	69,5
Agua (L H_2O/kg leche)	1,8
Producción de leche (kg/d)	34,6

Con estos valores se tiene que el volumen de agua contenido en el estiércol fresco es:

$$V_{Agua} = 62,3 \text{ L}$$

Con esto, considerando una densidad del agua de 1 kg/L se puede conocer el porcentaje de humedad del estiércol fresco como:

$$\text{Humedad} = \frac{V_{\text{Agua}} \text{ (kg/día)}}{\text{Estiércol fresco (kg/día)}} = \frac{62,3}{69,5} = 89,65\,\%$$

Luego, el porcentaje de sólidos totales resulta:

$$\text{Sólidos Totales} = 100\,\% - 89,65\,\% = 10,35\,\%$$

Ahora se conoce el contenido de sólidos totales en el estiércol fresco. Para conocer la carga de sólidos totales por vaca se debe multiplicar los aportes diarios de estiércol por el porcentaje de sólidos totales, lo que resulta en:

$$\text{Carga}_{ST} = 0,1035 \times 69,5\text{kg/VO/d} = 7,2 \text{ kg/VO/día}$$

Para conocer la carga de sólidos en el efluente generado en el corral de espera se toman los datos de número de vacas por lote y tiempo medio de espera en el corral según la Tabla 6.1.4. También se conoce el caudal que incluye el agua de lavado que es de 4.800 litros y la orina generada en el patio de alimentación que es 415 litros según la Tabla 6.1.5. Con esto, el caudal resulta:

$$\text{Qcorral} = 5.215,0 \text{ L/día}$$

Aplicando la Ecuación F.27 se tiene que la carga de sólidos totales en el efluente es:

$$\text{Carga}_{ST}\text{,estiércol} = 45,7 \text{ kg/día}$$

Partiendo de este valor de carga de sólidos totales, se puede obtener la concentración de sólidos totales en el efluente dividiendo entre el caudal de lavado, esto es:

$$\text{Concentración (mg/L)} = \frac{\text{Carga (kg/día)}}{\text{Caudal (L/día)}} = \frac{45,7 \text{ kg/d}}{5.215,0 \text{ (L/día)}} = 8.756,4 \text{ mg/L}$$

F.3. Costos de las alternativas

En esta sección se desarrollaran genéricamente los procedimientos de calculo realizados para calcular los costoso asociados a las alternativas planteadas.

Movimiento de tierra

Para calcular el costo del movimiento de tierra necesario para aumentar la cota de coronamiento de la laguna se plantea hallar la diferencia entre el movimiento de suelo que requieren dos lagunas de diferente cota de coronamiento. Es decir, se calculará el costo del movimiento de tierra para construir una laguna desde 0 para dos cotas distintas y luego se hará la diferencia. Dado que el procedimiento de cálculo para cada cota de coronamiento es el mismo, se desarrollará un caso unicamente. En esta sección será planteado el cálculo del volumen ocupado por una laguna con las dimensiones que se muestran en la tabla Tabla F.3.1.

Parámetro	Valor
Largo inferior	10 m
Ancho inferior	7 m
Largo superior	34.4 m
Ancho superior	22.25 m
Ancho de coronamiento	3 m
Altura de coronamiento	6.1 m
Taludes lado largo (H/V)	2
Taludes lado corto (H/V)	1.25
Taludes exteriores (H/V)	2

Tabla F.3.1: Valores destacados de la laguna

Antes de comenzar se aclara que el costo del movimiento de suelo se basa en calcular el volumen de tierra necesario y multiplicar ese valor por el costo unitario, que para el caso actual se considerará 8 US$/$m^3$.

Para iniciar se busca descomprimir el problema como la suma de tres volúmenes de tierra:

- Volumen de taludes exteriores de la laguna
- Volumen de taludes interiores de la laguna
- Volumen de las secciones centrales

El volumen de los taludes tanto exteriores como interiores se divide en tres: tramos largos, tramos cortos y esquineros. Los tramos cortos y largos se calculan como muestra la Ecuación F.28.

$$V_{talud} = \frac{base \times altura}{2} \times profundidad \tag{F.28}$$

Los esquineros que son los tramos de talud que se encuentran en las esquinas se pueden calcular de manera conjunta ya que forman una pirámide al unirse. El volumen de una pirámide se halla como lo presenta la Ecuación F.29.

$$V_{piramide} = \frac{A_{base} \times altura}{3} \tag{F.29}$$

Una vez hecho estos cálculos se suma los taludes con los esquineros y se obtiene el volumen interior y exterior de la laguna. Resta hallar el volumen intermedio que se calcula simplemente como el volumen de un prisma clásico.

La suma de los cuatro prismas, los ocho taludes (cuatro internos y cuatro externos) y los ocho esquineros (cuatro internos y cuatro externos) resulta en el volumen necesario para construir una laguna de almacenamiento. A continuación se plantean los cálculos para el ejemplo de la Tabla F.3.1.

$$\text{Volumen talud externo largo} = \frac{2 \times 6.1 \times 6.1}{2} \times 34.4 = 1280\,m^3$$

$$\text{Volumen talud externo corto} = \frac{2 \times 6.1 \times 6.1}{2} \times 22.25 = 605.3\,m^3$$

$$\text{Volumen pirámide exterior} = \frac{4 \times 6.1 \times 4 \times 6.1}{3} \times 6.1 = 1211\,m^3$$

$$\textbf{Volumen total exterior} = (2 \times 1280) + (2 \times 605.3) + 605.3 = 5426\,m^3$$

$$\text{Volumen talud interior largo} = \frac{1.25 \times 6.1 \times 6.1}{2} \times (34.4 - 2 \times 2 \times 6.1) = 232.6\,m^3$$

$$\text{Volumen talud interior chico} = \frac{2 \times 6.1 \times 6.1}{2} \times (22.25 - 2 \times 1.25 \times 6.1) = 260.5\,m^3$$

$$\text{Volumen pirámide interior} = \frac{2 \times (2 \times 1.25 \times 6.1) \times (2 \times 2 \times 6.1)}{3} \times 6.1 = 1513\,m^3$$

$$\textbf{Volumen total interior} = (2 \times 232.6) + (2 \times 260.5) + 1513 = 2499\,m^3$$

$$\text{Volumen prisma largo} = 3 \times 34.4 \times 6.1 = 629.5\,m^3$$

$$\text{Volumen prisma chico} = 3 \times 22.25 \times 6.1 = 407\,m^3$$

$$\text{Volumen esquinero prismático} = 3 \times 3 \times 6.1 = 54.9\,m^3$$

$$\textbf{Volumen total intermedio} = (2 \times 629.5) + (2 \times 407) + (4 \times 54.9) = 2293\,m^3$$

$$\text{Volumen total} = (5426) + (2499) + (2293) = 10.219\,m^3$$

El valor de 10.219 m^3 es el volumen de tierra necesario para una laguna con una cota de coronamiento de 6,1 m. Si se multiplica este valor por 8 US\$/m^3 se obtiene el costo del movimiento de esa cantidad de suelo. Por último, si se considera la ampliación de la laguna desde una cota de coronamiento igual a 4 m hasta 6,1 m (Alternativa 1) se debe repetir el calculo pero para una cota de 4 m, lo que resultaría en 3744 m^3. El costo de esta ampliación se resume en la Ecuación F.30

$$\text{Costo de ampliación} = (10.219 - 3.744) \times 8 = 51798\,\text{US\$} \tag{F.30}$$

Salarios

Los costos asociados a salarios se calculan en base a las horas dedicadas a la aplicación de efluentes. A modo de ejemplo se utiliza la alternativa 1.

$$\text{Costo salarial anual} = (\text{Salario por hora}) \times (\text{horas de trabajo diario}) \times (\text{días de aspersión})$$

$$\text{Costo salarial anual} = (1000\ \$) \times (4.75\ \text{hs}) \times (58\ \text{días}) = 275.500\,\$ = 6.836\,\text{US\$}$$

Gasto eléctrico

EL gasto eléctrico que se considera es el que surge del uso de la bomba hidráulica que impulsa el efluente. Este se calcula como se muestra en la Ecuación F.31

$$\text{Costo eléctrico} = \text{Potencia eléctrica} \times \text{Tarifa} \times \text{Horas de uso diario} \tag{F.31}$$

Ejemplificando, para la alternativa uno se tiene:

$$\text{Costo eléctrico} = (11\,\text{kW}) \times (5.1\,\$) \times (4\,\text{hs}) = 224.4\,\$/\text{día}$$

Extensión de tuberías

Para aproximar los gastos de suministro y colocación de tuberías de 90 mm incluyendo accesorios como codos y acoples tipo "T", se comienza tomando un costo de referencia. El costo de referencia es 1183,1 $ por metro de tubería de 250 mm en octubre 2016.

Una vez tomado el costo de referencia se busca llevarlo a la fecha actual utilizando el Índice de Costo de la Construcción (ICC) del INE con base diciembre 1999 = 100. Considerando el ICC de octubre 2016 = 550.39 y el ICC de junio 2023 = 911.80, se calcula el factor de actualización como muestra la Ecuación F.32

$$Factor = \frac{911.80}{550.39} = 1.66 \tag{F.32}$$

Aplicando el factor de corrección al valor de referencia se obtiene 1962 $/m para junio 2023 para una tubería de 250 mm. Ahora bien, para llevar el costo a una tubería de 90 mm, se propone una reducción del 60 % que contempla la reducción por la geometría y por la instalación. A partir de este criterio se obtiene un precio de $785\$/m$ para una tubería de 90 mm para junio 2023.

Resta llevar los valores a la actualidad (año 2025). La razón de no hacerlo directamente desde el 2016 es que en el 2023 hubo un cambio de base y el nuevo ICC no es compatible con el viejo. Dado este acontecimiento, se decide utilizar el Indice del Costo de la Construcción de Vivienda (ICCV) ya que se sigue publicando y para los fines de cálculo del caso no hay mayores diferencias con el ICC.

Una vez definido este cambio en la metodología de cálculo, se calcula el factor de actualización de la misma manera que antes, considerando el ICCV de junio 2023 = 100 y el ICCV de abril 2025 = 113.69. Esto resulta en un costo de tubería de 90 mm igual a $893\$/m$.

Finalmente, con este costo y sabiendo que se desea extender la tubería 78 m, el costo final es de 69.654 $.

F.4. Caracterización del efluente del SGE proyectado

En la situación actual la caracterización del efluente que ingresa al SGE corresponde a la porción de estiércol y arena lavadas del corral de espera. En el SGE proyectado se suma el volumen de lavado por flushing con el volumen de estiércol generado ahí. Por lo tanto, se debe realizar la nueva caracterización del efluente. Con la fórmula Ecuación F.27 se estiman las nuevas cargas de aporte del efluente al SGE. Se considera para los cálculos el escenario de 131 vacas. El número de vacas en el corral de espera y patio de alimentación y los tiempos que transcurren en estos sitios se muestran en la Tabla F.4.1.

Tabla F.4.1: Datos para el cálculo de parámetros del efluente

Lote	**N° Vacas**	**T_{PA} (hs)**	**T_C (hs)**
Estabulado	32	5,83	0,53
Mixto	32	4	0,53
Pastoril	67	0	1,2

Por otro lado, los volúmenes de agua que se consideran para la caracterización son los que se muestran en la Tabla F.4.2.

Tabla F.4.2: Volúmenes de aporte al SGE

Aporte	**Valor (m^3)**
V_{corral}	4,8
V_{orina}	0,4
$V_{\text{plu, medio}}$	4,5
V_{Flushing}	18,0

La concentración del efluente se calcula a través de la expresión Ecuación F.33 que se interpreta como la dilución de la carga total en el volumen total.

$$C_{\text{ef}} = \frac{L_{\text{PA}} + L_{\text{cor}}}{V_{\text{fl}} + V_{\text{cor}}} \tag{F.33}$$

Donde:

- C_{ef} es la concentración de cada parámetro en el efluente.
- L_{PA} es la carga de aporte del patio de alimentación de cada parámetro.
- L_{cor} es la carga de aporte del corral de espera de cada parámetro.
- V_{fl} es el volumen de efluente del sistema de flushing.
- V_{cor} es el volumen de aporte total en el corral de espera.

La carga total de cada parámetro en el efluente que ingresa al SGE y la concentración de estos se muestran en la Tabla F.4.3.

Tabla F.4.3: Caracterización fisicoquímica del efluente en el SGE proyectado.

Parámetro	**Carga total (g/d)**	**Concentración (mg/L)**
Nitrógeno (N)	13.116,0	473,4
Calcio (Ca)	5.665,0	204,5
Fósforo (P)	2.708,2	97,8
Magnesio (Mg)	1.405,8	50,7
Cloro (Cl)	3.812,3	137,6
Potasio (K)	11.745,2	423,9
Sodio (Na)	1.644,0	59,3
Cobre (Cu)	9,3	0,3
Hierro (Fe)	121,0	4,4
Manganeso (Mn)	26,7	1,0
Zinc (Zn)	33,1	1,2
Sólidos totales (ST)	210.913,7	7.612,8

F.5. Balance de nutrientes del SGE proyectado

En esta sección se desarrollan los cálculos para determinar el área mínima necesaria para la disposición final del efluente líquido mediante aplicación superficial. En la Tabla F.5.1 se muestra la rotación de cultivos considerada para el balance de nutrientes.

Tabla F.5.1: Rotación de cultivos considerados.

Período	**Cultivo**
Verano Año 1/Año 2	Maíz
Invierno Año 2	Pradera
Verano Año 2/Año 3	Pradera
Invierno Año 3	Pradera
Verano Año 3/Año 4	Pradera
Invierno Año 4	Pradera
Verano Año 4/Año 5	Pradera
Invierno Año 5	Pradera
Verano Año 5/ Año 6	Avena

Las extracciones de estos cultivos se muestran en la Tabla F.5.2.

Tabla F.5.2: Extracciones de los cultivos considerados.

Cultivo	**Extracción (kgN/ha/año)**	**Extracción (kgP/ha/año)**	**Extracción (kgK/ha/año)**
Maíz	96,2	19,2	25,7
Pradera	171,1	18,2	133,7
Avena	105,8	48,1	115,4

Los cultivos están implantados medio año por lo que se debe promediar las extracciones de los cultivos que coinciden en cada año. El balance de nutrientes para cada zafra se muestran en la Tabla F.5.3.

Tabla F.5.3: Resultados de los balances de nutrientes.

Período	**Cultivo**	**Balance N (kgN/ha/año)**	**Balance P (kgP/ha/año)**	**Balance K (kgK/ha/año)**
Año 1/Año 2	Maíz/Pradera	-94,2	-18,7	-79,7
Año 2/Año 3	Pradera	-92,2	-18,2	-133,7
Año 3/Año 4	Pradera	-92,2	-18,2	-133,7
Año 4/Año 5	Pradera	-92,2	-18,2	-133,7
Año 5/Año 6	Pradera/Avena	-99,0	-33,1	-124,5

Por otro lado, se debe calcular cuál es la carga efectiva de nitrógeno, fósforo y potasio que se aplica al terreno. De acuerdo a [106] las eficiencias de remoción de nutrientes del tamiz estático son las que se presentan en la Tabla F.5.4.

Tabla F.5.4: Eficiencias de remoción en concentración del tamiz estático. Extraído de: [106].

Parámetro	**Remoción en concentración (%)**
Nitrógeno (N)	6
Fósforo (P)	7
Potasio (K)	1

Con estas eficiencias se calcula la concentración de nitrógeno, fósforo y potasio en el efluente que efectivamente se disponen al terreno, y a partir del volumen anual de efluente que es 4.139 m^3 mostrado en la Tabla F.2.6 también se calcula la carga anual de efluente. Estos resultados se muestran en la Tabla F.5.5.

Tabla F.5.5: Cargas totales y concentraciones de los parámetros del efluente.

Parámetro	**Concentración (mg/L)**	**Carga anual (kg/m^3)**
Nitrógeno (N)	445,0	1.841,7
Fósforo (P)	91,0	376,5
Potasio (K)	419,7	1.737,0

Luego, calculando la relación entre las cargas anuales y los resultados de los balances se obtiene el área necesaria para disponer el efluente líquido por aplicación superficial al terreno. Esto se muestra en la Tabla F.5.6.

Tabla F.5.6: Áreas resultantes del balance de nutrientes.

Período	**Cultivo**	**Área N (ha)**	**Área P (ha)**	**Área K (ha)**
Año 1/Año 2	Maíz/Pradera	19,6	20,1	21,8
Año 2/Año 3	Pradera	20,0	20,7	13,0
Año 3/Año 4	Pradera	20,0	20,7	13,0
Año 4/Año 5	Pradera	20,0	20,7	13,0
Año 5/Año 6	Pradera/Avena	18,6	11,4	13,9

Los resultados muestran que el nutriente limitante es el potasio, ya que para el año en el que se implanta maíz y pradera se tienen $21,8$ has necesarias para la disposición del efluente.

F.6. Incorporación de efluente al sistema de riego

La incorporación del efluente almacenado en la laguna se establece en el punto señalado en la Figura 5.2.19, y para ello se busca realizar la impulsión utilizando la bomba ya existente (Numedic 11 kw 2P). A partir de los escenarios posibles de operación del riego y la línea de impulsión planteada, se buscará resolver el sistema hidráulico determinando los puntos de funcionamiento de dicha bomba.

Se comienza determinando la carga hidráulica que presenta el fluido en el punto de inyección del efluente. Esto se logra considerando la carga al inicio del bombeo y quitando las perdidas de carga hasta ese punto, lo cual se puede calcular como lo muestra la Ecuación F.34

$$H_{Inyeccion} = H_{Tajamar} - (K_L + \frac{fL}{D})(\frac{8Q^2}{9.8\pi^2 D^4}) \tag{F.34}$$

Donde:

- $H_{Inyeccion}$ = carga en la tubería de riego en el punto de inyección
- $H_{Tajamar}$ = carga en el tajamar
- K_L = coeficiente global de perdida localizada
- f = coeficiente de fricción
- L = largo hasta el pto. de inyección
- D = diámetro de la tubería

Cabe mencionar que, además de las perdidas de carga generadas por válvulas y codos, se destaca la pérdida debida al uso de filtros. Dicha perdida depende del caudal que circula por los filtros y se puede aproximar con el gráfico de la Figura F.6.1. En este caso se utiliza la función de color verde, ya que se corresponde con caudales máximos de 30 m^3/h.

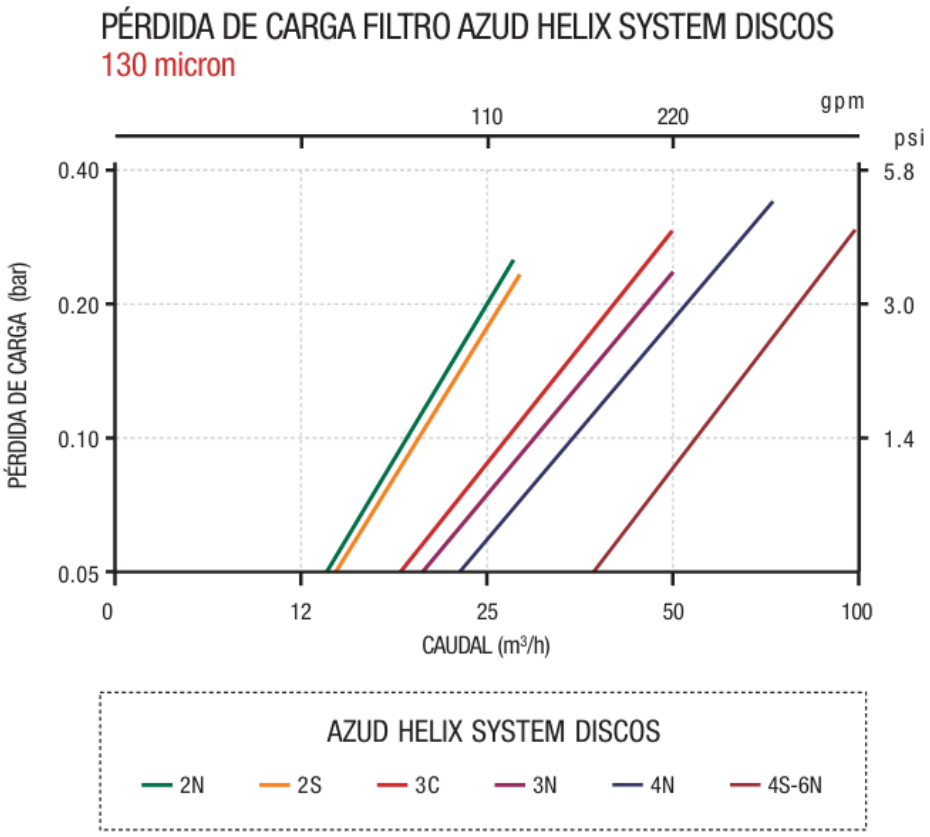


Figura F.6.1: Perdidas de carga generadas por el filtro.

Una vez conocida $H_{Inyeccion}$, e imponiendo un metro de carga adicional en este punto para generar el flujo del efluente hacia la tubería de impulsión de riego, es posible determinar el caudal para el cual se da el descenso que existe entre $H_{Tajamar}$ y $H_{Inyeccion}$. Una vez resulto esto, se obtiene los resultados que se muestran en la Tabla F.6.1.

Tabla F.6.1: Condiciones de funcionamiento para cada escenario

Escenario	**Carga en el punto de inyección (m)**	**Caudal (m^3/h)**	**Carga suministrada por la bomba (m)**
Escenario 1	80.8	-	-
Escenario 2	85.3	19.6	59.1
Escenario 3	79.2	24.0	58.2

En función de la carga obtenida en el punto de inyección se puede determinar que el escenario 1 no se presenta como un valor que establezca el rango de funcionamiento de la bomba, como sí lo hacen los otros dos casos, ya que es un valor intermedio. Es por esta razón que no se halla el punto de funcionamiento de la bomba para este escenario, ya que no aporta valor a la discusión.

De esta manera queda determinado el rango de funcionamiento de la bomba, el cual se establece entre 19 y 24 m^3/h. El valor más pequeño corresponde a la impulsión del tajamar hacia el pivot 01 y el más grande a la impulsión hacia el pivot 02.

Anexo G

Memoria de cálculo del PGRS

G.1. Cuantificación de residuos sólidos

G.1.1. Residuos sólidos generados en el patio de alimentación

El estiércol generado en el patio de alimentación se determinó en Subsección 6.1.4 y es de $1,2$ m^3/d. Este estiércol es tratado como residuo sólido, dado el método de limpieza implementado en esta zona. La limpieza del patio se realiza tres veces por semana, y los residuos recolectados se almacenan durante un período de dos semanas en la explanada de hormigón. Por lo tanto, es posible estimar el volumen de estiércol acumulado en ese intervalo, cuyo valor se presenta en la Tabla G.1.1:

Tabla G.1.1: Cálculo del estiércol generado en el patio de alimentación en un período de dos semanas

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Generación de estiércol en patio de alimentación	1,2	m^3/día
Estiércol total generado en 2 semanas	17,2	m^3

G.1.2. Residuos de alimento de animales

Se estima que existe una pérdida de alimento igual a 2-3 % del total distribuido. Según datos brindados por el personal de la EEMAC, las vacas en estabulación y del lote mixto ingieren una cantidad de alimento de forraje en una cantidad proporcional al tiempo que pasan en encierro. Además, el porcentaje de MS en la dieta mezclada es de 31,1 % según [29]. Por lo tanto, en la Tabla G.1.2 se muestran el promedio de alimento ingerido por cada lote y el total de dieta mezclada que ingieren el lote estabulado y el lote mixto:

Tabla G.1.2: Consumo promedio por lote. Extraído de [1].

Lote	**Consumo de MS (kgMS/VO/día)**	**Consumo de dieta mezclada (kg/VO/día)**
Lote estabulado	25,0	70,7
Lote mixto	14,0	45,0

Según [80] la densidad aparente de los granos de maíz es 569 kg/m^3. Considerando 3 % de desperdicio de alimento en el patio de alimentación, se tiene que el desperdicio es tal como muestra la Tabla G.1.3.

Tabla G.1.3: Cantidad de alimento desperdiciado en el patio de alimentación.

Lote	**Nº animales**	**Alimento ingerido (kg/día)**	**Alimento desperdicio (kg/día)**	**Alimento desperdicio (m^3/día)**
Estabulado	32	2.263,7	67,9	0,1
Mixto galpón	32	1.440,6	43,2	0,1
Total	**64**	**3.704,3**	**111,1**	**0,2**

Se tiene un desperdicio por día de 111,1 kg/d , lo cual al cabo de 2 semanas son 1.555,4 kg. Se supone que el mismo es limpiado junto con el estiércol del patio de alimentación por lo que es acumulado en la zona de acopio junto con los residuos de la cama de compostaje y de las unidades del SGE. Con esto, el volumen de alimento desperdiciado que se genera como residuo luego de 2 semanas resulta:

$$V_{alimento} = \frac{1.555,4 \text{ kg}}{569 \text{ kg/m}^3} = 2,7 \text{ m}^3 \tag{G.1}$$

G.1.3. Residuos sólidos generados en las camas de compostaje

Como se mencionó en la Subsección 7.1.4, el material de las camas debe ser repuesto cuando alcanza una altura superior a la del cordón de hormigón que las delimita, lo cual ocurre aproximadamente cada dos años. Dado que la altura del cordón es de 0,60 m y cada cama posee una superficie de 422 m^2, el volumen de compost que se retira puede estimarse como el producto entre la superficie de la cama y la altura del cordón. De esta manera, se obtiene un volumen aproximado de:

$$V_{cama} = 253,2 \text{ m}^3/2 \text{ años}$$

G.1.4. Leche de descarte

Según el personal de la EEMAC, la cantidad de leche de descarte que se genera equivale a un 1 a 3 % de la producción total anual. Tomando una producción promedio de 30 litros, con el valor máximo de 131 vacas, considerado para el escenario de análisis, esta cantidad equivale a:

$$V_{leche\ descarte} = 0,02 \times 131 \text{ VO} \times 365 \text{ días} \times 30 \text{ L/d} = 28.689L \tag{G.2}$$

G.1.5. Animales Muertos

Según la información compartida por veterinarios de la EEMAC, el número de animales que mueren por año es entre 4 y 5.

G.1.6. Envases de detergentes y desinfectantes

El desinfectante es utilizado para desinfectar las ubres de los animales que están en la sala de ordeñe. Según las visitas realizadas, esta desinfección se realiza en dos momentos del ordeñe, antes de conectar la pezonera y luego de conectarla.

La rutina típica que se realiza en Uruguay en un establecimiento como la EEMAC es [175]:

- Pre-dipping: solución desinfectante a base de peróxido de hidrógeno.
- Post-dipping: sellador de pezones yodado tipo Luxsan X, sellador de barrera con 10.000 ppm de yodo

Para estimar el consumo anual de soluciones de pre-dipping y post-dipping se consideró un uso total de 14 mL por vaca por ordeño,7 mL en pre-dipping y 7 mL en post-dipping [172]. Con un promedio de 131 vacas en ordeñe y dos ordeños diarios, el consumo anual resulta de aproximadamente 1.340 L/año. Dado que los productos se comercializan en envases plásticos de 20 L, esto implica la generación de alrededor de 67 envases plásticos por año.

Para la limpieza de la máquina de ordeñe y del tanque de frío, descrito en la parte de Sala de enfriamiento en la Subsección 4.2.3, se utilizan un detergente alcalino y un detergente ácido formulados para sistemas de limpieza CIP automáticos. De acuerdo con las fichas técnicas de detergentes alcalinos y ácidos para tanques enfriadores, la dosificación recomendada para programas automáticos se sitúa en el entorno de 0,5–0,8 % en volumen respecto al agua de lavado[174]. Por otra parte, el volumen típico de agua requerido para el lavado es del orden del 1 % de la capacidad del tanque, lo que para el tanque de 10.000 L instalado en el establecimiento implica aproximadamente 100 L de solución de lavado por ciclo.

Se adopta como valor promedio una concentración de 0,7 % de detergente en 100 L de solución de lavado, por lo que cada ciclo CIP consume del orden de 0,7 L de detergente alcalino y 0,7 L de detergente ácido. Dado que en el establecimiento se realiza un único ciclo de lavado diario, luego de que el camión de la leche recolecta la leche en la mañana, el consumo anual estimado es de aproximadamente 256 L/año de detergente alcalino y 256 L/año de detergente ácido. Considerando que estos productos se comercializan en envases plásticos de 20 L, ello equivale a la utilización de alrededor de 13 envases al año de detergente alcalino y 13 envases al año de detergente ácido.

En resumen los residuos generados de envases de detergentes y desinfectantes se presentan en la Tabla G.1.4:

Tabla G.1.4: Tasa de generación de envases de detergentes y desinfectantes.

Residuo	**Tasa de generación (envases/año)**
Envases de detergentes	26
Envases de desinfectantes	67
Total	**93**

G.1.7. Residuos sólidos generados en las unidades del sistema de gestión de efluentes

Para determinar el volumen de residuos sólidos que se acumulan en las unidades de retención de residuos sólidos del SGE, se debe conocer el contenido de humedad y la caracterización de la materia sólida retenida. Para ello, es necesario la información de cómo van evolucionando estos parámetros a medida que el efluente avanza por las distintas unidades del SGE.

En [155] se muestran evaluaciones de distintas tecnologías de remoción de sólidos, donde en las unidades iniciales se retiene la fracción de sólidos sedimentables, en las unidades intermedias los sólidos suspendidos y las fracciones que no son retenidas y llegan a la laguna de almacenamiento son la fracción de sólidos disueltos. En esta sección por simplicidad de los cálculos se hará foco sobre los sólidos sedimentables y suspendidos que son la fracción más grosera. A continuación, se presenta la formulación que se utiliza para determinar el volumen de sólidos a partir del contenido de sólidos del efluente y la densidad del material [74].

$$\text{Volumen material}(m^3 \times \text{d}^{-1}) = \frac{\text{Carga de ST (kgST} \times \text{d}^{-1})}{\frac{\text{ST (\%)}}{100} \times \text{Masa específica del lodo (kg lodo} \times \text{m}^{-3})} \tag{G.3}$$

Donde:

- Carga de ST: es la masa de sólidos totales generada por día, expresada en gramos por día (g/día).
- ST (%): es el porcentaje de sólidos totales en el material, es decir, la fracción sólida.
- Masa específica del material: es la densidad aparente del material considerando tanto el contenido de agua como de sólidos (kg lodo/m^3).

La concentración de sólidos totales en el estiércol fresco se muestra en la Tabla 6.1.2, resultando en 10,35 %.

Si se conoce la eficiencia de remoción de sólidos en cada unidad de retención de sólidos del SGE se puede conocer el valor de contenido de sólidos con el cual utilizar la formulación anterior para estimar el volumen de sólidos retirados de cada unidad.

La carga de sólidos en el efluente según lo descrito en la Tabla 6.1.2 es $45,7$ kg/d.

Las cargas calculadas hasta aquí son únicamente de contenido de sólidos en el estiércol de las vacas. Se supone un contenido de sólidos adicional igual a $0,8$ kg arena/VO/d que considera la arena y tierra que ingresa con las patas de los animales. Esto implica una carga de sólidos inorgánicos de $104,8$ kg/d. Considerando esta carga adicional se tiene una carga total de sólidos de:

$$\text{Carga}_{\text{ST, corral}} = 150{,}5 \text{ kg/d}$$

Conociendo la carga y concentración de sólidos totales en el efluente como se calculó, se puede estimar el volumen de sólidos retenidos en las unidades del SGE. Para esto también será necesario conocer la eficiencia de remoción de sólidos de las unidades. Las unidades que se consideran para estos cálculos son el desarenador, el tamiz estático y la laguna de almacenamiento.

En el corral de espera, la canaleta rectangular donde desemboca el agua de lavado presenta condiciones para que se produzca sedimentación; sin embargo, el personal de EEMAC no manifestó que fuera un problema, por lo tanto, como simplificación se asume que ese contenido de sólidos se contabiliza en el desarenador. El pozo de bombeo se excluye de este análisis porque, al tener un revolvedor que resuspende los sólidos orgánicos y una bomba que conduce hacia el tamiz, se considera que lo retenido es despreciable.

Para calcular el volumen de sólidos retenidos en cada unidad es necesario conocer la concentración de sólidos totales del material que se retiene, esta se reduce cada vez más a medida que el efluente llega a unidades posteriores aguas abajo y el material retenido es menos denso. También se debe conocer las densidades del material retenido en cada unidad, las cuales se consideran de acuerdo al tipo de sólidos retenidos en cada unidad, estas consideraciones se mencionan a continuación y se resumen en la Tabla G.1.5:

- En el desarenador se busca retener partículas inorgánicas (arenas) de diámetro 0,21 mm. La densidad de estas es 2650 kg/m^3. De todas formas, en la Subsección F.1.2 se vio que al obtenerse tasas de aplicación bajas, también sedimentan partículas orgánicas del estiércol con una alta eficiencia, donde el estiércol tiene una densidad de $986,5$ kg/m^3. La concentración de sólidos que se considera para el material retenido aquí es de 15 %. En los relevamientos en campo en EEMAC se pudo ver que el tamiz retiene sólidos en el búnker, por lo tanto, se considera que se retienen en el desarenador el 100 % de las sólidos inorgánicos que ingresan por las patas de los animales y un 50 % de los sólidos orgánicos provenientes del estiércol. Para considerar la mezcla de partículas se considera para los cálculos una densidad ponderada calculada como:

$$\rho_{\text{ponderada}} = \frac{\rho_{\text{arena}} \times C_{\text{arena}} + \rho_{\text{orgánico}} \times \frac{C_{\text{orgánico}}}{2}}{C_{\text{arena}} + \frac{C_{\text{orgánico}}}{2}} \tag{G.4}$$

  La densidad resulta $2.352,0$ kg/m^3.

- En el tamiz se utiliza la densidad del estiércol de $986,5$ kg/m^3 ya que este es el tipo de material que se busca retener y la concentración de sólidos se considera de 10 % porque el contenido de sólidos es

menor que en el desarenador y con una menor densidad. La eficiencia de retención de sólidos es 60 % [76].

- En la laguna de almacenamiento, la densidad que se utiliza para los cálculos es de lodos de laguna, se toma un valor de $1.020,0$ kg/m^3 y una concentración de sólidos de 7 %. La eficiencia que se toma es de 70 %. La justificación es que excluyendo los momentos en los que se bombea efluente para ser incorporado al terreno, el líquido está en reposo en la laguna y eso contribuye a que haya mayor sedimentación de partículas.

Tabla G.1.5: Parámetros físicos y eficiencia de remoción de sólidos de las principales unidades del sistema.

Unidad	**Eficiencia de remoción (%)**	**Concentración de ST (%)**	**Densidad (kg/m^3)**
Desarenador	100	15,0	2.352,0
Tamiz estático	60	10,0	986,5
Laguna de almacenamiento	70	7,0	1.020,0

A continuación se calcula con la Ecuación G.3 el volumen de sólidos retenidos en las unidades tomando las consideraciones anteriores.

Desarenador

La carga que se remueve es:

$$C_{\text{removida}} = C_{\text{inorgánico}} \times 1{,}0 + C_{\text{orgánico}} \times 0{,}5 = 104,8 \text{ kg/d} + 45{,}7 \text{ kg/d} \times 0{,}50 = 127{,}6 \text{ kg/d} \tag{G.5}$$

Con esto:

$$V_{retenido} = \frac{127,6 \text{ kg} \times \text{d}^{-1}}{\frac{15{,}0 \text{ (\%)}}{100} \times 2.352,0 \text{ kg} \times \text{m}^{-3}} = 0,36 \text{ m}^3/\text{d} \tag{G.6}$$

Luego, las cargas remanentes que ingresan a la siguiente unidad del SGE son:

$$C_{\text{remanente}} = C_{\text{in}} - C_{\text{removida}} = 111{,}2 \text{ kg/d} - 88{,}3 \text{ kg/d} = 22{,}9 \text{ kg/d} \tag{G.7}$$

G.1.7.1. Tamiz estático

De forma análoga a como se hizo en el desarenador, se obtienen los siguientes resultados de volumen retenido en el tamiz:

- La carga removida es $C_{removida} = 13,72$ kg/d.
- El volumen de sólidos retenidos en el tamiz es $V_{retenido} = 0,14$ m^3/d.
- La carga de sólidos remanente es $C_{removida} = 9,14$ kg/d.

G.1.7.2. Laguna de almacenamiento

En la laguna de almacenamiento con el mismo razonamiento se tiene:

- La carga removida es $C_{removida} = 6,40$ kg/d.
- El volumen de sólidos retenidos es $V_{retenido} = 0,09$ m^3/d.

- La carga de sólidos remanente es $C_{removida} = 2,74$ kg/d

De acuerdo a [156] si la remoción de sólidos en el sistema se hace de forma adecuada, los lodos de la laguna se deben retirar cada 4 o 5 años. En este caso, para 5 años se tendría un volumen de lodos de $164,25$ m^3.

Con estos cálculos realizados se tiene que el volumen de sólidos que se acumula en un día en las unidades es el que se muestra en la Tabla G.1.6.

Tabla G.1.6: Volumen de material acumulado por día en las unidades del sistema de gestión de efluentes.

Unidades del sistema	**Volumen (m^3/día)**
Desarenador	0,36
Tamiz estático	0,14
Laguna de almacenamiento	0,09
Total	**0,59**

G.1.8. Residuos veterinarios

Entre estos residuos se incluyen jeringas, ampollas, agujas, entre otros. Según información compartida por el personal de veterinaria de la EEMAC los tratamientos que se hacen a las vacas de ordeñe, vacas secas, vaquillonas, novillos y terneros son de forma ampliamente predominante mediante inyecciones. Entre la información brindada hay un plan anual preestablecido de tratamientos obligatorios, y también los medicamentos que se aplican.

Para estimar la cantidad de residuos veterinarios que se generan se partió de la información mencionada en la Subsección 4.2.2. En esa sección se menciona que existen 117 vacas en ordeñe y 56 en período seco próximas a parir. La cantidad de terneros que nacen al año son aproximadamente 80 de acuerdo al personal de la EEMAC, de los cuales se supone una mitad son hembras y la otra mitad son machos. Con esto, al cabo de un año, habrán 40 vaquillonas y 40 novillos. El calendario sanitario del tambo establece lo siguiente:

Vacas en ordeñe y secas

A continuación se listan las actividades sanitarias preestablecidas durante el año para vacas en ordeñe y vacas secas:

- A las vacas en secado, una vez al año se les debe dar una dosis de Fatroximin a las que corresponda, y Mastblock a todas. Se asume que el 30 % de las vacas, o sea 17, precisan Fatroximin, y las 56 Mastblock. En total son 73 inyecciones.
- Febrero/Marzo: Preparto de vacas secas. Se aplica a las vacas Clostrisan 9 + T, Providean entero plus 7, Zeppelin (fasciolicida). En esta instancia son en total 168 inyecciones.
- Mayo: Preservicio: Se debe vacunar a las vacas a inseminar con Bovisan Total Selenio y RB51 una única dosis. Esto son 112 inyecciones en total.
- Junio/Julio: Preparto de vacas secas. Se aplica a las vacas Clostrisan 9 + T, Providean entero plus 7, Zeppelin (fasciolicida). En esta instancia son en total 168 inyecciones. También hay preservicio: Se debe vacunar a las vacas a inseminar con Bovisan Total Selenio. Esto son 56 inyecciones. En total 224 inyecciones.
- setiembre: Preservicio: Se debe vacunar a las vacas a inseminar con Bovisan Total Selenio y RB51 una única dosis. Esto son 112 inyecciones en total.

- Octubre/Noviembre: Sanidad General: Vacunación contra carbunco bacteriano (Carbusan), Test de tuberculina y Test para brucelosis. Esto se hace para la totalidad de vacas, lo cual suma 519 inyecciones. Preservicio: Se debe vacunar a las vacas a inseminar con Bovisan Total Selenio. Esto son 56 inyecciones en total. También hay colocación de caravanas insecticidas, esto se asume para todas las vacas (secas y en ordeñe, 168). Son 743 intervenciones en total.

Sumando todas las intervenciones en el año para vacas en ordeñe y vacas secas, hay un total de 1432 intervenciones.

Terneros de hasta 1 año

A continuación se listan las actividades sanitarias preestablecidas durante el año para terneros de hasta 1 año. Para la tanda de terneros de parición de otoño:

- Marzo/Abril/Mayo: Desinfección de ombligo con tintura de yodo (solución alcohólica al 2 %), 1 ml. Dextomax (Doramectina). Esto implica 80 inyecciones.
- Primovacunación: Clostrisan 9 + T, Neumosan V4J5 (30 días de vida). Son 160 inyecciones en esta instancia.
- Revacunación: Clostrisan 9 + T, Neumosan V4J5 (al desleche). Son 160 inyecciones en esta instancia.
- Junio: Única dosis de Carbunco Bacteridiano (al mes de desleche). Única dosis de Querato Piliguard. Esto implica 160 inyecciones.
- Julio/Agosto: Desinfección de ombligo con tintura de yodo (solución alcohólica al 2 %), 1 ml. Dextomax (Doramectina). Esto implica 80 inyecciones.
- Agosto: Hembras - Primovacunación RB51 a partir de los 4 meses de vida. Muesca en oreja derecha, borde inferior. Esto implica 40 inyecciones.
- setiembre: Hembras - Hemovacuna (única dosis). Muesca en oreja derecha en borde superior. Esto implica 40 inyecciones.
- Noviembre: Hembras - Revacunación RB51 a partir de los 4 meses de la primera. Muesca en oreja izquierda en borde inferior. Esto implica 40 inyecciones.

Hasta aquí, para los terneros de parición de otoño se suman 760 inyecciones. Lo mismo se repite para terneros de parición de invierno, por lo que en total son 1520 intervenciones.

Vaquillonas de entre 1 y 2 años

A continuación se listan las actividades sanitarias preestablecidas durante el año para vaquillonas de entre 1 y 2 años:

- Marzo: Vacunación a todas las vaquillonas nacidas el año previo con Bovisan Total Selenio. Esto implica 40 inyecciones.
- Abril: Revacunación a todas las vaquillonas nacidas el año previo con Bovisan Total Selenio. Esto implica 40 inyecciones.
- Octubre/Noviembre: Sanidad General: Vacunación carbunco bacteridiano (Carbusan), Test de tuberculina y Test para brucelosis. Esto son 120 inyecciones.

Se tiene 200 inyecciones en total.

Vaquillonas de 2 años

A continuación se listan las actividades sanitarias preestablecidas durante el año para vaquillonas de 2 años:

- Marzo: Vacunación a todas las vaquillonas con Bovisan Total Selenio.

Esto acumula en total 40 inyecciones.

Novillos de entre 1 y 2 años

A continuación se listan las actividades sanitarias preestablecidas durante el año para novillos de entre 1 y 2 años:

- Marzo: Vacunación anual de novillos: Clostrisán 9+T y Carbunco Bacteridiano (Carbusan).

Esto implica 80 inyecciones.

En total se tiene en el año por tratamientos médicos 3272 inyecciones que implican el descarte de esa cantidad de jeringas.

Manejo antiparasitario

Este manejo antiparasitario consiste en la introducción manual en el recto de los animales con una bolsa de nylon con el fin de extraer una muestra de heces y contar la cantidad de parásitos por unidad de peso de materia fecal.

- Terneros y terneras: Si están encerrados sin acceso al pastoreo: dosificación al ingreso (fosfato de levamisol). Esto implica 40 inyecciones suponiendo que 40 terneros están en esta condición. Si están en pastoreo: Cada 30/45 días muestreo de heces para HPG y definición de tratamiento. Esto implica que alrededor de 10 veces al año se descarten 400 bolsas de nylon, suponiendo que la otra mitad de los terneros estén en pastoreo.
- Vaquillonas mayores a 1 año: Si están encerrados se aplica fosfato de levamisol. Suponiendo que la mitad de las vaquillonas, o sea 20, están en esta condición esto implica 20 inyecciones. Si están en pastoreo: Cada 60 días muestreo de heces para HPG y definición de tratamiento. Si la otra mitad de vaquillonas está en esta condición son 120 bolsas de nylon que se descartan.
- Vacas adultas: Monitoreo de salud y muestreo esporádico. Si del total de vacas adultas (173), se asume que una mitad recibe dosis de fosfato de levamisol, esto implica 87 inyecciones. La otra mitad, en pastoreo, se le tomaría muestras de heces, suponiendo que se hace 3 veces al año esto implica 258 bolsas de nylon descartadas.

En total el manejo antiparasitario implica 147 inyecciones y 778 bolsas de nylon descartadas.

Sumando el manejo antiparasitario a las intervenciones establecidas para todos los grupos de animales por separado, se tiene una estimación total anual de 3419 inyecciones que implican la misma cantidad de jeringas descartadas más las 778 bolsas de nylon.

G.1.9. Envases de agroquímicos triple lavado

Los envases agroquímicos se calcularon a partir de una serie histórica compartida por el personal de EEMAC en la que se muestra por potrero del tambo la dosis de aplicación de fertilizante, herbicida, insecticida o plaguicida y en qué cantidad de hectáreas se aplicó esa dosis. Se tomó el año con mayor cantidad de datos para tener un número representativo de la cantidad de productos agroquímicos utilizados en el tambo. Otro dato importante para completar el cálculo fue conocer la presentación de cada producto, es decir, si es en bolsas de producto granular y de qué peso, o si el producto es líquido y de qué volumen el envase. Luego, se sumaron para cada producto las dosis aplicadas por la cantidad de hectáreas sobre las que se aplicó en todo el año y conociendo la cantidad de producto que traen los envases se estimó la cantidad de unidades de envases agroquímicos necesarios para las aplicaciones realizadas. Esto se resume en la Tabla G.1.7.

Tabla G.1.7: Productos aplicados y estimación de envases descartados anualmente.

Producto	**Presentación**	**Aplicación total (kg/ha) o (L/ha)**	**Envases descartados por año (unid.)**
Urea	Paquetes de 50 kg	14.960	–
Paraquat	Envases de 900 mL	68	75,6
Glifosato	20 L	437	21,85
Flumetsulan	15 L	–	3
2,4-D	20 L	220,6	11,03
Sulfamonio	Sacos de 25 kg	223,2	8,928
Cletodim	Caja de 12 botellas de 1 L	32,5	32,5
S-metolaclor	20 L	41,4	2,07
Heat	Caja 10 × 350 g	1.015	0,1015
Lexus Advance	5 L	30	–
Adengo	Bolsas de 5 L	9,6	1,92
Glufosinato	20 L	129,6	6,48
S-metolaclor	20 L	12,6	0,63
18-46/46-0	Bolsa de 50 kg	2.880	57,6
Subtotal bolsas (urea y 18-46/46-0)			**356,8**
Subtotal envases			**170,0**
Total con 10 % extra			**187,0**

G.1.10. Envases de productos veterinarios

Para estimar la cantidad de envases de productos veterinarios que se generan por la atención a vacas, vaquillonas, terneros y novillos se tomó como punto de partida las actividades veterinarias preestablecidas para todo un año de acuerdo a lo explicado en Subsección G.1.8. Se buscó la presentación de cada producto veterinario para conocer el volumen y dosis de aplicación, y conociendo un número aproximado de aplicaciones al año se pudo estimar la cantidad de envases de productos veterinarios que se descartan en el año. Debido a que además de los tratamientos preestablecidos durante el año, también hay tratamientos particulares, se considera un 10 % extra de envases generados. Esto se muestra en la Tabla G.1.8.

Tabla G.1.8: Estimación de envases veterinarios

Estimación de envases de productos veterinarios descartados anualmente

Producto	**Presentación**	**Volumen (mL)**	**Dosis (mL)**	**Nº de aplicaciones**	**Envases descartados por año**
Clostrisán 9+T	Frasco	250	5	472	9,44
Providean entero plus 7	Frasco	250	5	112	2,24
Zeppelin (Fasciolicida)	Frasco	250	5	112	2,24
Fatroximin	60 Unidades	-	5	17	1,4
Mastblock	60 Unidades	-	5	56	4,67
Bovisan total selenio	Frasco	250	5	344	6,88
RB51	Frasco	50	2	272	10,88
Caravanas insecticidas	5 bolsas de 20	100	–	–	1,73
Carbunco bacteridiano	Frasco	250	5	413	3,3
Dectomax	Frasco	100	1	640	6,4
Neumosan V4J5	Frasco	250	5	320	6,4
Querato piliguard	Frasco	100	2	160	3,2
Hemovac	Frasco	125	5	80	3,2
TOTAL					**61,98**
Más 10 % extras					**69**

Con esto, para tener un número representativo, se toma un total descartado de 69 envases al año.

G.1.11. Residuo de silos bolsas

A partir de imágenes satelitales se observa que en el tambo de la EEMAC hay tres silos de nylon para forraje, estos tienen dimensiones aproximadas de 5 metros de diámetro por 55 metros de longitud, de forma que el volumen de cada silo es:

$$V_{silo} = 1.080,0 \text{ m}^3$$

Por lo tanto, para tres silos, el volumen total de almacenamiento de forraje es:

$$V_{silos} = 3.240,0 \text{ m}^3$$

Luego, a partir de la Tabla G.1.2 se tiene que las vacas de lote estabulado consumen diariamente 70,7 kg/d de dieta mezclada a base de granos y el lote mixto consume 45,0 kg/d. Tomando de referencia 32 vacas completamente estabuladas y 32 vacas en estabulación parcial y a partir de la densidad de 569 kg/m^3 del maíz, se puede calcular la cantidad de forraje consumido en el día como:

$$V_{consumido} = \frac{32 \text{ VO} \times 70,7 \text{ kg/d} + 32 \text{ VO} \times 45,0 \text{ kg/d}}{569,0 \text{ kg/m}^3} = 6,5 \text{ m}^3/d \tag{G.8}$$

Ahora se puede estimar el tiempo que lleva consumir el volumen total de forraje almacenado en los silos. Esto se hace así:

$$T_{silos} = \frac{V_{silos}}{V_{consumido}} = \frac{3.240,0 \text{ m}^3}{6,5 \text{ m}^3/d} = 498 \text{ días} = 16,6 \text{ meses} \tag{G.9}$$

Por lo tanto, aproximadamente al cabo de un año y medio se debe gestionar el residuo de ensilaje de nylon. Si el diámetro es de 5 metros, entonces, el ancho del silo es de 16 metros aproximadamente. Con esto, cada silo tiene un área de:

$$A_{silo} = 880 \text{ m}^2$$

Entonces, la cantidad total de residuos de silos de nylon a gestionar cada un año y medio es la del total para los tres silos:

$$A_{silos} = 2.640 \text{ m}^2$$

G.1.12. Residuos asimilables a domiciliarios

Para estimar la generación de residuos asimilables a los domiciliarios se tomó como base la información proporcionada por el personal del establecimiento, según la cual siete personas rotan semanalmente en el tambo. Dado que no se encuentran presentes simultáneamente todos los días, se consideró un promedio de cuatro personas por día en el lugar.

Para el cálculo se adoptó el valor de generación de residuos sólidos urbanos en Uruguay de 0,8 kg/persona/día [173], asumiendo que la composición de los residuos asimilables a domiciliarios es similar a la de los residuos urbanos. En consecuencia, la generación anual de residuos se estima a partir de la Ecuación G.10.

$$R_{\text{dom}} = 0,80 \ \frac{\text{kg}}{\text{pers} \times \text{día}} \ \times \ N_{\text{pers}} \ \times \ 365 \text{ días} \tag{G.10}$$

$$R_{\text{dom}} = 1.168,0 \text{ kg/año} \tag{G.11}$$

G.1.13. Neumáticos y residuos de maquinaria

La cuantificación de los residuos de neumáticos y de maquinaria se realizará tomando como base el listado de equipos presentes en el predio, elaborado por el personal de la EEMAC y presentado en la Tabla G.1.9. Esta aproximación se adopta debido a que el establecimiento no dispone de una planilla de registro sistemático de estos datos.

Tabla G.1.9: Maquinaria disponible en el establecimiento

Equipo
Tractor John Deere 55 HP
Rotobador con púas (1,5 m)
Mixer vertical
Tractor LS90 Plus con pala frontal
Tractor Case H100
Sembradora de chorrillo John Deere
Fertilizadora pendular 400 kg
Fumigadora Aguirre 12 m
Rotativa de hélice John Deere
Cincel 6 púas
Pala de cola de goma

Para esta maquinaria, se llevó a cabo una revisión bibliográfica orientada a identificar los requerimientos técnicos de mantenimiento y las pautas de recambio de insumos correspondientes a cada equipo. La información recopilada proviene de manuales de fabricante y de documentos técnicos específicos, cuyas referencias se encuentran indicadas en el cuerpo del trabajo. Los resultados de esta revisión se presentan en la Tabla G.1.11 y en la Tabla G.1.12, donde se sintetizan las frecuencias y condiciones de mantenimiento aplicables a cada implemento, según [161, 162, 163, 164, 165].

A partir de estos antecedentes, y para efectos de estimar la generación anual de residuos asociados al uso de la maquinaria, se asumió un tiempo promedio de operación de una hora diaria por equipo, considerando que existen jornadas en las cuales no se registrará actividad. El total de residuos se presenta en la Tabla G.1.10.

Tabla G.1.10: Residuos totales generados por recambio de insumos de la maquinaria

Residuo	**Cantidad**	**Frecuencia**
Aceite de motor	48	L/año
Aceite de transmisión	210	L/2 años
Neumáticos	32	unidades cada 6 años
Baterías	8	unidades cada 5 años
Filtros de aire	6	unidades cada 1 año
Filtros de combustible	6	unidades cada 18 meses
Filtros de aceite	6	unidades cada 1 año
Cuchillos o cinceles	6	unidades cada 18 meses
Boquillas/picos	1	unidades cada 6 meses
Mangueras	1	unidades cada 3 meses

Tabla G.1.11: Matriz de mantenimiento y recambio de insumos por maquinaria del establecimiento.

Maquinaria	Aceite motor	Aceite transmisión	Tubería combustible	Accesorios electrónicos	Neumáticos	Batería	Filtros aire	Filtros aceite	Filtro combustible
Tractor John Deere 55 HP	2 vez/año o 250 h	Cada 700 h	Cada 2 años	Cada 2 años	Cada 8 años	Cada 5 años	Cada 400 h	Cada 300 h	Cada 300 h
Rotobador 1.5 m	Aceite motor	Aceite transmisión	Cuchillas cada 300 h	1 vez por año	Neumáticos 1 vez/año	Batería	1500 h / 1 vez año	Filtros aceite	Filtro
Mixer vertical	Cada 2000 h o 1 año	Aceite transmisión	–	Sin fin/hélice vertical	Cada 8 años	Cada 5 años	–	1 vez por año	–
Tractor LS90 Plus	1 vez/año o 100 h	Cada 800 h	Cada 2 años	Accesorios eléctricos	Cada 8 años	Cada 5 años	Cada 400 h	Cada 300 h	Cada 300 h
Tractor Case H100	1 vez/año o 100 h	Cada 800 h	Cada 2 años	Accesorios eléctricos	Cada 8 años	Cada 5 años	Cada 400 h	Cada 300 h	Cada 300 h
Sembradora JD chorrillo	Cada 200 h	Aceite transmisión	Tubería combustible	Accesorios electrónicos	Cada 5 años	Cada 3 años	Filtros aire	Filtros aceite	Filtro combustible
Fertilizadora pendular 400 kg	–	Manguera pendular 3 años	Caja transmisión 100–150 h	Ruedas	1 vez/año	Cada 6 meses	–	–	–
Fumigadora Aguirre 12 m	Boquillas/picos 150 h	Filtros línea y boquillas	Cuchillas rotativas	Ruedas cada 6 años	Engranajes internos 1 vez/año	–	–	1 vez/año	Filtro combustible
Rotativa de hélice JD	Aceite motor	Caja transmisión (aceite) 150 h	Patines/ruedas 6 años	Protecciones del./tras. 1 vez/año	–	–	–	–	–

Tabla G.1.12: Mantenimiento y recambio de insumos por maquinaria del establecimiento.

Implemento	Púas/patas	Punteras/rejas	Implemento completo	Neumáticos	Chasis/bastidor	
Pala de cola de goma	1 vez/año	1 vez/año	–	–	–	Cada 3 meses
Cincel 6 púas	Cada 2 años	Cada 80 horas de trabajo	Cambiar si están gastados, doblados o se cortaron	Si hay fisuras estructurales o desgaste excesivo de las púas	–	Reparar si hay grietas o partes flojas

G.1.14. Estimación de generación de aceites usados

Para la estimación de los lubricantes generados en el establecimiento, se consideran los cambios realizados por cada equipo, presentados en la Tabla G.1.13 [176].

La estimación se realiza mediante:

$$V_{ij} = C_{ij} \cdot n_{ij} \tag{G.12}$$

$$M_{\text{total}} = \left(\sum_{i,j} V_{ij} \right) \cdot \rho \tag{G.13}$$

donde C_{ij} es la capacidad de aceite del sistema j de la máquina i, y n_{ij} la frecuencia anual de recambio.

Tabla G.1.13: Lubricantes usados generados por maquinaria del establecimiento.

Equipo	**Lubricante [L/año]**	**Lubricante transmisión [L/año]**	**Total [L/año]**
Tractor John Deere 55 hp	34	38	72
Tractor LS90 Plus	8,5	23,8	32,3
Tractor Case H100	8,5	23,8	32,3
Mixer vertical	3	5	8
Sembradora JD chorrillo	–	3	3
Fertilizadora pendular 400 kg	–	2	2
Rotativa de hélice JD	3	3	6
Total	**57**	**98,5**	**155,5**

El volumen total anual de aceites usados generado por la maquinaria del establecimiento es:

$$V_{\text{total}} = 155{,}5 \text{ L/año}$$

G.2. Verificación de unidades de residuos sólidos

G.2.0.1. Búnker de sólidos del patio de alimentación

El búnker de sólidos debe contar con la capacidad de almacenamiento necesaria para alojar los sólidos generados diariamente en el patio de alimentación. El volumen estimado de estiércol producido por día en esta área es de $1,2$ m^3/d, según lo indicado en la Tabla 6.1.5. Por su parte, el volumen útil del búnker de sólidos alcanza los 60 m^3, conforme a lo detallado en la Tabla 7.1.4. El retiro del material acumulado se realiza con una frecuencia quincenal, lo que implica un volumen total de $17,22$ m^3 en ese período. En consecuencia, se concluye que el búnker de sólidos del patio de alimentación se encuentra correctamente dimensionado en relación con la operativa de limpieza actualmente implementada.

G.2.1. Balance de nutrientes con estiércol y residuos de cama caliente

En este apartado se realiza el balance de nutrientes para la verificación del área sobre la cual se disponen actualmente el residuo de cama caliente y el estiércol.

La concentración de nitrógeno, fósforo y potasio del residuo de cama caliente se muestra en la Tabla G.2.1, y es información de un análisis de muestras de la cama compartida por el personal de la EEMAC.

Tabla G.2.1: Concentración en base seca de nitrógeno, fósforo y potasio del residuo de cama caliente

Parámetro	**N (%)**	**P (%)**	**K (%)**
Residuo de cama caliente	1,76	0,42	0,75

Estos valores de concentración son en base seca, para realizar el balance de nutrientes se deben conocer en base húmeda. Para eso se utiliza la siguiente ecuación:

$$C_{BH} = C_{BS} \times (1 - H)$$

Aplicando esta fórmula, las concentraciones en base húmeda para el residuo de cama caliente son las que se muestran en la Tabla G.2.2. Como la cama caliente para funcionar bien debe estar en un rango de humedad entre 40 % y 60 % se supone que al momento de su retiro esta tiene una humedad de 60 %.

Tabla G.2.2: Concentración en base seca de nitrógeno, fósforo y potasio del residuo de cama caliente

N (%)	**P (%)**	**K (%)**
0,70	0,17	0,30

Por otro lado, la carga de nitrógeno, fósforo y potasio en el estiércol total generado en el corral de espera y patio de alimentación se obtiene aplicando nuevamente la Ecuación F.27. Con esta ecuación se pondera la carga total de cada parámetro en el estiércol fresco generado por una vaca mostrado en la Tabla 6.1.2 por la cantidad de vacas y tiempo de estas en cada sitio del tambo del cual se limpia estiércol que se debe gestionar. La carga diaria en el estiércol para todas las vacas es la que se muestra en la Tabla G.2.3.

Tabla G.2.3: Carga diaria total de nitrógeno, fósforo y potasio en el estiércol en el tambo.

N (kg/d)	**P (kg/d)**	**K (kg/d)**
13,1	2,7	11,7

A partir de las tablas anteriores se calcula la carga total anual de estos nutrientes. Los valores de concentración de cama caliente deben multiplicarse por el peso total del residuo de camas calientes. El volumen de la cama caliente $253,2$ m^3, considerando una densidad de 600 kg/m^3 se tiene un peso total de una cama caliente retirada de 151.920 kg. Por otro lado, la carga diaria total en el estiércol se debe multiplicar por los 365 días del año para la carga total anual, también se considera que el tamiz retiene un 70 % del estiércol únicamente. También se considera un factor de reducción de humedad que es la relación entre la humedad del estiércol que ya pasó por el tamiz y la humedad del estiércol fresco, esto es información compartida por profesionales del área. La humedad del estiércol fresco es $89,65$ %, mientras que la humedad luego del tamiz es $84,0$ %, por lo tanto el factor de reducción por humedad es $0,937$. La carga total anual de estos nutrientes para el estiércol y residuo de cama caliente se muestra en la Tabla G.2.4.

Tabla G.2.4: Carga total anual de nitrógeno, fósforo y potasio en estiércol y residuo de cama caliente.

Residuo	**N (kg/año)**	**P (kg/año)**	**K (kg/año)**
Residuo de cama caliente	1.069,5	255,2	455,8
Estiércol	3.139,9	648,3	2.811,8
Total	**4.209,5**	**903,6**	**3.267,5**

En la Tabla G.2.5 se muestra la rotación de cultivos a considerar. Esta ha sido una rotación implantada en los potreros de la EEMAC.

Tabla G.2.5: Rotación de cultivos considerados.

Período	**Cultivo**
Verano Año 1/Año 2	Maíz
Invierno Año 2	Pradera
Verano Año 2/Año 3	Pradera
Invierno Año 3	Pradera
Verano Año 3/Año 4	Pradera
Invierno Año 4	Pradera
Verano Año 4/Año 5	Pradera
Invierno Año 5	Pradera
Verano Año 5/ Año 6	Avena

Las extracciones de estos cultivos se muestran en la Tabla G.2.6.

Tabla G.2.6: Extracciones de los cultivos considerados.

Cultivo	**Extracción (kgN/ha/año)**	**Extracción (kgP/ha/año)**	**Extracción (kgK/ha/año)**
Maíz	96,2	19,2	25,7
Pradera	171,1	18,2	133,7
Avena	105,8	48,1	115,4

Los cultivos están implantados medio año por lo que se debe promediar las extracciones de los cultivos que coinciden en cada año. El balance de nutrientes para cada zafra se muestran en la Tabla G.2.7.

Tabla G.2.7: Resultados de los balances de nutrientes.

Período	Cultivo	Balance N (kgN/ha/año)	Balance P (kgP/ha/año)	Balance K (kgK/ha/año)
Año 1/Año 2	Maíz/Pradera	-94,2	-18,7	-79,7
Año 2/Año 3	Pradera	-92,2	-18,2	-133,7
Año 3/Año 4	Pradera	-92,2	-18,2	-133,7
Año 4/Año 5	Pradera	-92,2	-18,2	-133,7
Año 5/Año 6	Pradera/Avena	-99,0	-33,1	-124,5

Luego, calculando la relación entre las cargas anuales y los resultados de los balances se obtiene el área necesaria para disponer el residuo de cama caliente y estiércol. Esto se muestra en la Tabla G.2.8.

Tabla G.2.8: Rotación de cultivos considerados.

Período	Cultivo	Área N (ha)	Área P (ha)	Área K (ha)
Año 1/Año 2	Maíz/Pradera	44,7	48,3	41,0
Año 2/Año 3	Pradera	45,7	49,8	24,4
Año 3/Año 4	Pradera	45,7	49,8	24,4
Año 4/Año 5	Pradera	45,7	49,8	24,4
Año 5/Año 6	Pradera/Avena	42,5	27,3	26,2

El área limitante aquí está dada por el fósforo y es de $49,8$ has.

G.3. Gestión del estiércol

En esta sección se desarrollan los cálculos involucrados en la gestión del estiércol, en particular, el diseño de la infraestructura necesaria para almacenar el estiércol previo a disponerse con estercolera.

G.3.1. Diseño de infraestructura de almacenamiento

En este apartado se calculan los volúmenes de estiércol y residuos del SGE que deben ser acopiados previo a la disposición mediante servicio de estercolera. Con esto se define la capacidad de almacenamiento que debe disponer la infraestructura de almacenamiento de estos residuos con la que hoy el tambo no cuenta. También se debe diseñar el elemento de conducción de los lixiviados de estos residuos hacia el SGE.

Almacenamiento

En la Subsección 6.1.4 se mostró el volumen diario de estiércol generado en el corral de espera y en el patio de alimentación siendo este un total de $1,7$ m^3/d. Luego, en la Subsección G.1.1 se estimaron los desperdicios de alimento en un total de $0,2$ m^3/d. Por otro lado, en la Subsección G.4.3 se diseñaron el desarenador y pozo de bombeo adecuados para el sistema proyectado, aquí fue necesario estimar la carga de arenas retenidas en el desarenador, esta fue de $104,0$ kg/d, y con una densidad de 2.650 kg/m^3 se tiene un volumen de $0,26$ m^3 de arenas por día.

El volumen total anual que debe ser almacenado en este sitio es el que se muestra en la Tabla G.3.1. Para el estiércol se multiplicó el volumen diario correspondiente al estiércol fresco por los factores de reducción de humedad y pasante del tamiz utilizados en la Subsección G.2.1. Para el volumen de arenas fue utilizada la Ecuación G.3 con un contenido de sólidos totales de 20 %.

Tabla G.3.1: Volúmenes a acopiar en un año en infraestructura de almacenamiento

Residuo	**Volumen anual (m^3)**
Estiércol	428,8
Arenas	144,3
Desperdicios de alimento	73,0
Volumen total (m^3)	**646,1**

Se propone un galpón techado con piso de hormigón y tres paredes con las dimensiones mostradas en la Tabla G.3.2.

Tabla G.3.2: Dimensiones de infraestructura de almacenamiento de estiércol y residuos del SGE

Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Largo	30	m
Ancho	10	m
Altura	3	m
Volumen	900	m^3

Conducción de lixiviados

La infraestructura de almacenamiento debe tener una salida entubada que recoja los lixiviados del estiércol y arenas almacenadas. Estas deberán ser conducidas a la laguna de almacenamiento. Debido a que la generación de los lixiviados genera caudales pequeños la tubería que se instalará es de 160 mm en un punto bajo definido por las pendientes del piso de la infraestructura de almacenamiento que no deben ser menores a 1 %. En la Tabla G.3.3 se muestran las características de esta conducción donde la cota de zampeado inicial se calcula partiendo de la cota de pelo de agua de la laguna con una pendiente del 1 % hacia aguas arriba.

Tabla G.3.3: Características de la conducción de lixiviados del estiércol y residuos del SGE.

Material / Parámetro	**Valor**	**Unidad**
Material	PVC	–
DN	160	mm
Longitud	9	m
Cota zampeadoinicial	44,4	m
Cota pelo de agua	44,3	m

G.4. Lavado por flushing

En esta sección se desarrollarán los cálculos implicados para el diseño de las nuevas infraestructuras y modificación de las existentes para la implementación de un sistema de lavado por inundación.

G.4.1. Recirculación de efluente

El lavado por inundación se realiza con efluente almacenado en tanques, estos deben ser abastecidos desde la laguna, para ello es necesario recircular efluente a través de un bombeo desde la laguna. Para ello se debe encontrar el equipo de bombeo que pueda cumplir los requerimientos de caudal y carga resultante de la suma de pérdidas de carga geométrica, distribuida y localizadas.

$$H_{imp} = H_g + H_{dist} + H_{loc} \tag{G.14}$$

Donde:

- H_{imp}: Altura de impulsión total (m)
- H_g: Altura geométrica (m)
- H_{dist}: Pérdida de carga distribuida(m)
- H_{loc}: Pérdidas de carga localizadas (m)

Las condiciones de carga a superar son las que se muestran en la Tabla G.4.1.

Tabla G.4.1: Condiciones de carga geométrica a superar.

Descripción	**Valor (m)**
Cota de terreno tanques	47,3
Altura de tanque	2,7
Elevación del tanque	0,7
Cota de bomba	40,8
Desnivel geométrico	9,9

Las pérdidas de carga distribuidas y localizadas se calcularon mediante la formulación de Darcy–Weisbach. En la Tabla G.4.2 se presentan los valores considerados para las pérdidas de carga distribuidas y localizadas. Estos valores fueron definidos por iteración, donde el parámetro que varió fue el diámetro.

Tabla G.4.2: Parámetros utilizados para el cálculo de pérdidas de carga.

Símbolo	**Valor / Descripción**
L	150 m
D	79,4 mm
f	0,0168
$K*$	9,4

*Para el valor total de $\sum K_i$, se consideraron cuatro codos de 90°, cada uno con un coeficiente de pérdida de 0,64, un codo de 45°, una tee con coeficiente de pérdida de carga de 1,1 y la entrada a la tubería con coeficiente 0,4.

La carga total del sistema queda entonces como la suma de ambas contribuciones:

$$H_{\text{dist}} + H_{\text{loc}} = \left(f \times \frac{L}{D} + \sum K_i \right) \times \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4}$$

La curva característica de la bomba se presenta a continuación:

$$\mathbf{Q} = [6{,}3;\ 8{,}8;\ 9{,}5;\ 15{,}8;\ 18{,}7;\ 22{,}0;\ 25{,}0]\ \text{[L/s]}$$
$$\mathbf{H} = [19,0;\ 17,3;\ 15,5;\ 14,0;\ 12,0;\ 10,5;\ 8,5]\ \text{[m]}$$

A partir de la expresión Tabla G.4.1, se generó la curva de instalación del sistema, que relaciona el caudal con la carga que debe vencer la bomba. Esta curva se comparó con la curva característica del equipo de bombeo. El punto de intersección entre ambas curvas define el caudal de funcionamiento de la bomba.

G.4.2. Configuración de tanque y conducciones

Para que el sistema de lavado por inundación funcione correctamente se debe realizar un diseño hidráulico adecuado. Esto incluye definir los tanques que se utilizarán, la altura a la que estarán elevados y el diámetro de tuberías de salida para lograr generar el arrastre del estiércol del patio de alimentación. El lavado será realizado en dos patios, cada uno tiene las dimensiones, pendiente y rugosidad dados en la Tabla G.4.3.

Tabla G.4.3: Dimensiones de los patios de alimentación.

Dimensión	**Valor**	**Unidad**
Largo	48,0	m
Ancho	4,0	m
Pendiente	0,8	%
n de Manning	0,0175	-

El diseño de este sistema se hizo siguiendo el manual de Australia Effluent and Manure Management Database for the Australian Dairy Industry (2008) [102]. A continuación se desarrollan los pasos seguidos para definir la configuración.

Criterio de velocidad y tirante

El primer paso consiste en la elección de una velocidad y tirante de flujo sobre la superficie que se desea lavar. Siguiendo las recomendaciones del manual se eligen los siguientes valores.

$$\mathrm{V_{patio}} = 1,0\ \mathrm{m/s}$$

$$\mathrm{h_{patio}} = 0,05\ \mathrm{m}$$

Cálculo de la velocidad con la ecuación de Manning

Conociendo las características de la superficie dadas en la Tabla G.4.3 y el tirante elegido en el paso anterior se emplea la ecuación de Manning para calcular la velocidad en el patio de alimentación.

$$v = \frac{1}{n} \times Rh^{2/3} \times S^{1/2} \tag{G.15}$$

Donde el radio hidráulico está dado por:

$$Rh = \frac{W \times D}{W + 2D}$$

Con:

- W: Ancho del patio de alimentación (m).
- D: Profundidad del flujo en el patio de alimentación.

Con estos valores dados para el patio se obtiene una velocidad de:

$$v = 0,68 \text{ m/s}$$

El método establece que se debe aumentar el tirante hasta alcanzar la velocidad de flujo objetivo y luego calcular el caudal que se obtiene con la velocidad y tirante obtenidos. El tirante con el cual se alcanza una velocidad de $1,0$ m/s es:

$$D^* = 0,1 \text{ m}$$

El caudal entonces por conservación de masa es:

$$Q = V \times D^* \times W = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Configuración de tanque y tuberías de salida

Habiendo determinado el caudal necesario para limpiar un patio de alimentación se debe diseñar la configuración del tanque y tuberías que cumplan con lo requerido. El objetivo es lograr una altura tal que el caudal de salida logre las condiciones de tirante y velocidad deseados en el patio de alimentación por suficiente tiempo o distancia. Para el caso de los patios de alimentación de la EEMAC la condición es que el tirante de $0,1$ m y velocidad de $1,0$ m/s alcancen a recorrer un tercio de la superficie del patio por ser esta mayor a 30 m.

La formulación que gobierna el flujo y con la cual se realiza este diseño es la de Tanque-Orificio, en la cual el caudal de salida del tanque de almacenamiento de efluente depende de la altura de agua en el mismo, esto es que el flujo es cuasi-estacionario. Esto se describe en la Figura G.4.1.

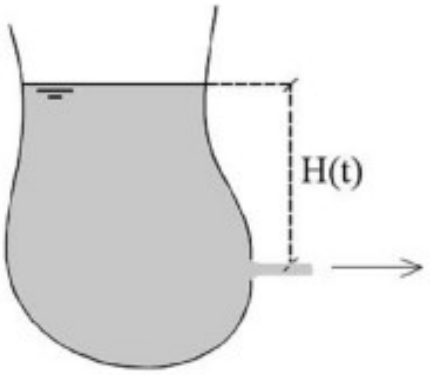


Figura G.4.1: Esquema de formulación tanque-orificio. Extraído de [105].

El caudal de salida del tanque está dado por:

$$\mathrm{Q_{salida}} = N \times \mathrm{A_S} \times \mathrm{C_V} \times \sqrt{2\mathrm{gH_{min}}}$$

Donde:

- Q_{salida}: es el caudal que sale por las salidas que se definan del tanque.
- N: es el número de salidas definido para cada tanque.
- A_S: es el área de salida de cada tanque, dada por el diámetro de la tubería.
- H_{min}: altura mínima de agua en el tanque que asegura que mientras el agua se mantenga por encima, el caudal descargado será el previsto o mayor.

Este caudal debe lograr ser igual al dado con la velocidad calculada con la ecuación de Manning. La configuración que se definió se describe en la Tabla G.4.4.

Tabla G.4.4: Configuración definida para el lavado por flushing.

DN (mm)	**N° Salidas**	$\mathbf{H_{mín}}$ **(m)**	$\mathbf{Q_S}$ **(m³/s)**
315	2	0,5	0,43

G.4.3. Modificación de unidades del SGE

Se presentan los cálculos realizados para dimensionar las unidades del SGE.

Canaleta colectora

La canaleta recibe el flujo descargado desde los patios de alimentación y lo conduce hacia el desarenador. Los parámetros adoptados se indican en la Tabla G.4.5.

Tabla G.4.5: Parámetros de diseño de la canaleta colectora.

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal de diseño	0,43	m^3/s
Coeficiente de Manning	0,015	–
Pendiente	0,02	m/m
Ancho interior	0,50	m
Profundidad interior adoptada	0,50	m

La verificación hidráulica se realizó mediante la ecuación de Manning Ecuación G.4.2, obteniéndose un tirante de:

$$h = 0,35 \text{ m}$$

Para estar del lado de la seguridad se adoptó una profundidad de $0,50$ m.

y una velocidad de:

$$v = 2,63 \text{ m/s}$$

inferior a la velocidad admisible en hormigón (3 m/s).

Desarenador

El desarenador debe admitir el caudal de flushing sin pérdida en su eficiencia de retención de sedimentos. Se adoptó una tasa superficial de 70 m/h. Los datos de diseño se resumen en la Tabla G.4.6.

Tabla G.4.6: Parámetros de diseño del desarenador.

Parámetro	Valor	Unidad
Tasa superficial	70	m/h
Caudal de diseño	0,43	m^3/s

El área necesaria se obtuvo mediante:

$$A = \frac{Q}{T_s} \tag{G.16}$$

donde $v_s = 0,0194$ m/s. El valor resultante fue:

$$A = 22,2 \text{ m}^2 \tag{G.17}$$

adoptándose un área de $26,4$ m^2.

El volumen y altura del desarenador deben contemplar los sólidos inorgánicos que serán retenidos aquí. Si se considera una cantidad de arena en las patas de los animales de $0,8$ kg/VO se tiene un total de $104,0$ kg/d de

arenas. Con una densidad de $2650,0$ kg/m^3 y un porcentaje de sólidos totales de $15\,\%$ se utiliza la siguiente ecuación y resulta en un volumen diario de:

$$\text{Volumen material}(m^3 \times \text{d}^{-1}) = \frac{\text{Carga de ST (kgST} \times \text{d}^{-1})}{\frac{\text{ST (\%)}}{100} \times \text{Masa específica del lodo (kg lodo} \times \text{m}^{-3})}$$

$$\text{Volumen arena}(m^3 \times \text{d}^{-1}) = 0,26 \text{ m}^3$$

Esto distribuido en un área de $26,4$ m^2 resulta en $1,0$ cm/d de arena acumulados. Para una frecuencia de limpieza de 14 días, la altura del desarenador debe permitir almacenar 14 cm de arenas pero también tener un margen para que el agua que llegue al desarenador no pase al pozo de bombeo sin ninguna retención. Se adopta una altura de desarenador de $0,4$ m.

El desarenador descarga al pozo de bombeo a través de un vertedero rectangular en una de sus paredes. La ecuación utilizada es la Ecuación G.18.

$$\text{Q}(m^3 \times \text{s}^{-1}) = 1,838 \times \text{B} \times \text{h}^{3/2} \tag{G.18}$$

Donde se toma para el diseño el caudal de flushing de $0,43$ m^3/s, un ancho de $2,5$ m y el tirante resultante es de $0,15$ m, sin embargo la altura del vertedero es hasta la cota de entrada por la canaleta recolectora.

En la Tabla G.4.7 se muestran las dimensiones del desarenador proyectado. En las láminas TAMBO-04 y TAMB-05 mencionadas en la Apéndice J.

Tabla G.4.7: Parámetros de diseño del desarenador.

Parámetro	Valor	Unidad
Área requerida	22,2	m^2
Área adoptada	26,4	m^2
Largo	8,0	m
Ancho	3,3	m
Volumen adoptado	13,2	m^3
Altura útil	0,4	m
Altura de vertedero	0,23	m
Ancho de vertedero	2,5	m

Pozo de bombeo

El pozo de bombeo debe admitir el volumen instantáneo del flushing más los aportes regulares del tambo. La Tabla G.4.8 resume los volúmenes considerados.

Tabla G.4.8: Componentes del volumen necesario en el pozo de bombeo.

Concepto	Volumen	Unidad
Lavado de fosa	1,00	m^3
Lavados de corral de espera	4,80	m^3
Orina	0,42	m^3
Pluviales	8,40	m^3
Flushing	20,0	m^3
Volumen total requerido	**34,6**	**m^3**

Se evalúa el aumento del nivel del agua en el pozo con el ingreso de los volúmenes mencionados en la Tabla G.4.8. Las aguas pluviales son las que escurren por las superficies impermeables que llegan al pozo de bombeo en un evento de precipitación de período de retorno de 2 años. Se plantea que la bomba que hay actualmente en el pozo existente se mantenga para el pozo de bombeo proyectado. Para definir la geometría se propone que se duplique uno de los lados del pozo de forma que el área superficial duplique la del pozo de bombeo actual.

1) Se cuentan los dos ordeñes y un lavado de la fosa de la sala de ordeñe, esto son $5,8$ m^3. La altura que sube el agua en el pozo se calcula como la relación entre el volumen que ingresa y el área del pozo que es $19,22$ m^2, entonces el agua sube $0,30$ m.

2) Con el ingreso del agua pluvial y la orina el volumen que ingresa es $8,82$ m^3. El nivel del agua sube $0,46$ m, entonces se acumula un nivel de agua de $0,76$ m.

3) Con el ingreso del volumen del lavado por flushing de $20,00$ m^3 el nivel de agua sube $1,04$ m. El nivel total de subida del agua es de $1,80$ m y corresponde a la altura útil del pozo de bombeo.

El tiempo de vaciado del pozo hasta el nivel de arranque es calculado como el volumen que ingresa sobre el caudal de bombeo del pozo.

$$\text{Tciclo} = \frac{\text{Vefluente}}{\text{Qbomba}} = \frac{34,62 \text{ m}^3}{0,028 \text{ m}^3/\text{s} \times 60} = 20,6 \text{ minutos}$$

La geometría adoptada se presenta en la Tabla G.4.9.

Tabla G.4.9: Dimensiones del pozo de bombeo proyectado.

Parámetro	Valor	Unidad
Ancho	3,10	m
Largo total	6,20	m
Altura útil	1,80	m
Volumen útil	28,83	m^3

Para construir este pozo de bombeo es necesario que se haga una profundización de este. Las cotas en el pozo de bombeo proyectado son las que se muestran en la Tabla G.4.10.

Tabla G.4.10: Cotas del pozo de bombeo proyectado.

Parámetro	Valor	Unidad
Cota de zampeado vertedero desarenador	45,60	m
Cota de alarma superior	45,30	m
Cota de aliviadero	45,30	m
Cota de nivel de arranque	45,20	m
Cota de nivel de parada	43,40	m
Cota de alarma inferior	43,30	m
Cota de eje de la bomba	43,10	m
Cota de fondo del pozo	42,70	m

El aliviadero del pozo de bombeo debe ser capaz de evacuar el caudal que ingresa debido al flushing. Esto se realiza mediante caños de PVC enterrados hacia la laguna de almacenamiento. Los parámetros fijos para este diseño fueron los que se muestran en la Tabla G.4.11.

Tabla G.4.11: Parámetros de diseño del aliviadero del pozo de bombeo.

Parámetro	Valor	Unidad
Caudal de diseño	0,43	m^3/s
Coeficiente de Manning	0,013	–
Pendiente	0,02	m/m
Diámetro	400	mm
Número de salidas	2	-

La iteración para definir el diámetro y cantidad de salidas se realizó mediante la ecuación de Manning Ecuación G.4.2, obteniéndose un tirante de:

$$h = 0,28 \text{ m}$$

Por otro lado, la velocidad fue de:

$$v = 2,6 \text{ m/s}$$

Anexo H

Planillas de control del PGRS

H.1. Registros de residuos generados y gestionados

REGISTRO DE DISPOSICIÓN RESIDUOS SÓLIDOS GENERALES

MES:
AÑO:

FECHA	**TIPO DE RESIDUO**	**CANTIDAD**	**UNIDAD**	**DESTINO**			**TRANSPORTE**		
				Gestión de destino	Empresa	Nro. remito	Propio (SI/NO)	Empresa	Nro. remito

Responsable:	
Supervisor:	

Observaciones:

REGISTRO DE DISPOSICIÓN DE RESIDUOS A TERRENO

AÑO:

FECHA	Potrero	Coordenadas	Superficie (ha)	Cantidad (ton)	Cultivo	SUELO							
						Fecha último análisis	N° informe	P Bray (ppm)	N (ppm)	K (ppm)	M.O. (%)	pH	

Responsable:	
Supervisor:	

Observaciones:

Anexo I

Plan de aplicación de Residuos en el suelo

I.1. Introducción

El objetivo de este plan se basa en establecer un sistema de aplicación de residuos sólidos provenientes de las limpiezas de la cama caliente y de las limpiezas de las unidades del SGE, con el fin de mejorar las condiciones del suelo. A su vez, se crea este plan con el fin de dar seguimiento de las propiedades físico-químicas del suelo, en concordancia con la planificación de la rotación de las áreas de aplicación, procurando no superar la capacidad propia del suelo.

I.2. Alcance

El alcance del plan es describir el procedimiento para dar seguimiento y control de la calidad del suelo en las zonas de aplicación de sólidos, definidas en el PGRS.

I.3. Plan de aplicación

I.3.1. Aplicación de estiércol

Los potreros destinados a la aplicación de sólidos corresponden a aquellos que ya se utilizaban para este fin, excluyendo los sectores en los que se prevé la disposición superficial de efluentes, específicamente los potreros 21 y 22. En la lámina XX de la Apéndice J se identifican los potreros seleccionados para esta práctica, mientras que en la Tabla I.3.1 se detalla la superficie de cada uno. La suma de dichas áreas alcanza un total de 81,8 ha, valor que resulta superior a la superficie mínima requerida de 49,8 ha determinada mediante el balance de nutrientes presentado en la Subsección G.2.1.

Tabla I.3.1: Potreros del establecimiento destinados a la aplicación de residuos sólidos.

Potrero	**Superficie (ha)**
23	18,3
24	31,5
27	23,0
29	9,0
Total	81,8

El estiércol sólido se distribuye en los potreros con fines principalmente fertilizantes y para mejorar la estructura del suelo receptor. Esta aplicación se realiza en dos oportunidades: antes de la siembra o inmediatamente después de ella, previo a la emergencia del cultivo. Para estas tareas se empleará una estercolera que deberá ser contratada, debido a que en el establecimiento no se cuenta con maquinaria propia.

Se mantendrán ciertas consideraciones a la hora de aplicar el estiércol en los padrones de acuerdo al Manual de Gestión Ambiental de Tambos (2016) [2]:

- La aplicación se realizará según la capacidad del almacenamiento XX veces al año.
- No se debe aplicar el residuo en zonas inundables o con pendientes elevadas que favorezcan el arrastre del mismo.
- Se aplicará a una distancia mayor de 50 metros de cursos de agua.
- Se realizará una distribución homogénea del estiércol mediante estercolera.
- Al menos por 30 días luego de la aplicación al terreno no se deberá realizar pastoreo en el potrero.

I.3.2. Rotación de cultivos

La rotación de cultivos utilizada es la misma para los potreros de la EEMAC. Esta rotación fue empleada como base para el cálculo del balance de nutrientes y se presenta en la Tabla I.3.2.

Tabla I.3.2: Rotación de cultivos considerados.

Período	**Cultivo**
Verano Año 1/Año 2	Maíz
Invierno Año 2	Pradera
Verano Año 2/Año 3	Pradera
Invierno Año 3	Pradera
Verano Año 3/Año 4	Pradera
Invierno Año 4	Pradera
Verano Año 4/Año 5	Pradera
Invierno Año 5	Pradera
Verano Año 5/ Año 6	Avena

I.4. Plan de Monitoreo de Suelos

Con el propósito de verificar el estado del suelo en las áreas definidas para la aplicación de estiércol, se establece un plan de monitoreo basado en la toma sistemática de muestras y el análisis de los parámetros seleccionados. Asimismo, se determinan la periodicidad de los controles y los criterios que orientarán el seguimiento y la evaluación de resultados.

Para la formulación del Plan de Monitoreo se contemplan los siguientes elementos:

- Tipo de aplicación: sólidos o líquidos.
- Superficie considerada: determinación de si la aplicación abarca uno o varios potreros.
- Momento de monitoreo: etapa del proceso en la que se realiza el control.
- Procedimiento de muestreo.
- Periodicidad del muestreo.
- Parámetros de control.

El seguimiento de las propiedades físico-químicas del suelo y de los efectos derivados de la aplicación de estiércol y lodos del SGE, especialmente en materia de contenido de materia orgánica y nutrientes, permitirá ajustar y planificar la rotación de las áreas de aplicación de manera adecuada.

I.4.1. Parámetros de control

Los parámetros de control de la calidad de suelos que se monitorearán son:

- pH
- Conductividad eléctrica
- Porcentaje de materia orgánica
- Fósforo Bray

Estos parámetros se seleccionan porque son los principales indicadores de los cambios químicos del suelo asociados a la aplicación de estiércol y efluentes. El pH y la conductividad eléctrica permiten detectar variaciones en acidez y salinidad, que pueden modificarse por los aportes de sales y procesos de mineralización del estiércol. El porcentaje de materia orgánica refleja el efecto acumulado de las aplicaciones sobre la estructura y capacidad de retención del suelo, mientras que el Fósforo Bray es un parámetro que debe ser monitoreado para saber la capacidad de asimilación de fósforo del suelo, es un parámetro incluido do por la nueva actualización del Decreto 253/79 [17]. El monitoreo periódico de estos parámetros llevar un control del Plan que se está implementando.

I.4.2. Frecuencia

La frecuencia de monitoreo propuesta para los parámetros indicados será, como mínimo, anual, procurando realizar los muestreos en otoño y/o primavera. Se efectuará un análisis de línea de base previo al inicio de las aplicaciones y, posteriormente, se hará el seguimiento de la evolución de los indicadores conforme a dicha periodicidad.

I.4.3. Metodología para la toma de las muestras

La toma de muestras de suelo se realizará siguiendo las recomendaciones nacionales para muestreo de fertilidad, tal como se establece en los manuales, guías técnicas y referencias nacionales.

Para cada potrero seleccionado se delimitará una unidad homogénea en cuanto a uso, pendiente y manejo, evitando zonas atípicas (alambrados, aguadas, entradas de corrales, cabeceras o sectores de acumulación de

efluentes), de forma de asegurar representatividad de la muestra. En cada unidad se extraerán entre 15 y 20 submuestras distribuidas aleatoriamente mediante recorrido en zigzag y se depositarán en un balde utilizando pala o barreno limpio y a profundidad superficial estándar para evaluación de fertilidad (horizonte donde se evidencian primero los efectos de la aplicación orgánica) [170, 169, 171].

Luego de tener todas las submuestras en el balde (de 15 a 20 por ha) se mezclan homogéneamente en un recipiente limpio para conformar una muestra compuesta representativa, de la cual se obtendrán aproximadamente 0,5–1 kg para envío a laboratorio. En la Figura I.4.1 se presenta el procedimiento de tomas de muestras.

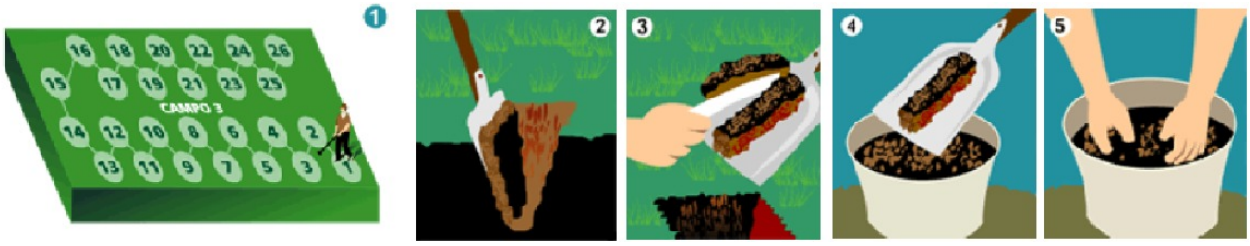


Figura I.4.1: Proceso de toma de muestras de suelo. Extraído de [169].

I.4.4. Identificación y envío de las muestras

Las muestras deberán quedar claramente identificadas, ya sea rotulando directamente con marcador permanente sobre la bolsa de nylon o utilizando doble bolsa con la etiqueta colocada entre ambas. La etiqueta incluirá, como mínimo, el área o potrero muestreado, la fecha, el número de muestra, el nombre del establecimiento, el departamento y la profundidad de muestreo. Luego se acondicionarán en bolsas herméticas y se mantendrán en condiciones frescas hasta su análisis para evitar alteraciones fisicoquímicas. En la Figura I.4.2 se muestra de manera ilustrativa la etapa de identificación y rotulado de la muestra.



Figura I.4.2: Proceso de guardado e identificación de muestras de suelo. Extraído de [169].

I.5. Seguimiento y evaluación

Los resultados de cada instancia de monitoreo se compararán con los obtenidos en mediciones anteriores, con el fin de evaluar tendencias y la evolución de los parámetros de control en el tiempo.

Previo a incorporar nuevos potreros para la aplicación (adicionales o alternativos a los definidos), se realizará siempre un muestreo de línea de base que verifique condiciones de fertilidad y riesgo ambiental. En particular, se controlará que el Fósforo Bray se mantenga por debajo del valor de referencia de 25 ppm, en concordancia con la actualización del Decreto 253/79 y las guías oficiales para la gestión de efluentes en sistemas lecheros.

En caso de constatarse la superación de dicho valor o un incremento progresivo y significativo, se suspenderá la aplicación en ese potrero y se seleccionará un área alternativa.

Anexo J

Láminas del proyecto

En este anexo se presentan las láminas del proyecto. El listado de las mismas se resume en la Tabla J.0.1.

Tabla J.0.1: Identificación de láminas del proyecto.

ID plano	**Descripción**
UB-01	Ubicación nacional, ubicación regional y ubicación sobre padrones
UB-02	Planta sobre curvas de nivel cada 1 metro
UB-03	Potrero 26 - Planta general
TAMB-01	Tambo experimental e infraestructura del SGE - Planta
TAMB-02	Unidades de SGE - Planta y detalles
TAMB-03	Infraestructura proyectada del SGE - Planta
TAMB-04	Infraestructura proyectada del SGE - Planta y secciones
TAMB-05	Infraestructura proyectada del sistema flushing - Planta y secciones
TAMB-06	Infraestructura de almacenamiento de residuos sólidos - Planta y secciones
RIEG-01	Planta general sobre imagen satelital
RIEG-02	Planta general sobre curvas de nivel cada 1m
RIEG-03	Tajamar existente - Planta y sección
RIEG-04	Sistema de sifón invertido entre embalses - Planta, sección y detalles
RIEG-05	Represa proyectada - Planta y sección longitudinal
RIEG-06	Represa proyectada - Sección transversal y detalles
RIEG-07	Estación de bombeo - Planta y sección
RIEG-08	Conducción hacia pivotes - Planta general sobre imagen satelital
RIEG-09	Conducción principal - Perfil longitudinal
RIEG-10	Conducción P01 y P02 - Perfil longitudinal
RIEG-11	Conducción de efluente - Perfil longitudinal
RIEG-12	Cámara de válvulas - Planta y sección
RIEG-13	Cámara de válvulas - Planta y sección
RIEG-14	Bifurcación llegada pivote e inyección de efluentes - Planta y sección



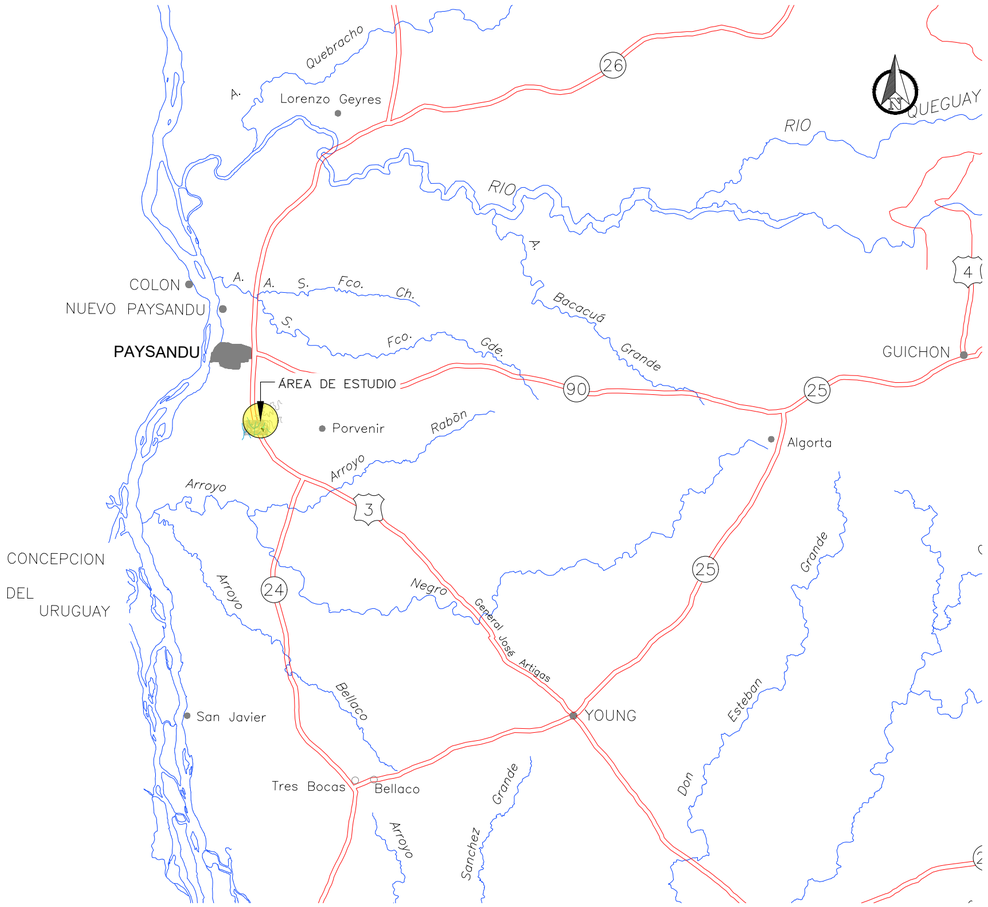
Esta es la última página.

Compilado el 3 de diciembre de 2025.

UBICACIÓN NACIONAL
ESCALA 1: 2.000.000



UBICACIÓN REGIONAL
ESCALA 1: 500.000



PLANTA SOBRE PADRONES URBANO Y RURAL
ESCALA 1: 20.000



REFERENCIAS:

- PADRÓN RURAL N° 124
- POTREROS DESIGNADOS A LECHERÍA

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO EXPERIMENTAL FINO 2025

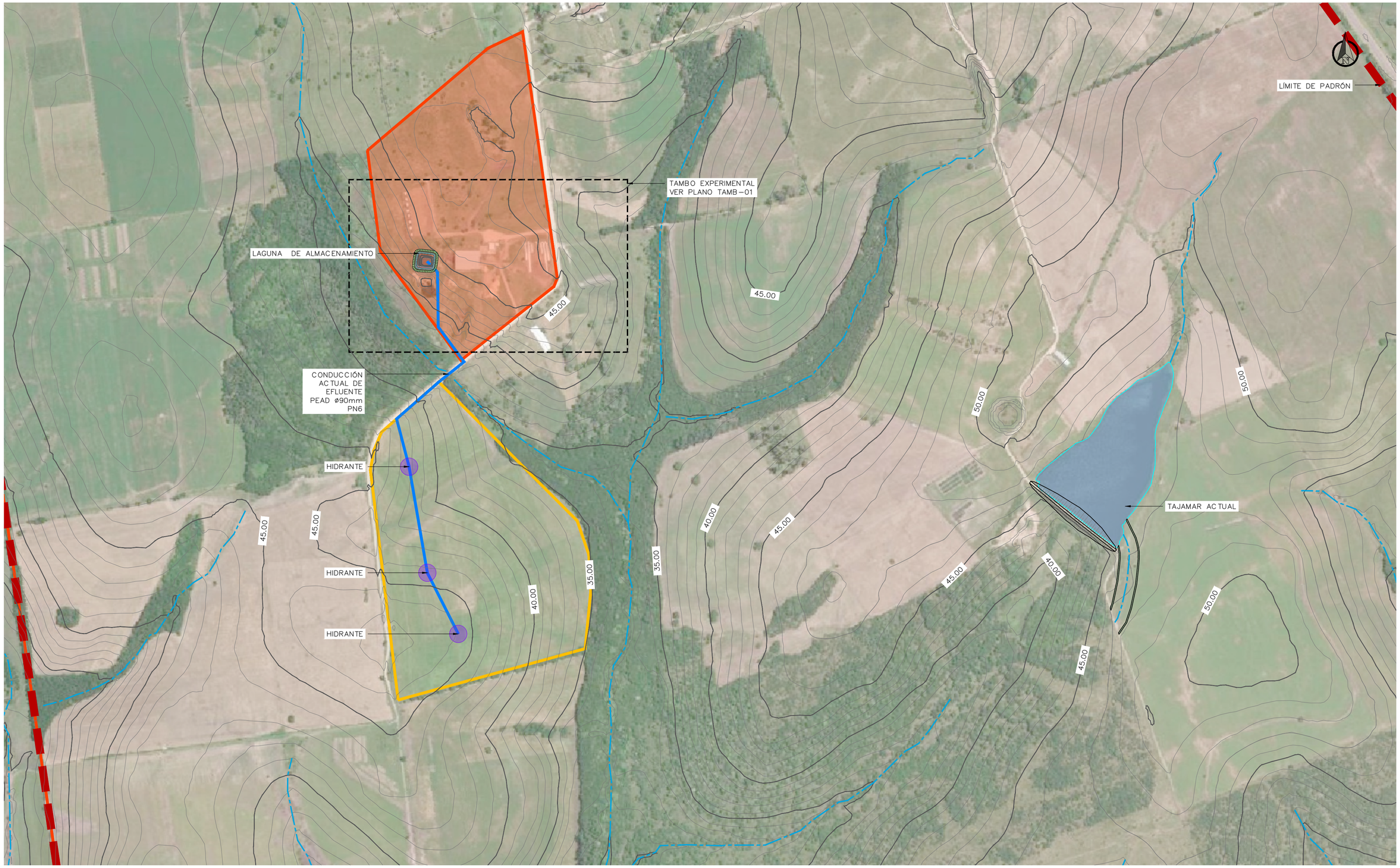
ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025
ESCALA: INDICADAS
FORMATO: A2

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA Y DEL SISTEMA DE ESTUDIO
UBICACIÓN NACIONAL – UBICACIÓN REGIONAL – UBICACIÓN SOBRE PADRONES

PLANO: UB–01



REFERENCIAS:

- PADRÓN RURAL N° 124
- POTRERO 23
- POTRERO 26
- HIDRANTES
- TAMBO EXPERIMENTAL
- CONDUCCIÓN ACTUAL DE LAGUNA HACIA POTRERO 23

NOTAS:

1- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

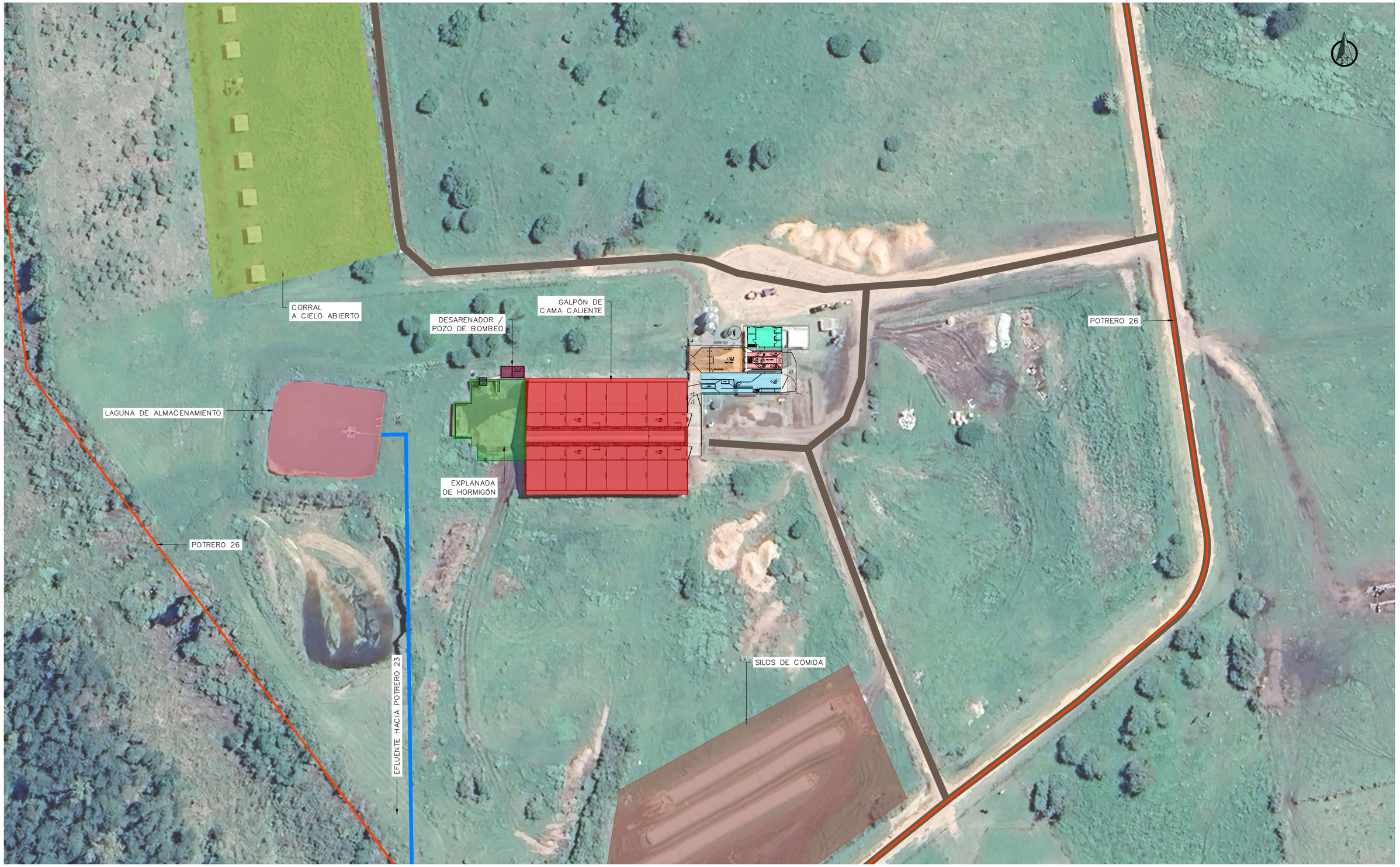
DESCRIPCIÓN DE LA ZONA Y DEL SISTEMA DE ESTUDIO
PLANTA SOBRE CURVAS DE NIVEL IDEUy CADA 1m

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	1:5.000	A2

PLANO: UB–02



REFERENCIAS:

- CORRALES A CIELO ABIERTO
- LAGUNA DE ALMACENAMIENTO
- GALPÓN DE CAMA CALIENTE
- EXPLANADA DE HORMIGÓN
- DESARENADOR / POZO DE BOMBEO
- SALA DE ENFRIAMIENTO
- SALA DE ORDEÑE
- CORRAL DE ESPERA
- PASILLO TRÁNSITO DE ANIMALES
- SILOS DE COMIDA
- EJE DE CAMINERÍA

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA Y DEL SISTEMA DE ESTUDIO
POTRERO 26 – PLANTA GENERAL

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	1: 750	A2

PLANO: UB–03



COTAS DE ZAMPEADO DE LAS CONDUCCIONES		
Conducciones	CZ AA	CZ aa
A_B	46.45	46.41
B_K	46.41	45.96
D_E	46.46	45.70
F_G	45.83	45.63
H_I	45.76	45.14
L_M	46.00	44.34
N_O	44.72	44.33

REFERENCIAS:

- SISTEMA DE CAMA CALIENTE
- PATIO DE ALIMENTACIÓN
- PASILLO DE TRÁNSITO DE ANIMALES
- SALA DE ENFRIAMIENTO
- SALA DE ORDEÑE
- CORRAL DE ESPERA
- CONDUCCIÓN EFLUENTE CON ESTIÉRCOL
- CONDUCCIÓN EFLUENTE DE AGUA DE LIMPIEZA
- NODOS DE CONDUCCIONES

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

EVALUACIÓN DIAGNÓSTICA DE LA SITUACIÓN ACTUAL
TAMBO EXPERIMENTAL E INFRAESTRUCTURA DEL SGE – PLANTA

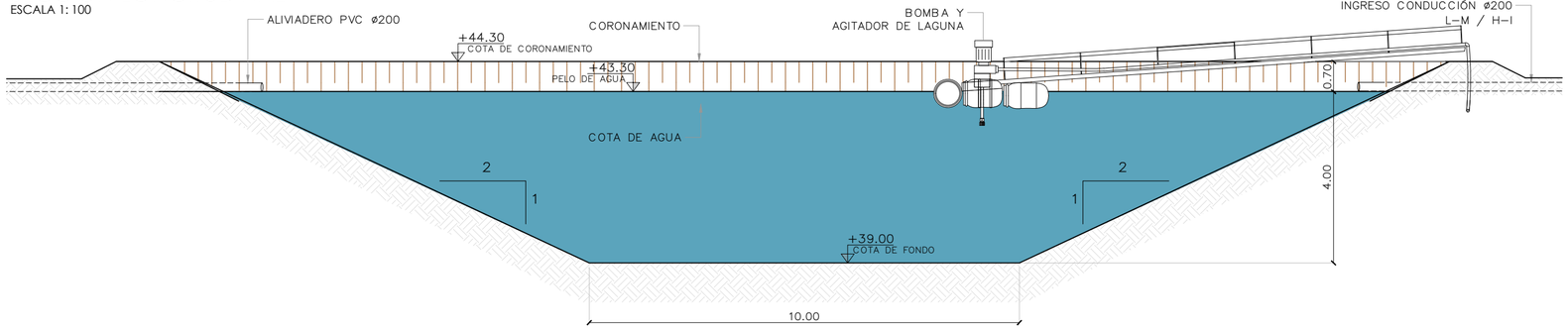
FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	1:250	A2

PLANO: TAMB–01

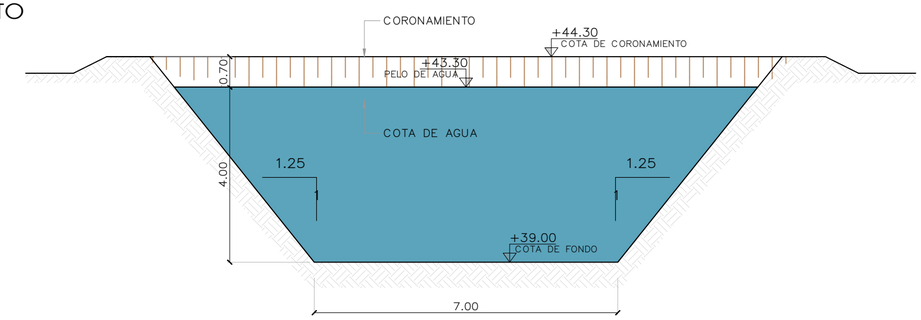
PLANTA
LAGUNA DE ALMACENAMIENTO
ESCALA: S/E



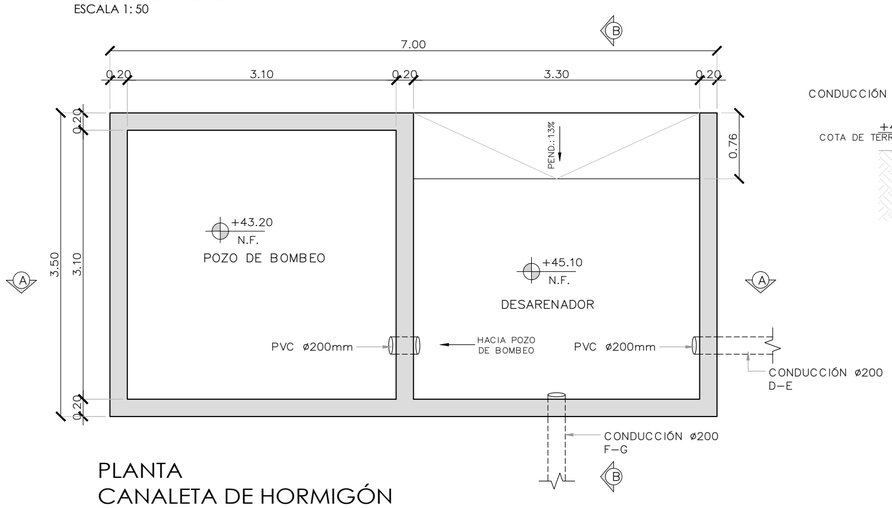
SECCIÓN LONGITUDINAL
ESCALA 1: 100



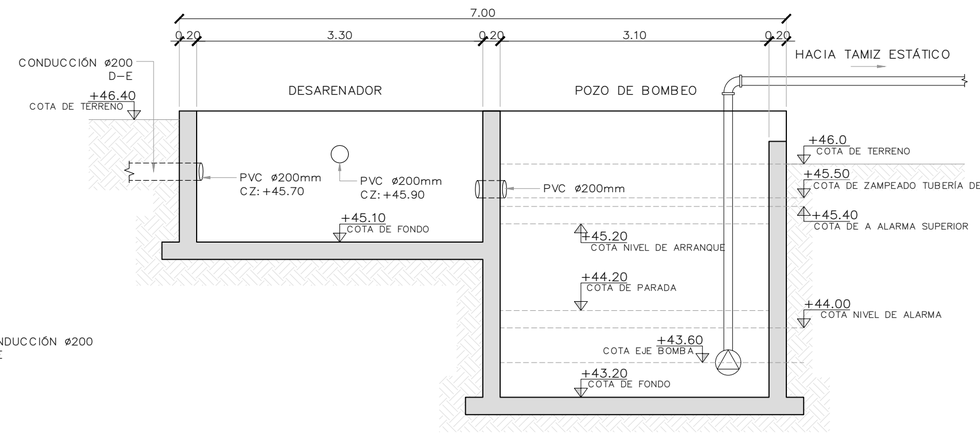
LAGUNA DE ALMACENAMIENTO
SECCIÓN TRANSVERSAL
ESCALA 1: 100



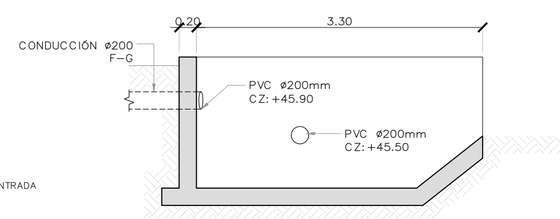
PLANTA
POZO DE BOMBEO
DESARENADOR
ESCALA 1: 50



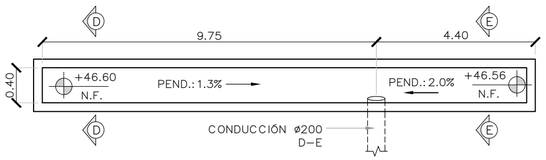
SECCIÓN A-A
ESCALA 1: 50



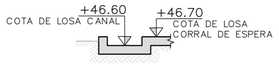
SECCIÓN B-B
ESCALA 1: 50



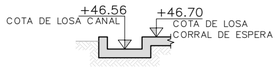
PLANTA
CANALETA DE HORMIGÓN
ESCALA 1: 50



SECCIÓN D-D
ESCALA 1: 50



SECCIÓN E-E
ESCALA 1: 50



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

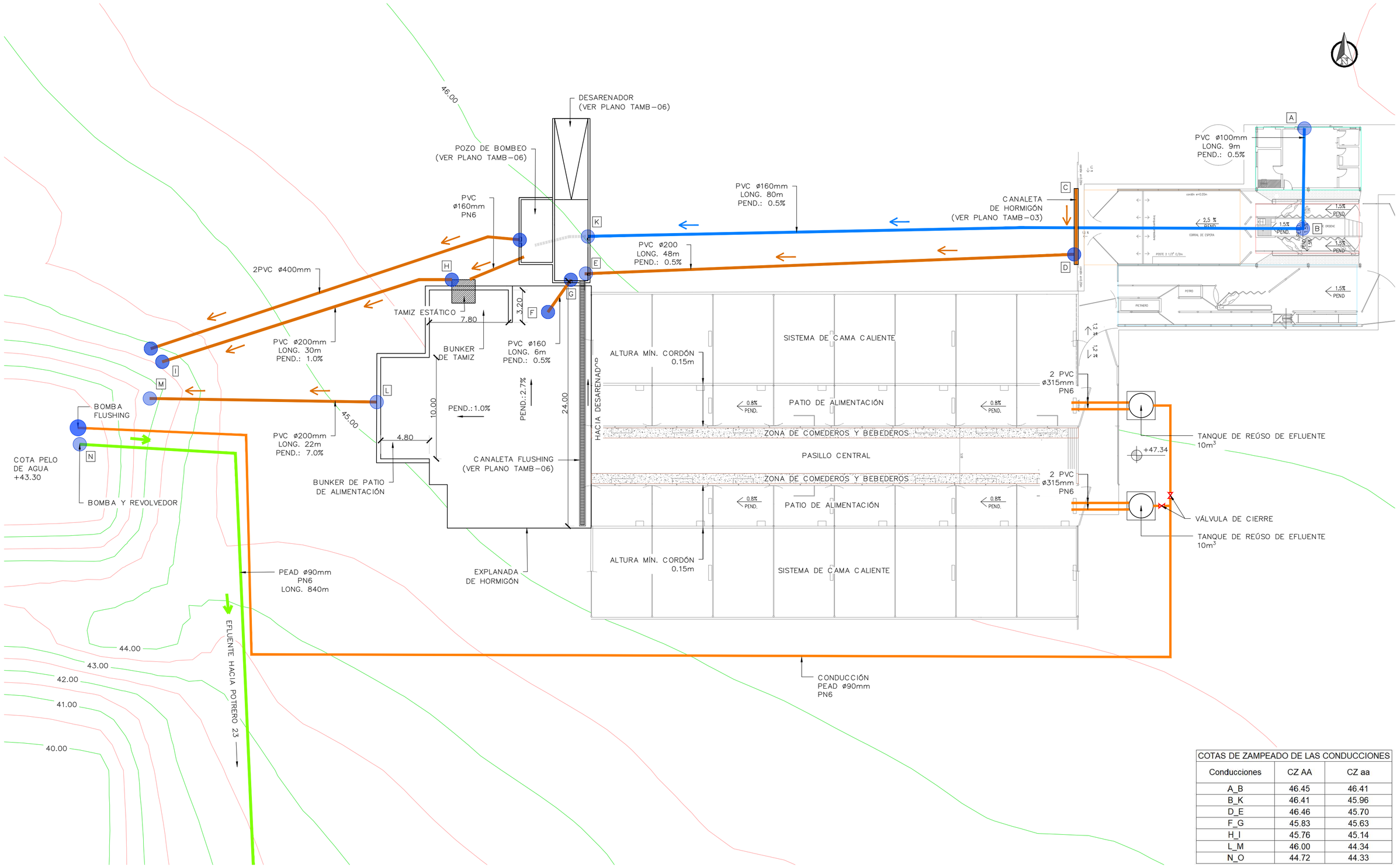
ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025 | ESCALA: INDICADAS | FORMATO: A2

PLANO: TAMB–02

EVALUACIÓN DIAGNÓSTICA DE LA SITUACIÓN ACTUAL
UNIDADES DEL SGE – PLANTA Y DETALLES



COTAS DE ZAMPEADO DE LAS CONDUCCIONES		
Conducciones	CZ AA	CZ aa
A_B	46.45	46.41
B_K	46.41	45.96
D_E	46.46	45.70
F_G	45.83	45.63
H_I	45.76	45.14
L_M	46.00	44.34
N_O	44.72	44.33

REFERENCIAS:

- SISTEMA DE CAMAS CALIENTE
- PATIO DE ALIMENTACIÓN
- PASILLO TRÁNSITO DE ANIMALES
- SALA DE ENFRIAMIENTO
- SALA DE ORDEÑE
- CORRAL DE ESPERA
- CONDUCCIÓN EFLUENTE CON ESTIÉRCOL
- CONDUCCIÓN EFLUENTE DE AGUA DE LIMPIEZA
- NODOS DE CONDUCCIONES
- CONDUCCIÓN EFLUENTE DE REÚSO

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO NACIONAL FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

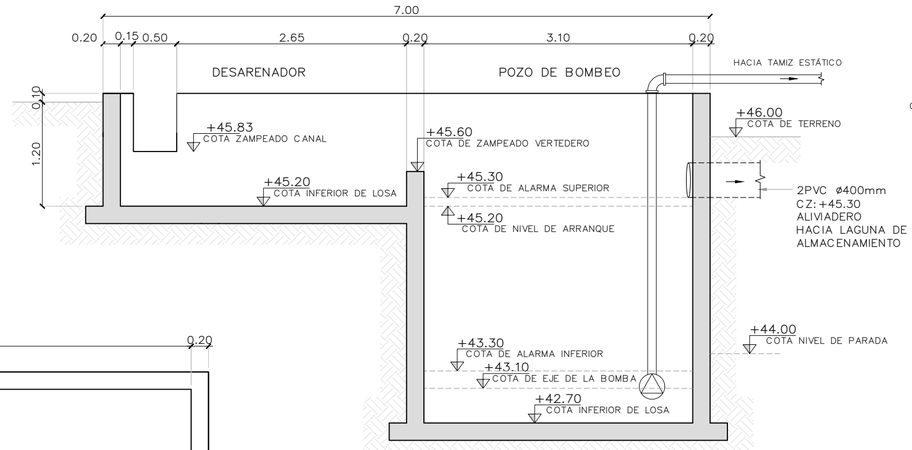
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025 | ESCALA: 1: 250 | FORMATO: A2

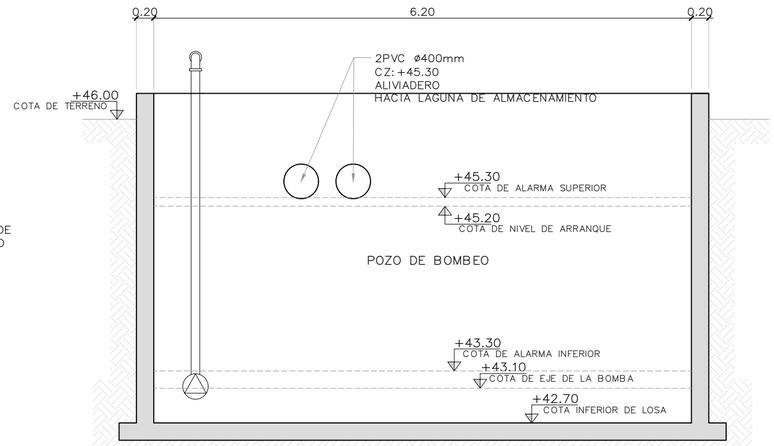
PLANO: TAMB–03

PROPUESTA DE MODIFICACIÓN PARA EL SISTEMA DE GESTIÓN DE EFLUENTES INFRAESTRUCTURA PROYECTADA DEL SGE – PLANTA

SECCIÓN A-A
ESCALA 1:50

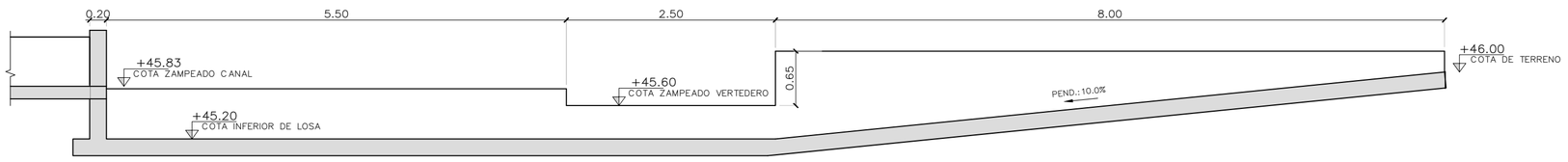


SECCIÓN B-B
ESCALA 1:50



PLANTA
POZO DE BOMBEO
DESARENADOR
ESCALA 1:50

SECCIÓN C-C
ESCALA 1:50



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

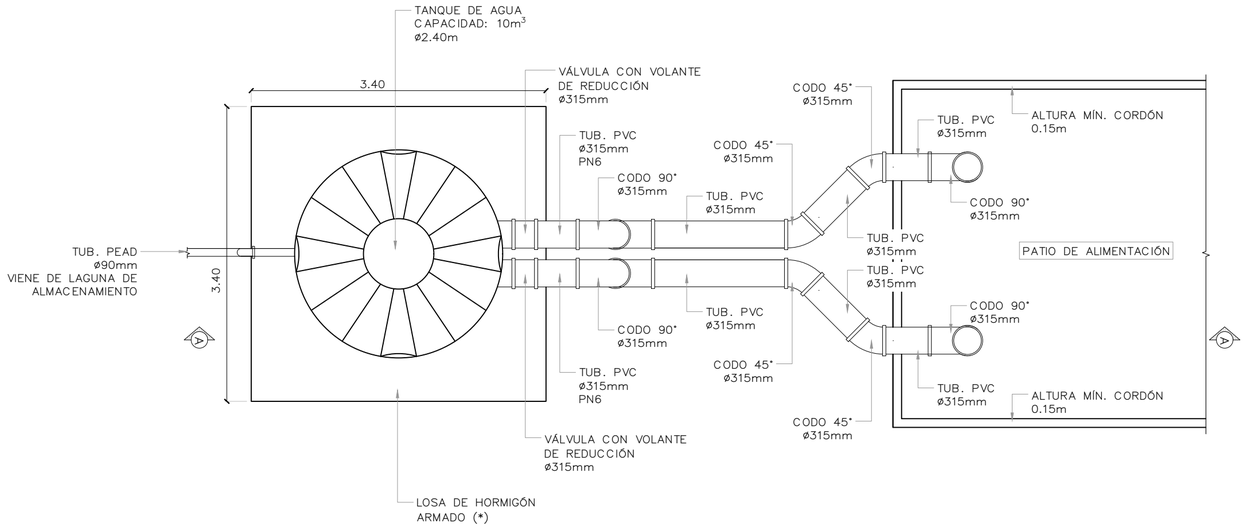
PROPUESTA DE MODIFICACIÓN PARA EL SISTEMA DE GESTIÓN DE EFLUENTES
INFRAESTRUCTURA PROYECTADA DEL SGE – PLANTA Y SECCIONES

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

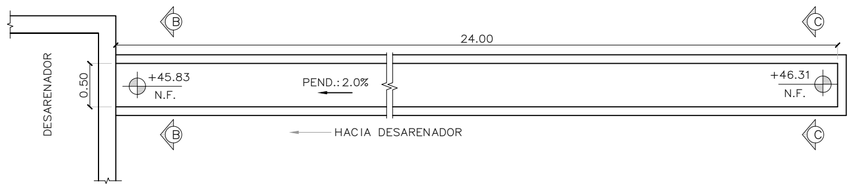
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025
ESCALA: INDICADAS
FORMATO: A2
PLANO: TAMB–04

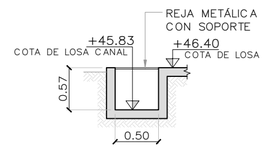
PLANTA SISTEMA FLUSHING
ESCALA 1:50



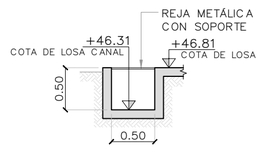
PLANTA
CANALETA FLUSHING
ESCALA 1:50



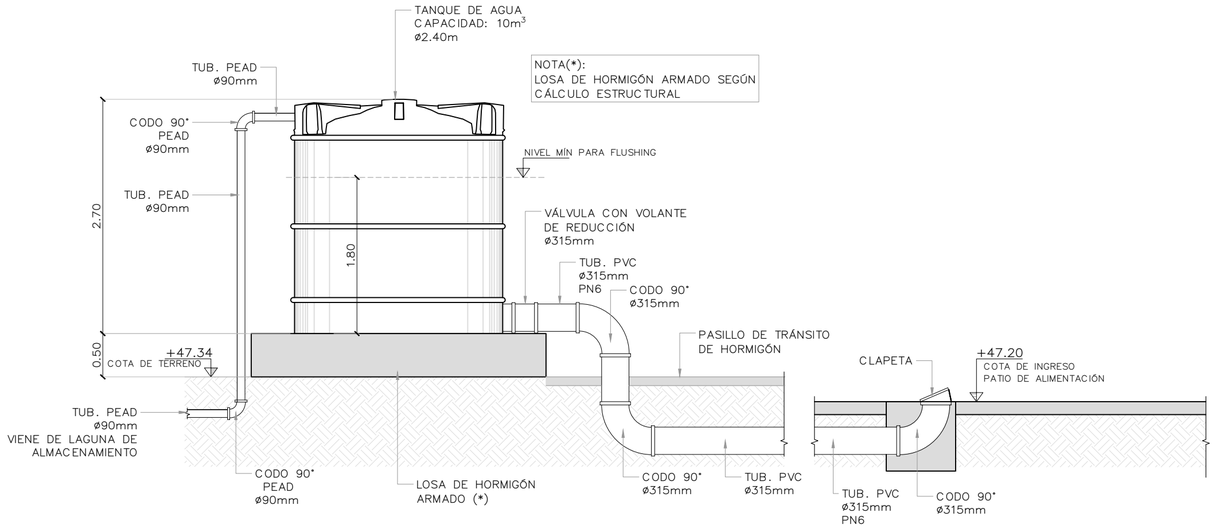
SECCIÓN B-B
ESCALA 1:50



SECCIÓN C-C
ESCALA 1:50



SECCIÓN TRANSVERSAL
ESCALA 1:50



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

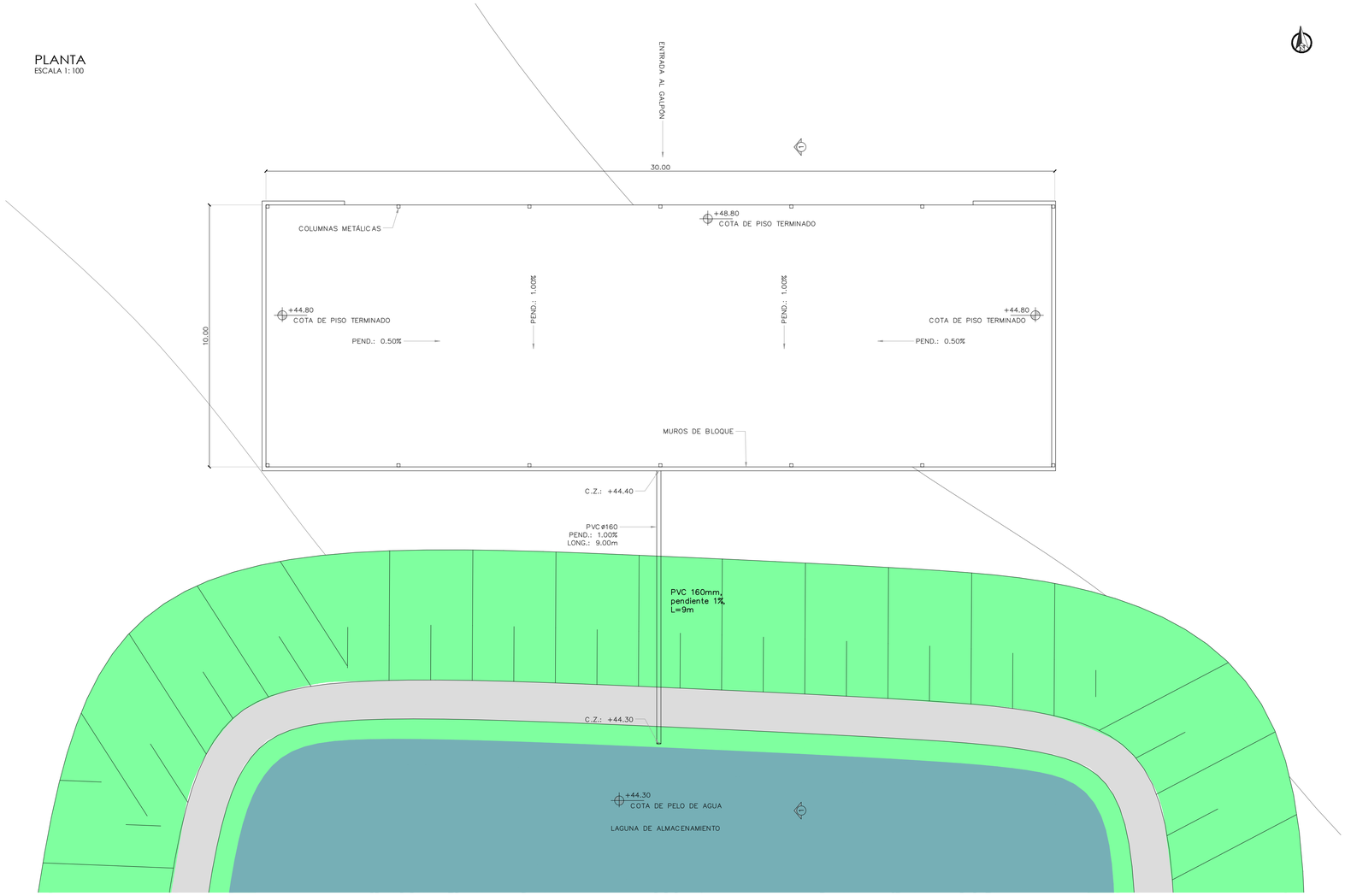
PROPUESTA DE MODIFICACIÓN PARA EL SISTEMA DE GESTIÓN DE EFLUENTES
INFRAESTRUCTURA PROYECTADA DEL SISTEMA FLUSHING – PLANTA Y SECCIONES

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

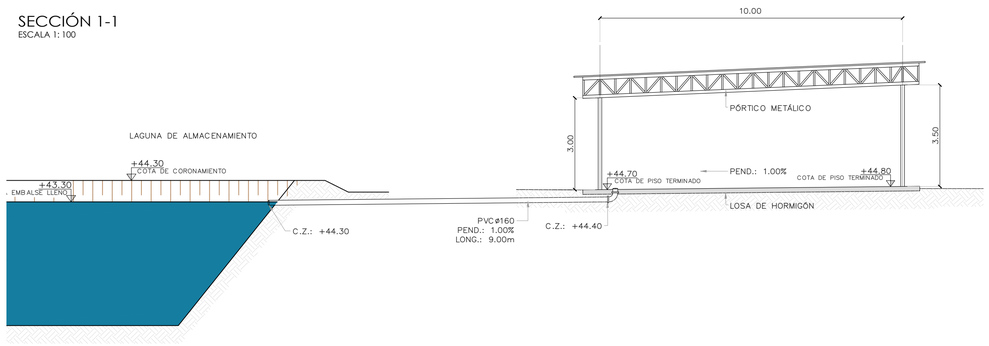
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025
ESCALA: INDICADAS
FORMATO: A2
PLANO: TAMB–05

PLANTA
ESCALA 1: 100



SECCIÓN 1-1
ESCALA 1: 100



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO INTEGRAL

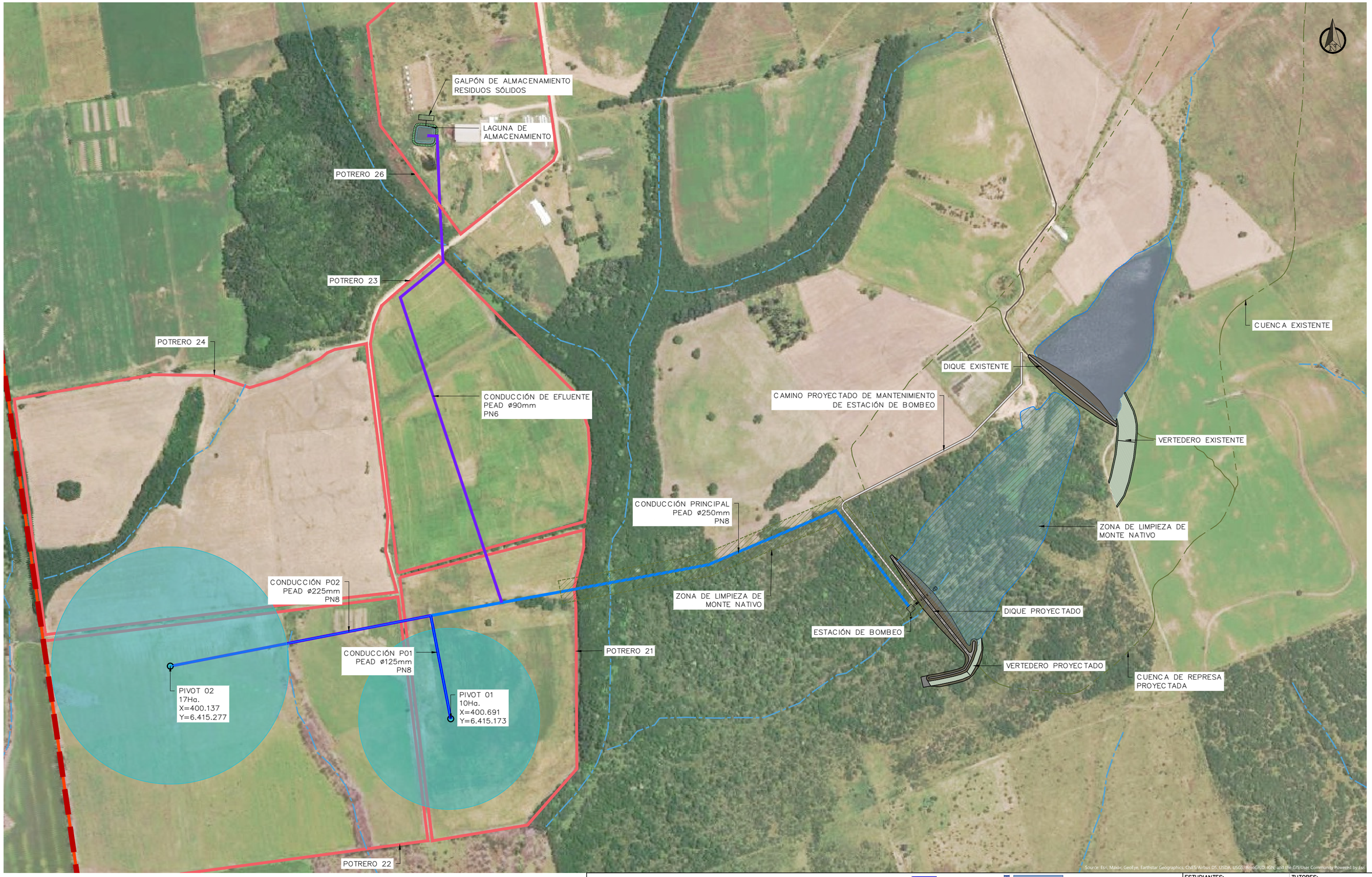
ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

PROPUESTA DE MODIFICACIÓN PARA EL SISTEMA DE GESTIÓN DE RESIDUOS SÓLIDOS
INFRAESTRUCTURA DE ALMACENAMIENTO DE RESIDUOS SÓLIDOS – PLANTA Y SECCIÓN

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	INDICADAS	A1

PLANO: TAMB–06



EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
PLANTA GENERAL SOBRE IMAGEN SATELITAL

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	1:5000	A2

PLANO: RIEG–01

GALPÓN DE ALMACENAMIENTO
RESIDUOS SÓLIDOS

LAGUNA DE
ALMACENAMIENTO

POTRERO 26

POTRERO 23

POTRERO 24

CONDUCCIÓN DE EFLUENTE
PEAD ø90mm
PN6

CONDUCCIÓN P02
PEAD ø225mm
PN8

CONDUCCIÓN P01
PEAD ø125mm
PN8

PIVOT 02
17Ha.
X=400.137
Y=6.415.277

PIVOT 01
10Ha.
X=400.691
Y=6.415.173

POTRERO 21

POTRERO 22

CONDUCCIÓN PRINCIPAL
PEAD ø250mm
PN8

ZONA DE LIMPIEZA DE
MONTE NATIVO

ESTACIÓN DE BOMBEO

CAMINO PROYECTADO DE MANTENIMIENTO
DE ESTACIÓN DE BOMBEO

DIQUE EXISTENTE

DIQUE PROYECTADO

VERTEDERO EXISTENTE

VERTEDERO PROYECTADO

CUENCA EXISTENTE

CUENCA DE REPRESA
PROYECTADA

ZONA DE LIMPIEZA DE
MONTE NATIVO

45.00
40.00
50.00
35.00
30.00

REFERENCIAS:

- PADRÓN RURAL N° 124
- CURSO DE AGUA

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia
FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TANDEM FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

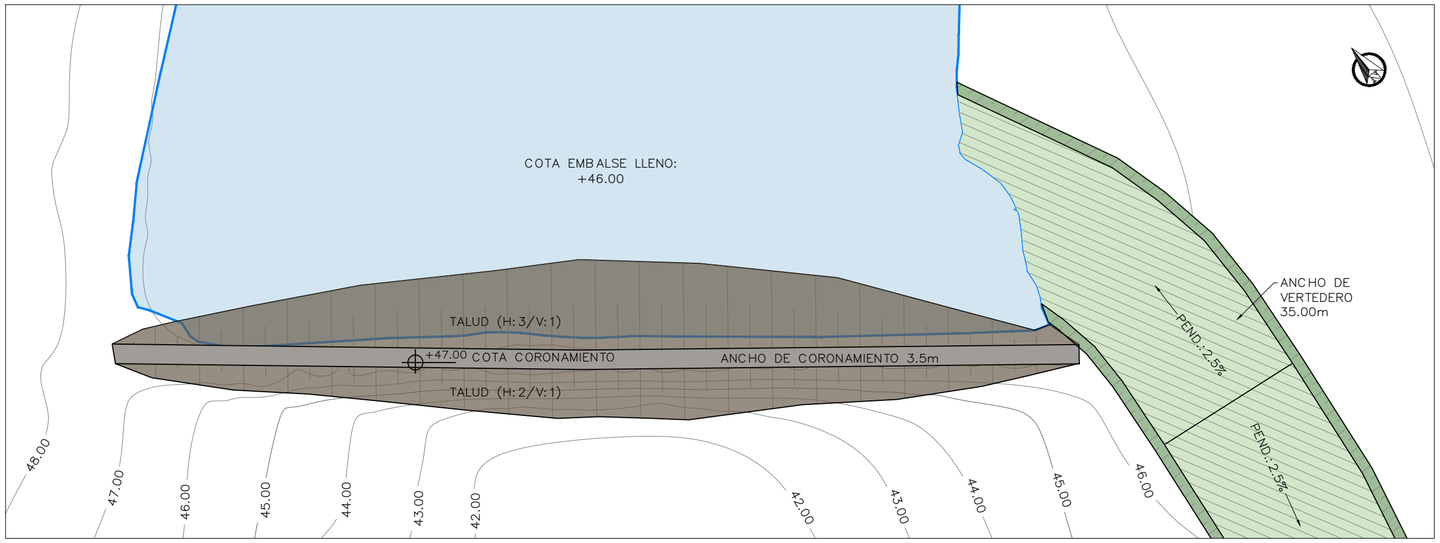
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
PLANTA GENERAL SOBRE CURVAS IDEUy CADA 1m

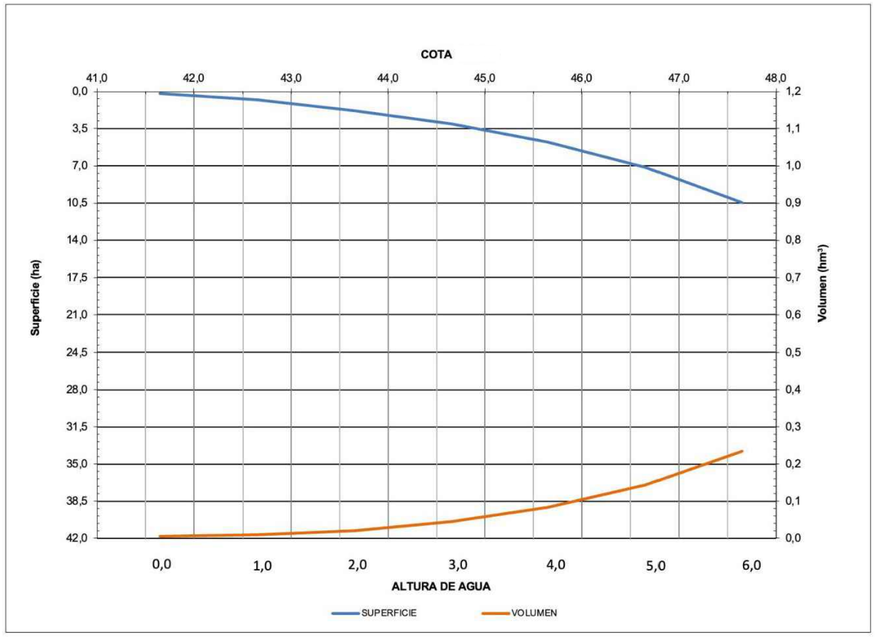
FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	1: 5000	A2

PLANO: RIEG–02

PLANTA
DIQUE EXISTENTE
ESCALA 1:1000



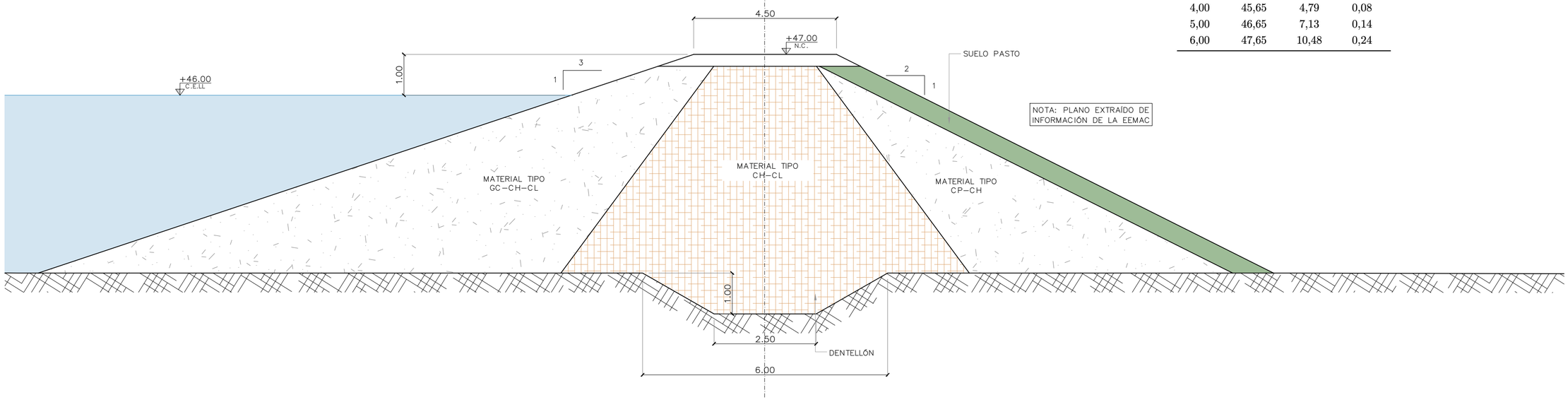
GRÁFICA DE CURVAS H-A-V



CURVAS H-A-V

H [m]	Cota [m]	A [ha]	V [hm³]
0,00	41,65	0,19	0,01
1,00	42,65	0,79	0,01
2,00	43,65	1,80	0,02
3,00	44,65	3,04	0,05
4,00	45,65	4,79	0,08
5,00	46,65	7,13	0,14
6,00	47,65	10,48	0,24

SECCIÓN TRANSVERSAL
SITUACIÓN EXISTENTE
ESCALA 1:75



NOTA: PLANO EXTRAÍDO DE INFORMACIÓN DE LA EEMAC

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

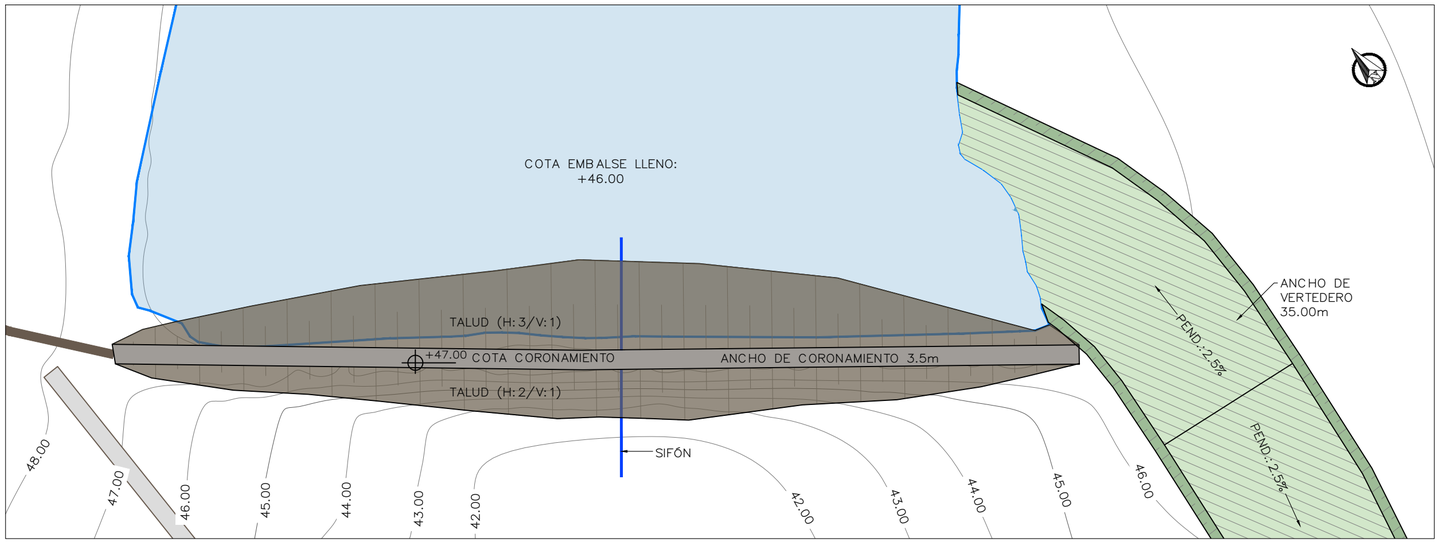
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
TAJAMAR EXISTENTE – PLANTA Y SECCIÓN

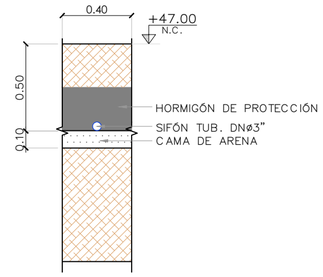
FECHA: 03/12/2025 | ESCALA: INDICADAS | FORMATO: A2

PLANO: RIEG–03

PLANTA
DIQUE EXISTENTE
ESCALA 1:1000

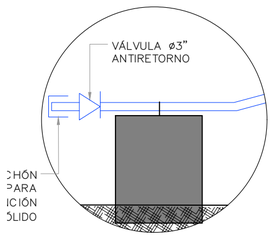


SECCIÓN 1-1
ESCALA 1:25



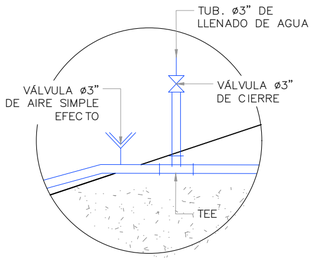
CAP
RET
DE

DETALLE 01
ESCALA 1:25

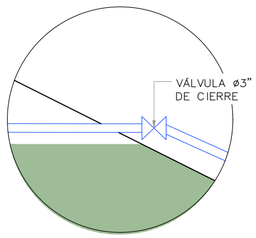


CHÓN
PARA
ICIÓN
ÓLIDO

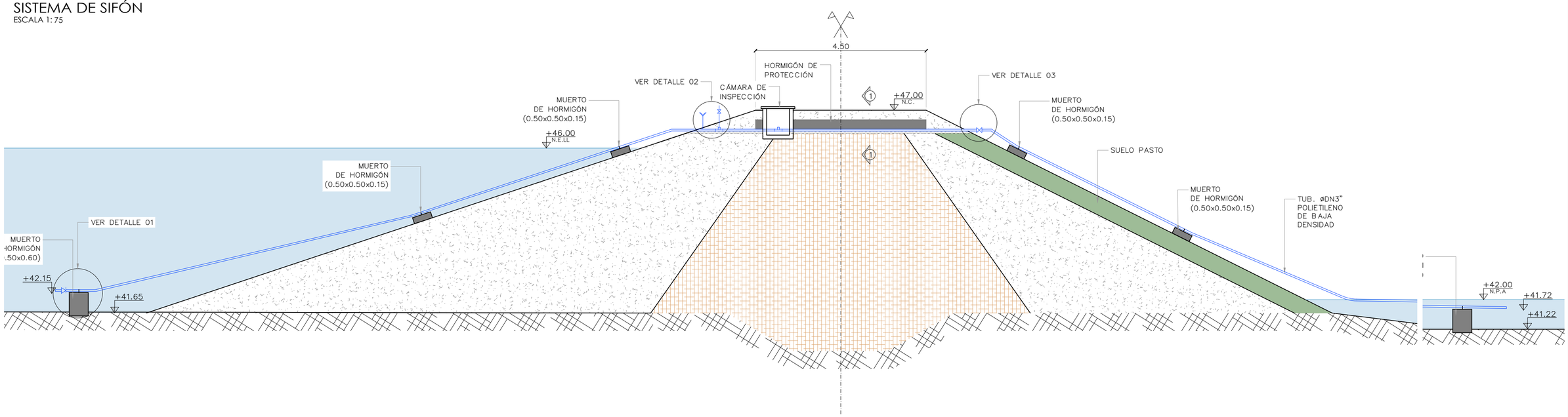
DETALLE 02
ESCALA 1:25



DETALLE 03
ESCALA 1:25



SECCIÓN TRANVERSAL
SISTEMA DE SIFÓN
ESCALA 1:75



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
SISTEMA DE SIFÓN INVERTIDO ENTRE EMBALSES – PLANTA, SECCIONES Y DETALLES

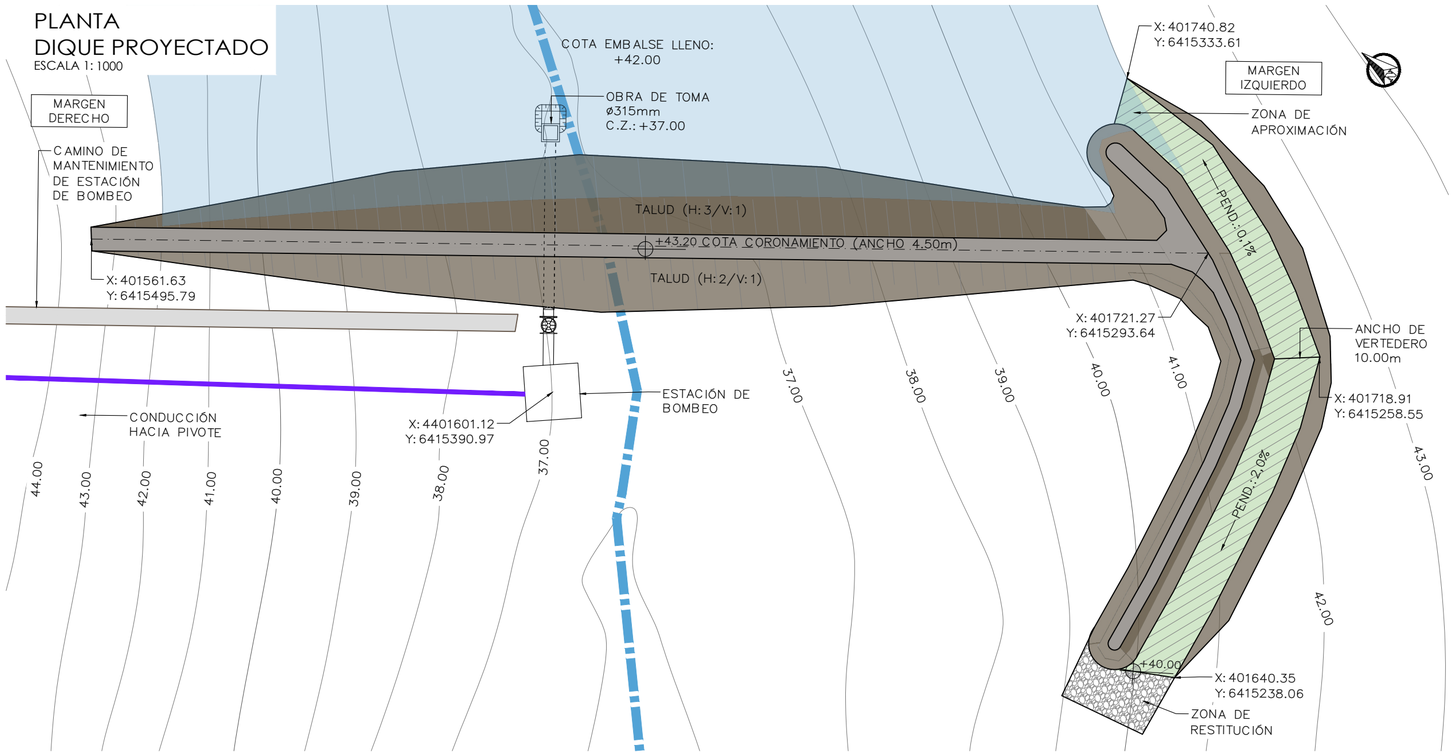
ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

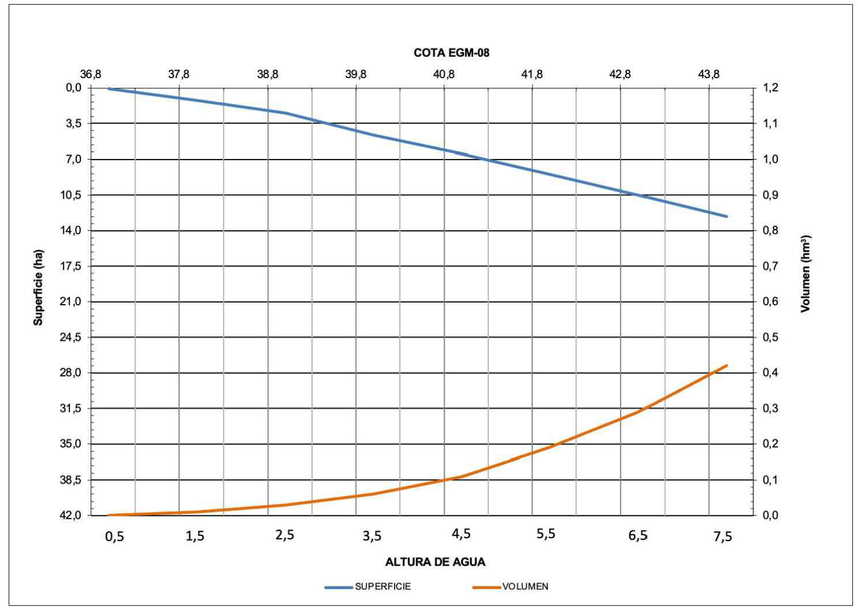
FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	INDICADAS	A2

PLANO: RIEG–04

PLANTA
DIQUE PROYECTADO
ESCALA 1: 1000



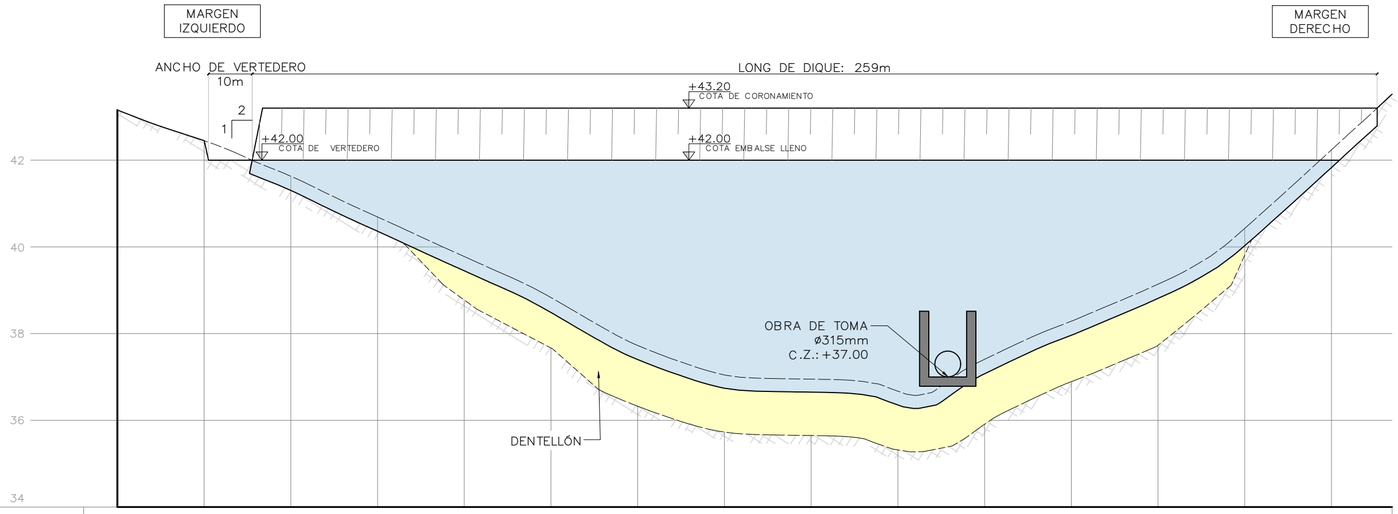
GRÁFICA DE CURVAS H-A-V



CURVAS H-A-V

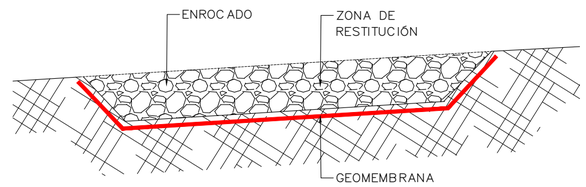
H[m]	Cota [m]	A [ha]	V [hm^3]
0,50	37	0,09	0,00
1,50	38	1,25	0,01
2,50	39	2,50	0,03
3,50	40	4,65	0,06
4,50	41	6,44	0,11
5,50	42	8,45	0,19
6,50	43	10,50	0,29
7,50	44	12,63	0,42

SECCIÓN LONGITUDINAL
DIQUE PROYECTADO
ESCALA 1: 1000



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280
COTA DE TERRENO	43.15	42.44	41.62	40.69	39.78	38.83	37.72	37.04	36.95	36.67	37.40	38.28	39.14	40.42	42.23
COTA DE LIMPIEZA	42.85	42.15	41.33	40.39	39.48	38.53	37.43	36.75	36.65	36.37	37.11	37.98	38.84	40.13	41.94
ALTURA DE TERRAPLÉN	0.15	0.85	1.67	2.61	3.52	4.47	5.57	6.25	6.35	6.62	5.89	4.02	3.16	1.87	0.06
COTA DE CORONAMIENTO	43.20														

DETALLE
ZONA DE RESTITICIÓN
ESCALA S/E



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

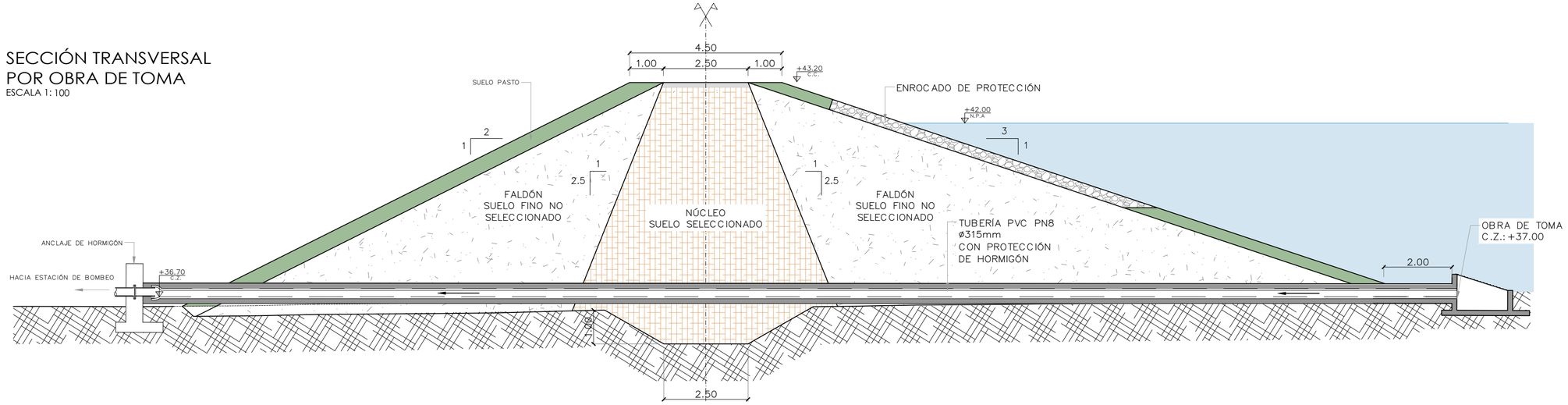
IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
REPRESA PROYECTADA – PLANTA Y SECCIÓN LONGITUDINAL

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

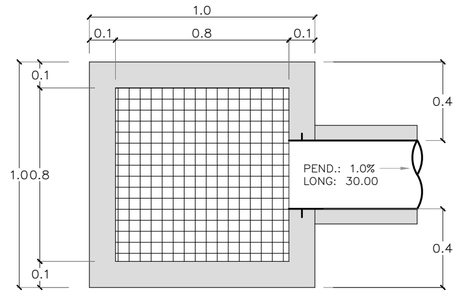
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025
ESCALA: INIDICADAS
FORMATO: A2
PLANO: RIEG–05

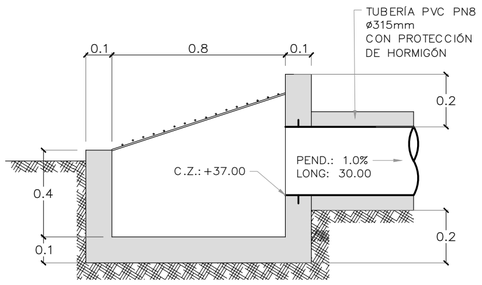
SECCIÓN TRANSVERSAL
POR OBRA DE TOMA
ESCALA 1:100



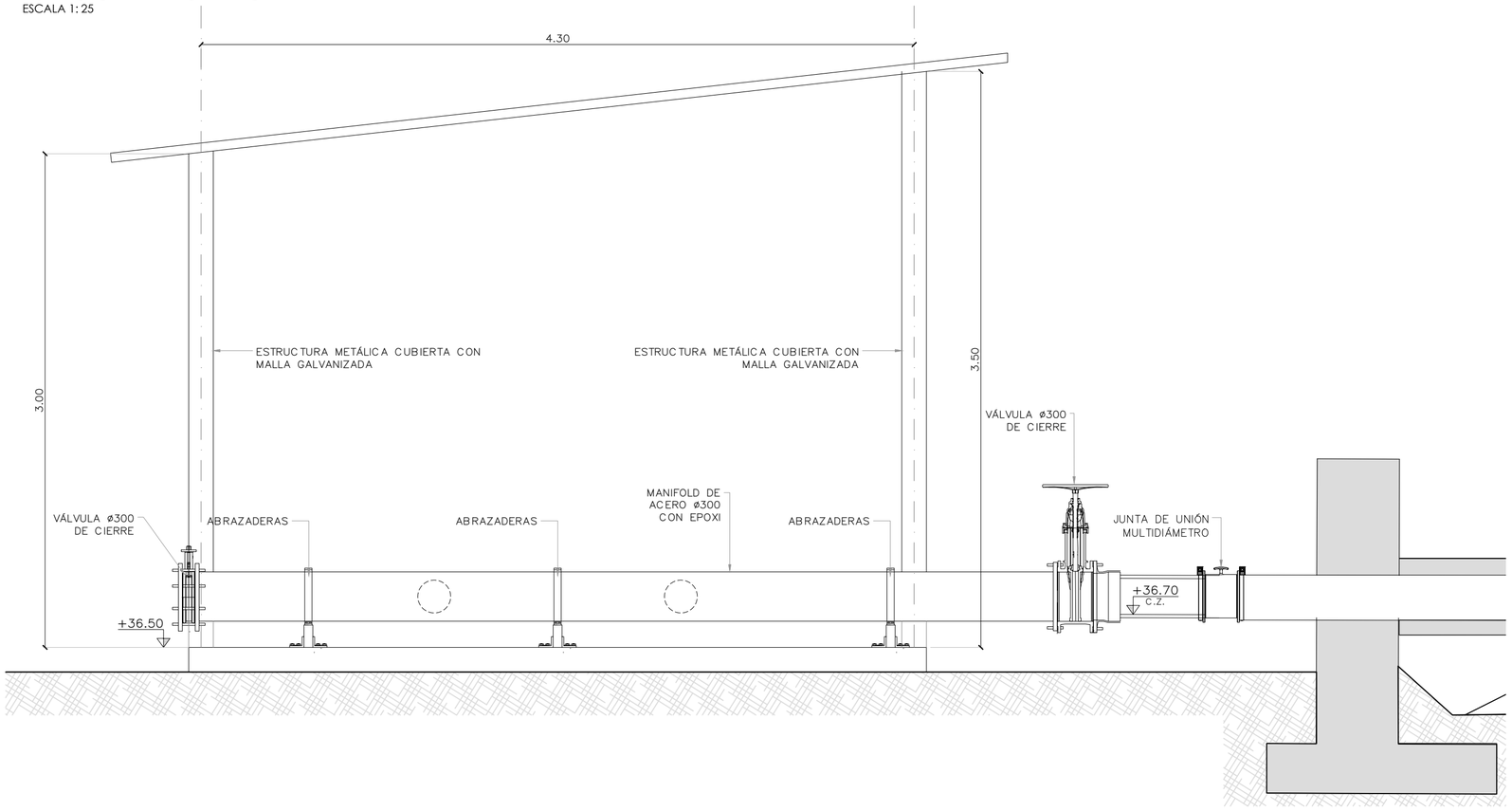
PLANTA
OBRA DE TOMA
ESCALA 1:20



SECCIÓN
OBRA DE TOMA
ESCALA 1:20



SECCIÓN
ESTACIÓN DE BOMBEO
ESCALA 1:25



EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

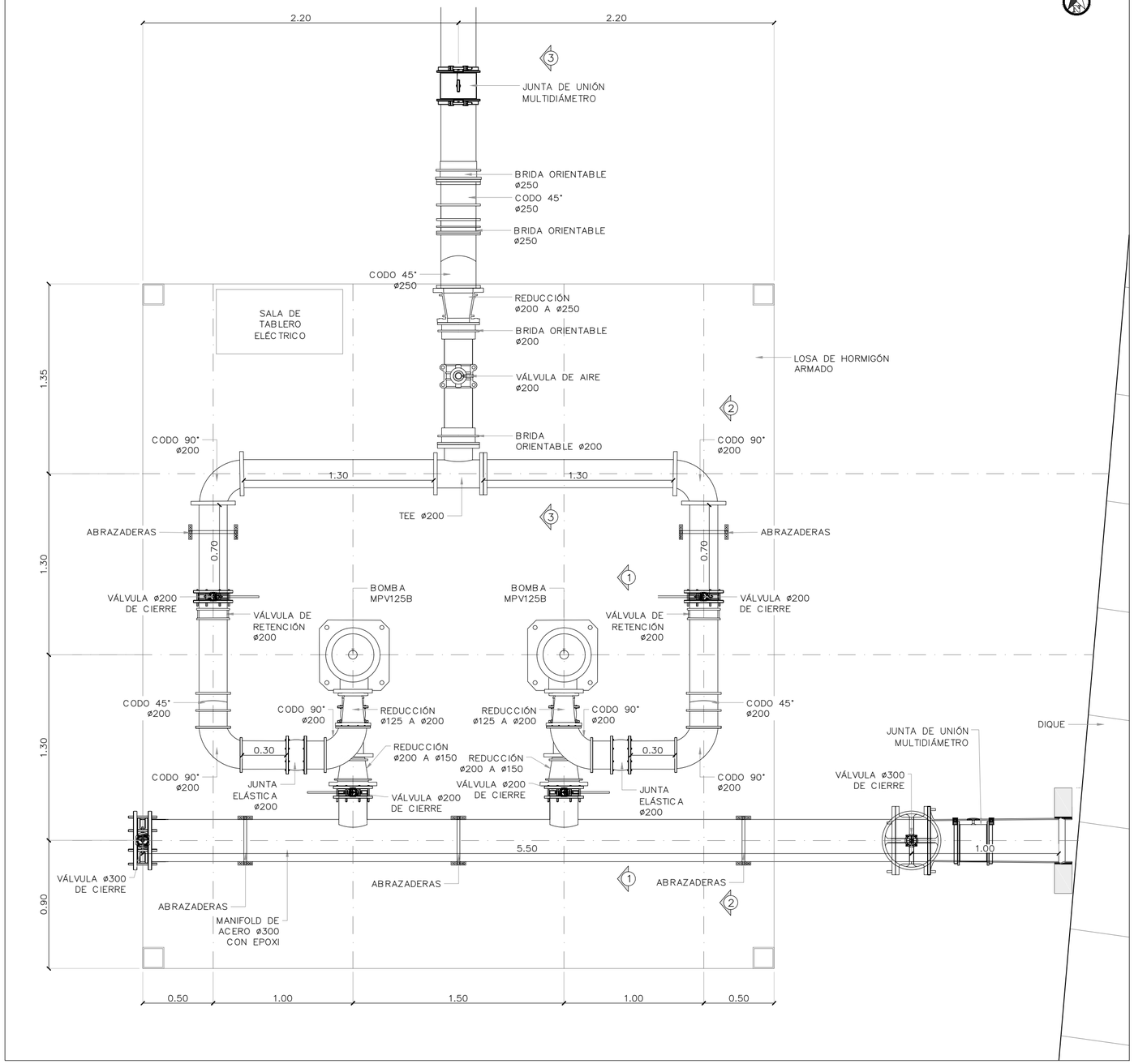
2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
REPRESA PROYECTADA – SECCIÓN TRANSVERSAL Y DETALLES

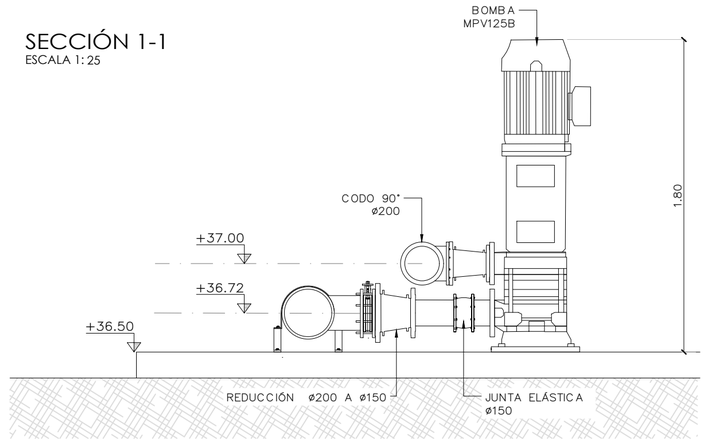
FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	INDICADAS	A2

PLANO: RIEG–06

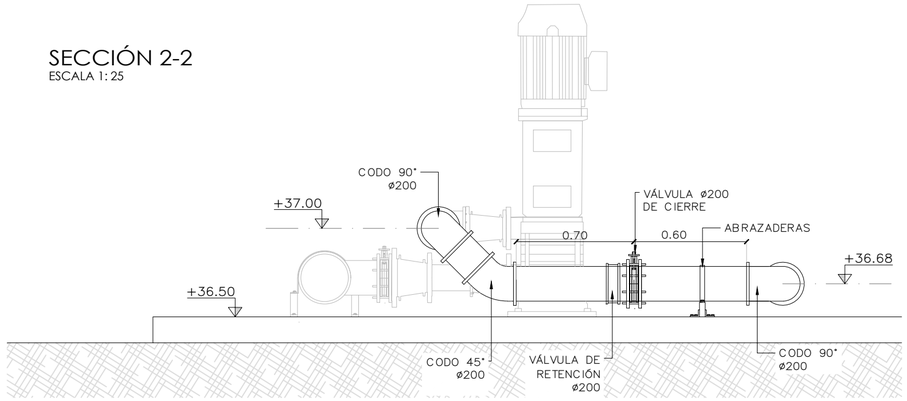
SISTEMA DE BOMBEO
ESCALA 1:25



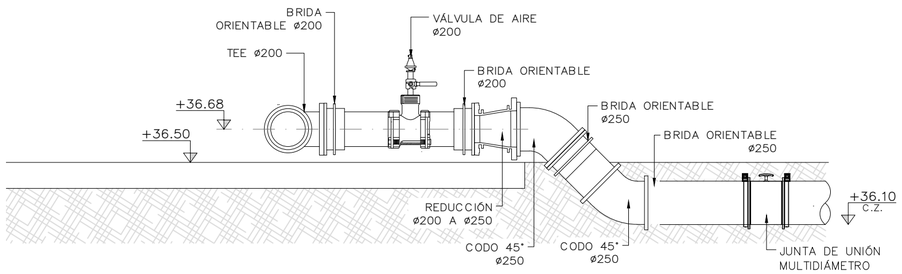
SECCIÓN 1-1
ESCALA 1:25



SECCIÓN 2-2
ESCALA 1:25



SECCIÓN 3-3
ESCALA 1:25



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

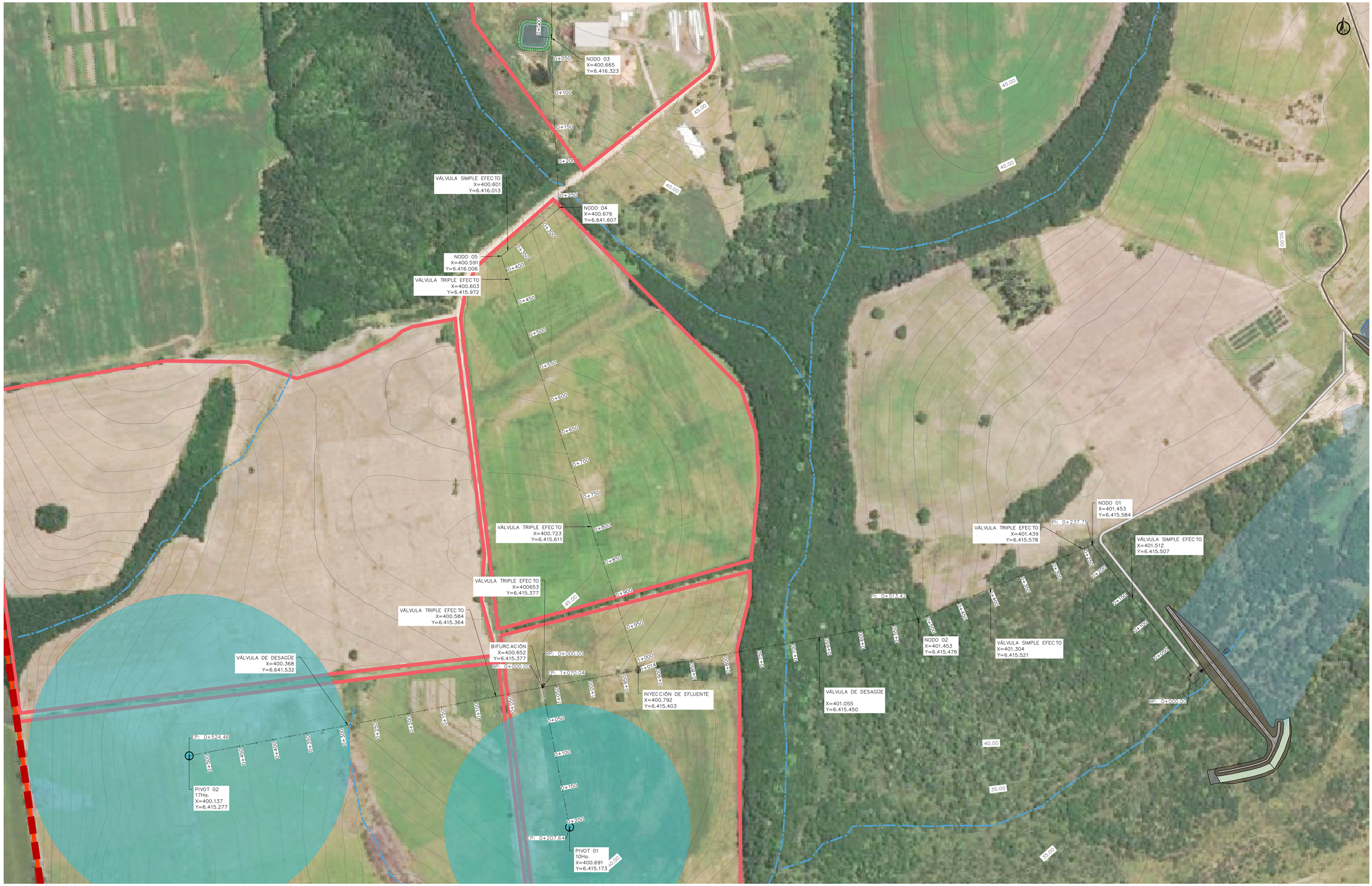
PROYECTO FINAL DE GRADO FING 2025

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
ESTACIÓN DE BOMBEO – PLANTA Y SECCIÓN

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025
ESCALA: INDICADAS
FORMATO: A2
PLANO: RIEG–07



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

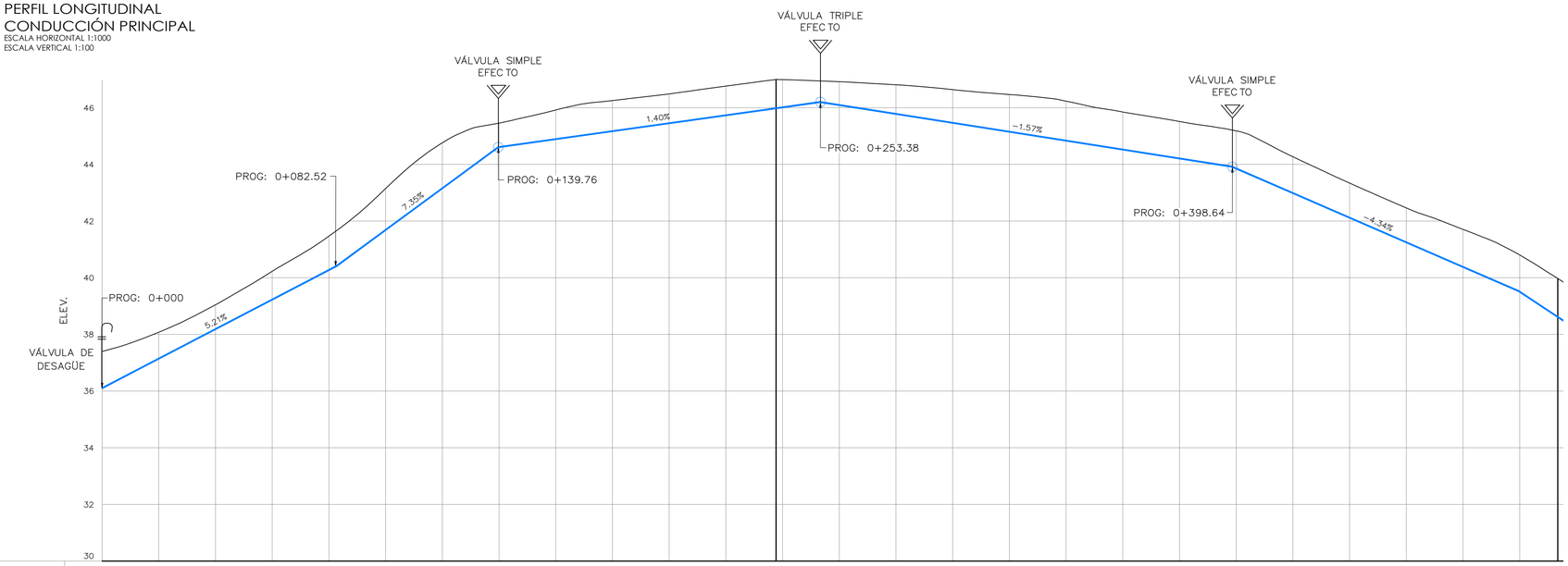
IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
CONDUCCIONES HACIA PIVOTES – PLANTA GENERAL SOBRE IMAGEN SATELITAL

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

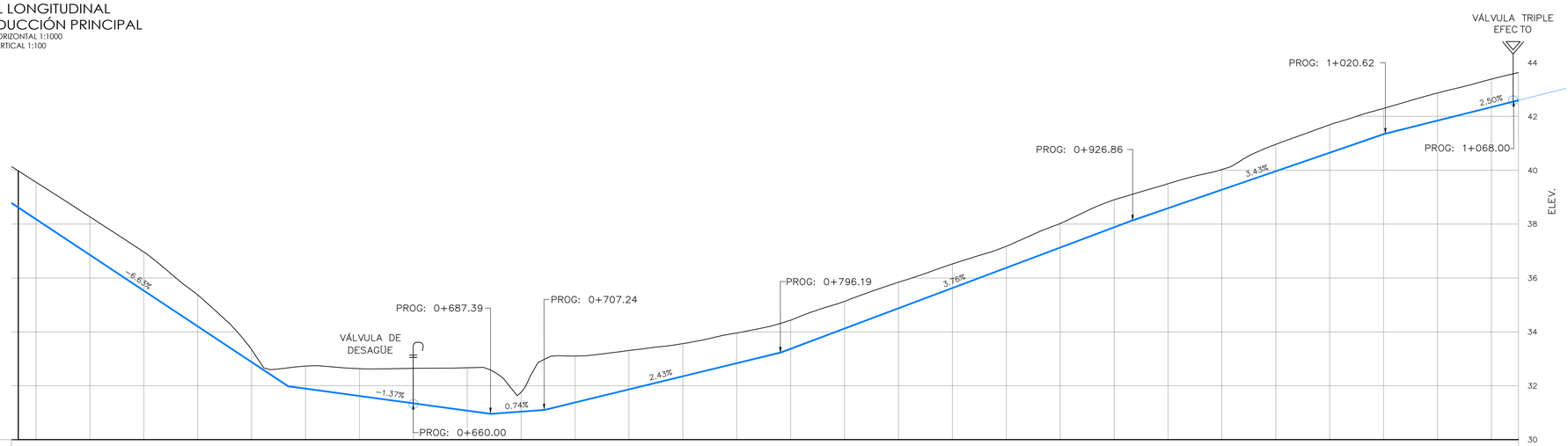
FECHA: 03/12/2025
ESCALA: 1:2500
FORMATO: A1
PLANO: RIEG–08

PERFIL LONGITUDINAL
CONDUCCIÓN PRINCIPAL
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:100



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400	0+420	0+440	0+460	0+480	0+500
COTA DE TERRENO	37.40	38.08	39.05	40.23	41.47	43.15	44.76	45.46	45.92	46.25	46.49	46.76	46.99	46.92	46.81	46.64	46.47	46.23	45.85	45.51	45.18	44.27	43.34	42.46	41.71	40.80
PROFUNDIDAD	1.29	0.93	0.86	1.00	1.20	1.46	1.61	0.84	1.03	1.08	1.03	1.03	0.98	0.82	1.03	1.17	1.31	1.39	1.33	1.31	1.33	1.28	1.22	1.21	1.33	1.30
COTA DE ZAMPEADO	36.10				40.40			44.60					46.20								43.91					39.52
PENDIENTE DE TUBERÍA			5.21%			7.35%			1.40%					−1.57%								−4.34%				

PERFIL LONGITUDINAL
CONDUCCIÓN PRINCIPAL
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:100



PROGRESIVAS	0+520	0+540	0+560	0+580	0+600	0+620	0+640	0+660	0+680	0+700	0+720	0+740	0+760	0+780	0+800	0+820	0+840	0+860	0+880	0+900	0+920	0+940	0+960	0+980	1+000	1+020	1+040	1+060
COTA DE TERRENO	39.55	38.27	36.96	35.37	33.34	32.73	32.63	32.65	32.67	31.76	33.10	33.31	33.56	33.96	34.43	35.13	35.84	36.52	37.18	38.02	38.90	39.50	40.03	40.96	41.69	42.29	42.86	43.38
PROFUNDIDAD	1.37	1.41	1.44	1.17	0.46	0.83	1.01	1.30	1.59	0.72	1.72	1.44	1.21	1.12	1.06	1.01	0.97	0.89	0.80	0.89	1.02	0.91	0.75	1.00	1.04	0.96	1.02	1.04
COTA DE ZAMPEADO						31.98			32.48	32.48					33.22						38.14							42.59
PENDIENTE DE TUBERÍA				−6.63%				−1.37		0.74%		2.43%				3.76%						3.43%					2.50%	

SIMBOLOGÍA:

VÁLVULA DE AIRE

VÁLVULA DE DESAGÜE

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO FINAL DE GRADO 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

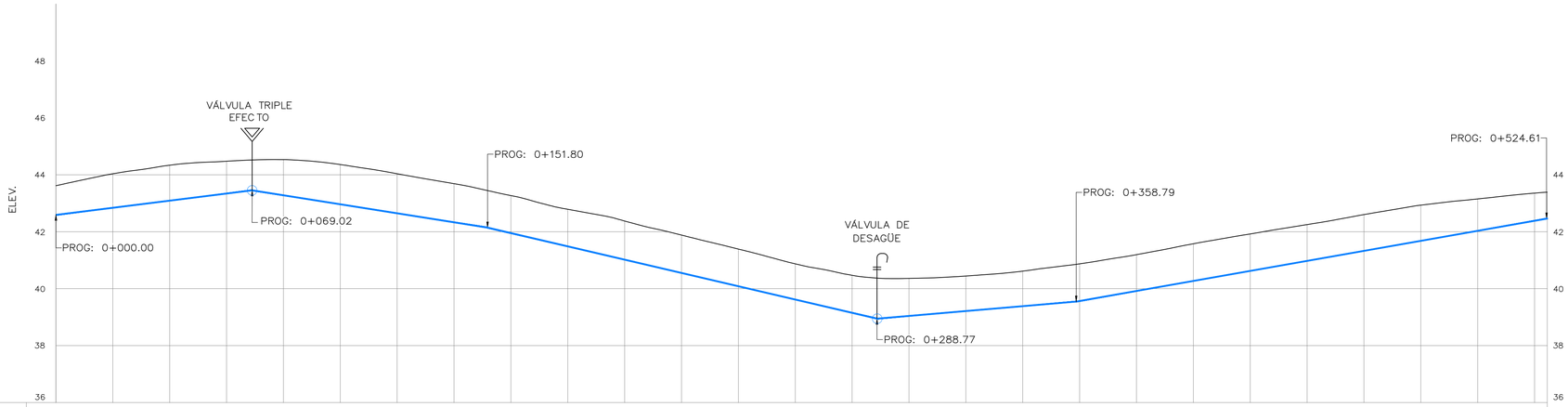
IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
CONDUCCIÓN PRINCIPAL – PERFIL LONGITUDINAL

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	INDICADAS	A1

PLANO: RIEG−09

PERFIL LONGITUDINAL CONDUCCIÓN P02

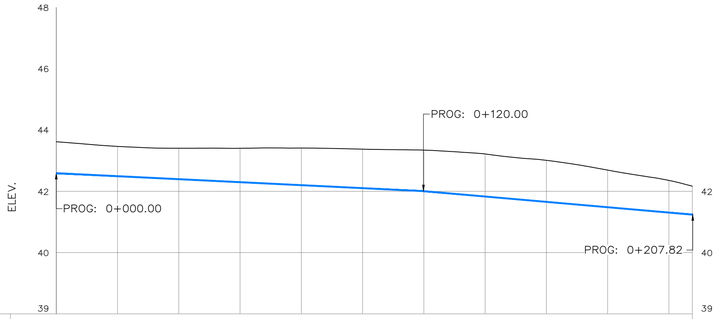
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:100



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400	0+420	0+440	0+460	0+480	0+500	0+520
COTA DE TERRENO	43.62	44.04	44.33	44.48	44.53	44.36	44.04	43.69	43.27	42.79	42.37	41.88	41.39	40.87	40.47	40.36	40.44	40.62	40.87	41.19	41.58	41.92	42.25	42.60	42.93	43.15	43.35
PROFUNDIDAD	1.02	1.20	1.24	1.14	1.25	1.40	1.39	1.36	1.32	1.30	1.36	1.33	1.31	1.25	1.32	1.32	1.23	1.23	1.30	1.28	1.31	1.30	1.28	1.28	1.25	1.12	0.97
COTA DE ZAMPEADO	42.59				42.59				42.14						38.95												42.46
PENDIENTE DE TUBERÍA	1.25%					−1.58%					−2.33%						0.86%						1.76%				

PERFIL LONGITUDINAL CONDUCCIÓN P01

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:100



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200
COTA DE TERRENO	43.62	43.46	43.40	43.40	43.41	43.38	43.34	43.22	43.01	42.69	42.36
PROFUNDIDAD	1.02	0.95	0.99	1.09	1.20	1.27	1.34	1.39	1.36	1.21	1.05
COTA DE ZAMPEADO	42.59						42.00				41.23
PENDIENTE DE TUBERÍA	−0.51%						−0.87%				

SIMBOLOGÍA:

VÁLVULA DE AIRE

VÁLVULA DE DESAGÜE

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO FINAL 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

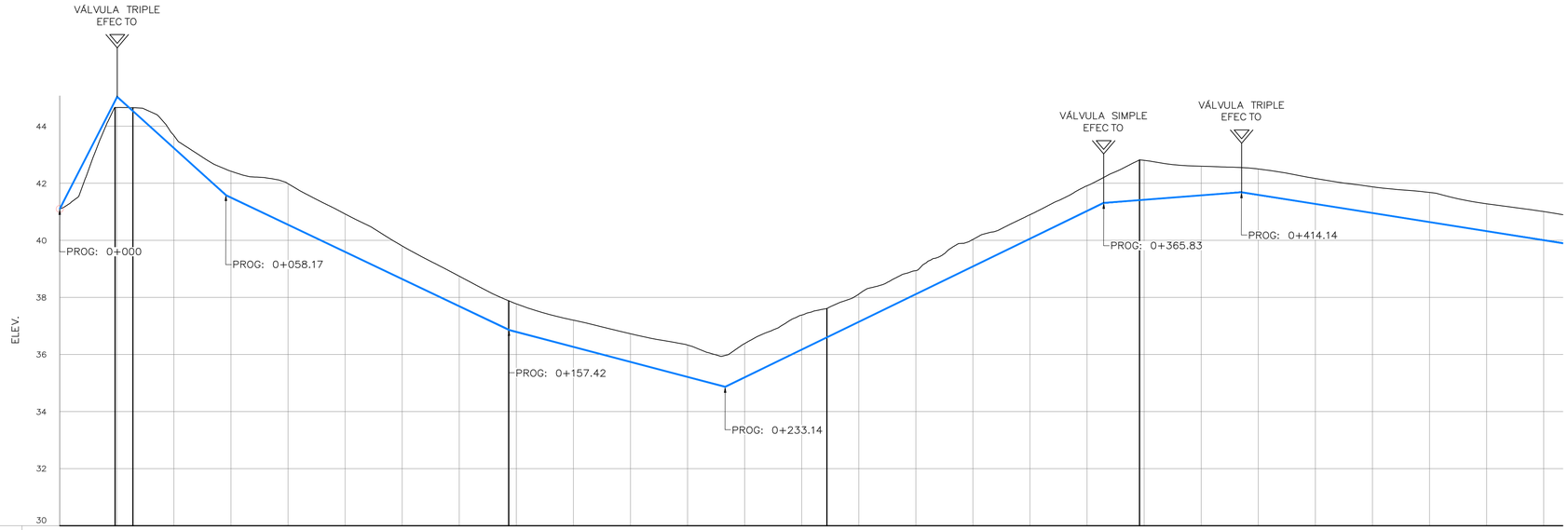
IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
CONDUCCIÓN P01 & CONDUCCIÓN P02 – PERFIL LONGITUDINAL

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	INDICADAS	A1

PLANO: RIEG–10

PERFIL LONGITUDINAL
CONDUCCIÓN DE EFLUENTE

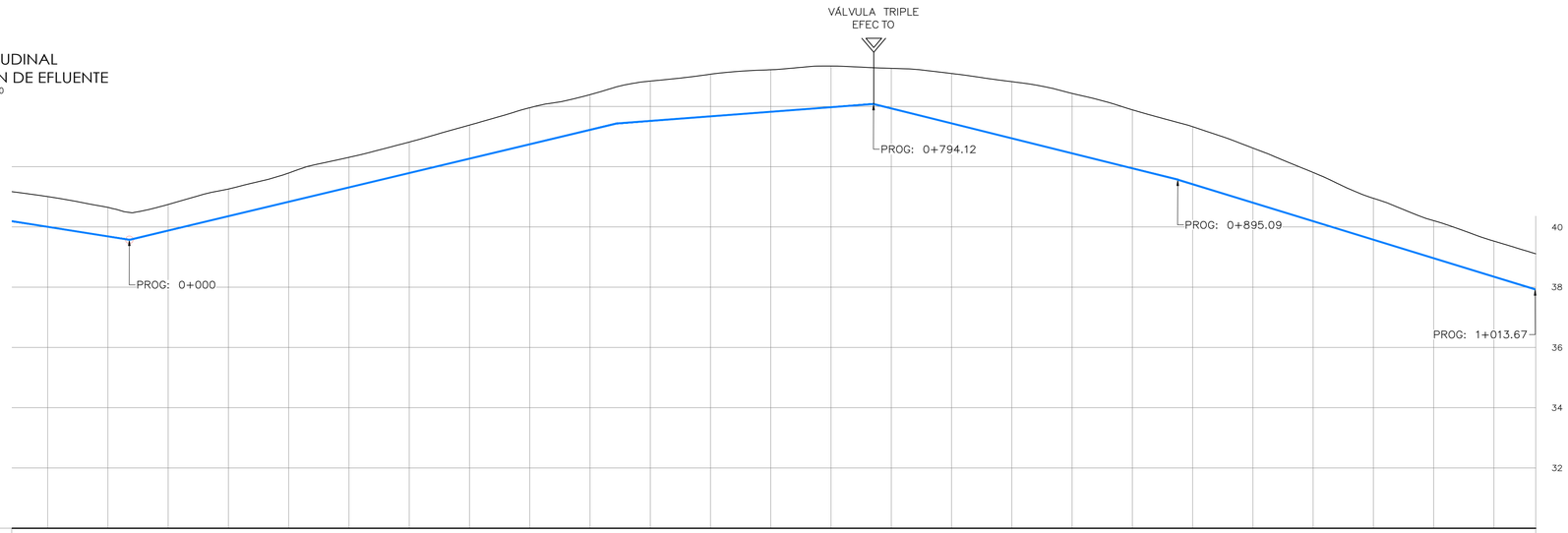
ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:100



PROGRESIVAS	0+000	0+020	0+040	0+060	0+080	0+100	0+120	0+140	0+160	0+180	0+200	0+220	0+240	0+260	0+280	0+300	0+320	0+340	0+360	0+380	0+400	0+420	0+440	0+460	0+480	0+500	0+520
COTA DE TERRENO	41.10	44.65	43.67	42.42	41.99	40.92	39.80	38.74	37.77	37.20	36.73	36.33	36.38	37.38	38.11	38.94	40.03	40.90	41.91	42.80	42.60	42.50	42.17	41.87	41.68	41.28	41.01
PROFUNDIDAD	0.00		0.44	0.92	1.44	1.33	1.16	1.05	0.98	0.94	0.99	1.12	1.18	1.21	0.97	0.83	0.95	0.84	0.88	1.38	1.02	0.91	0.89	0.92	1.04	0.96	1.00
COTA DE ZAMPEADO	41.10								36.86										41.31			41.68					
PENDIENTE DE TUBERÍA		19.51%		−9.04%			−4.76%			−2.63%				4.86%						0.77%				−1.59%			

PERFIL LONGITUDINAL
CONDUCCIÓN DE EFLUENTE

ESCALA HORIZONTAL 1:1000
ESCALA VERTICAL 1:100



PROGRESIVAS	0+520	0+540	0+560	0+580	0+600	0+620	0+640	0+660	0+680	0+700	0+720	0+740	0+760	0+780	0+800	0+820	0+840	0+860	0+880	0+900	0+920	0+940	0+960	0+980	1+000
COTA DE TERRENO	41.01	40.65	40.75	41.26	41.79	42.31	42.82	43.38	43.96	44.39	44.84	45.07	45.22	45.34	45.26	45.09	44.82	44.43	43.89	43.33	42.62	41.81	40.95	40.21	39.53
PROFUNDIDAD	1.00	0.96	0.87	0.90	0.95	1.00	1.03	1.11	1.21	1.17	1.32	1.40	1.39	1.37	1.33	1.66	1.88	1.99	1.94	1.91	1.81	1.62	1.37	1.25	1.18
COTA DE ZAMPEADO		39.57								43.43					44.08					41.57					37.93
PENDIENTE DE TUBERÍA				2.39%							0.76%				−2.49%					−3.07%					

SIMBOLOGÍA:

VÁLVULA DE AIRE

VÁLVULA DE DESAGÜE

NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
CONDUCCIÓN DE EFLUENTE – PERFIL LONGITUDINAL

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

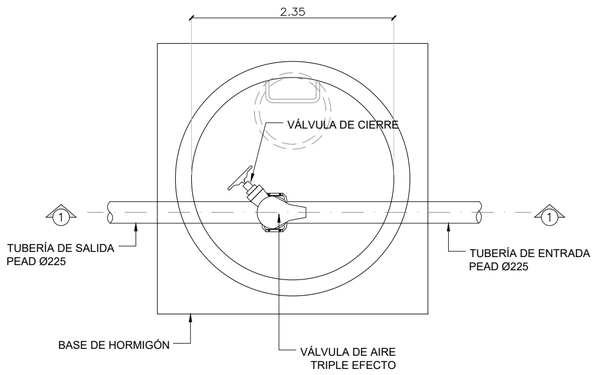
TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025 | ESCALA: INDICADAS | FORMATO: A1

PLANO: RIEG–11

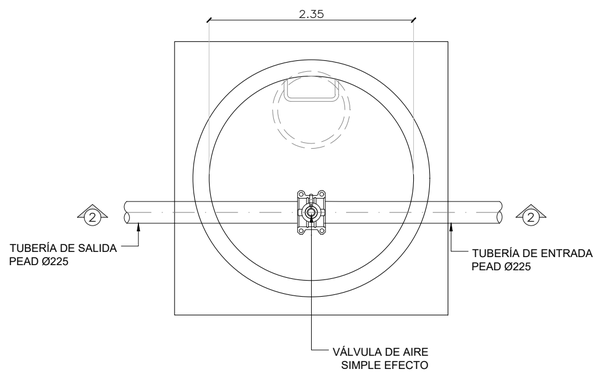
DETALLE DE CÁMARAS DE VÁLVULAS DE AIRE TRIPLE EFECTO CONDUCCIÓN A PIVOTE 02

ESCALA 1:50



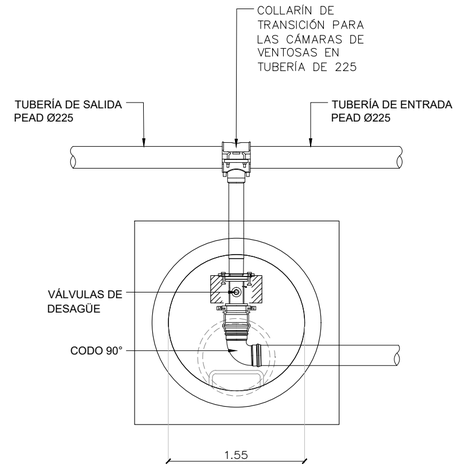
DETALLE DE CÁMARAS DE VÁLVULAS DE AIRE SIMPLE EFECTO CONDUCCIÓN A PIVOTE 02

ESCALA 1:50



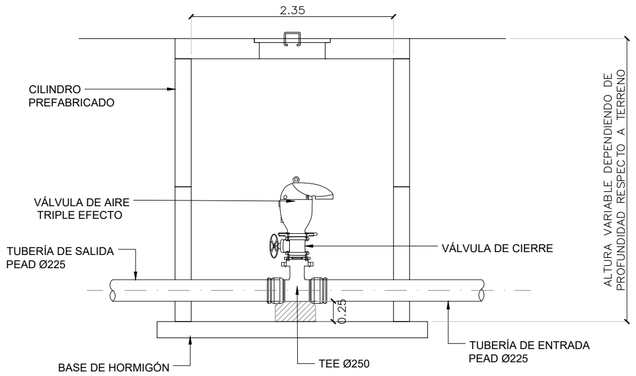
DETALLE DE CÁMARAS DE VÁLVULAS DE DESAGÜE CONDUCCIÓN A PIVOTE 02

ESCALA 1:50



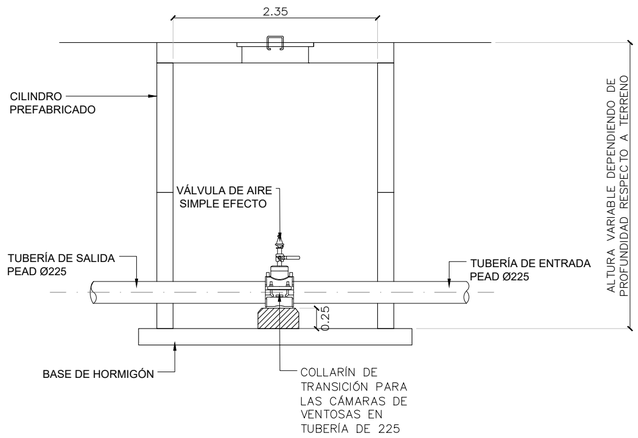
SECCIÓN 1-1

ESCALA 1:50



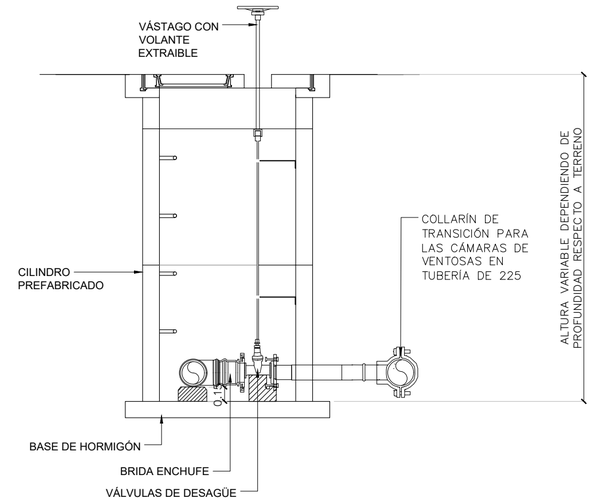
SECCIÓN 2-2

ESCALA 1:50



SECCIÓN 3-3

ESCALA 1:50



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

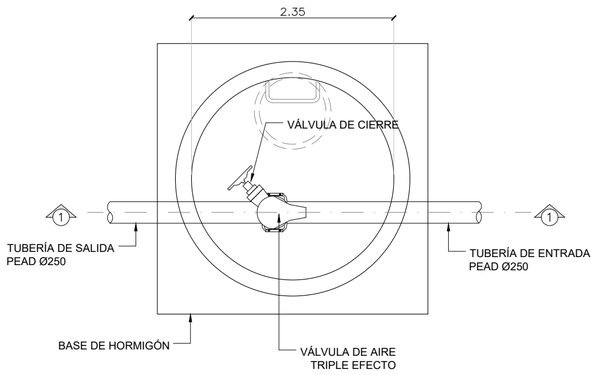
IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
CAMARÁS DE VÁLVULAS – PLANTA Y SECCIÓN

FECHA:	ESCALA:	FORMATO:
03/12/2025	INDICADAS	A2

PLANO: RIEG–12

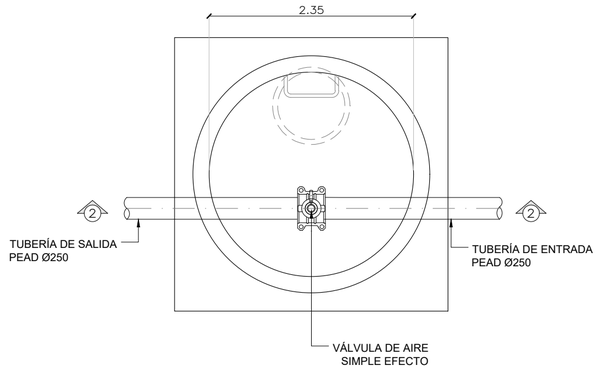
DETALLE DE CÁMARAS DE VÁLVULAS DE AIRE TRIPLE EFECTO CONDUCCIÓN PRINCIPAL

ESCALA 1:50



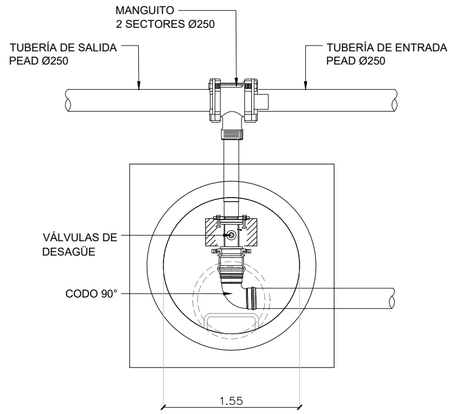
DETALLE DE CÁMARAS DE VÁLVULAS DE AIRE SIMPLE EFECTO CONDUCCIÓN PRINCIPAL

ESCALA 1:50



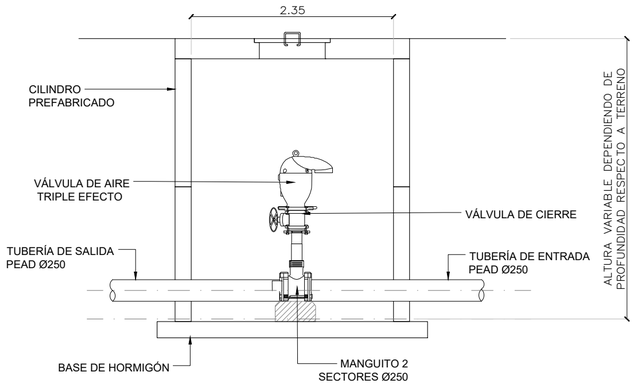
DETALLE DE CÁMARAS DE VÁLVULAS DE DESAGÜE CONDUCCIÓN PRINCIPAL

ESCALA 1:50



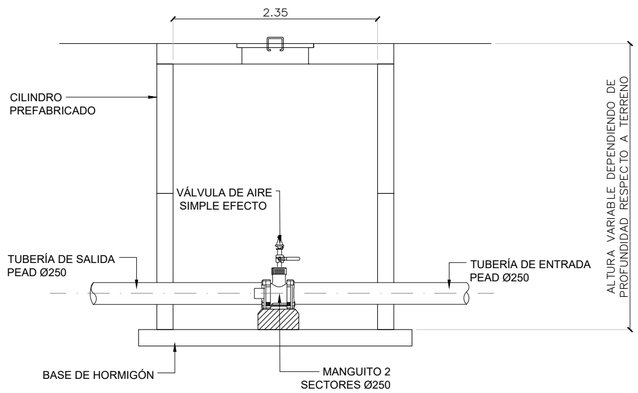
SECCIÓN 1-1

ESCALA 1:50



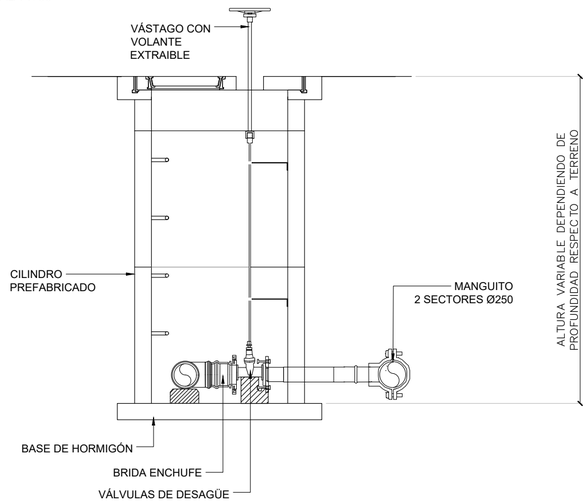
SECCIÓN 2-2

ESCALA 1:50



SECCIÓN 3-3

ESCALA 1:50



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL
CAMARÁS DE VÁLVULAS – PLANTA Y SECCIÓN

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

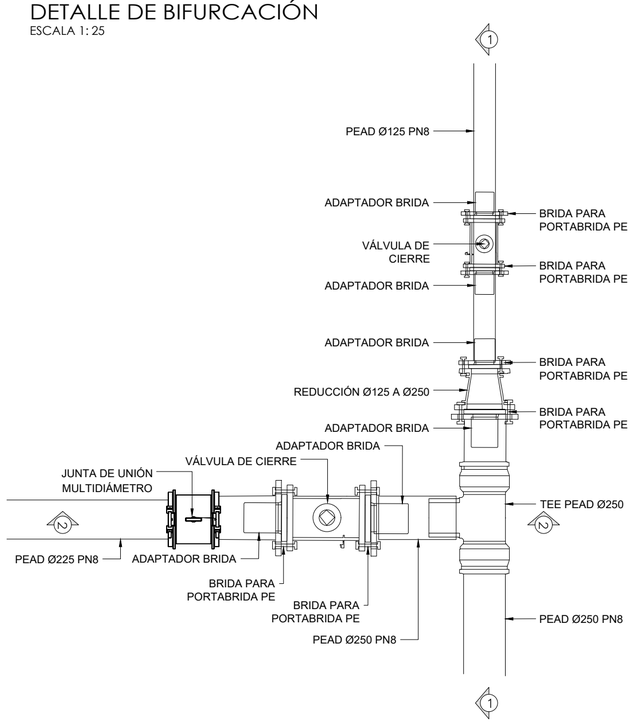
FECHA: 03/12/2025

ESCALA: INICADAS

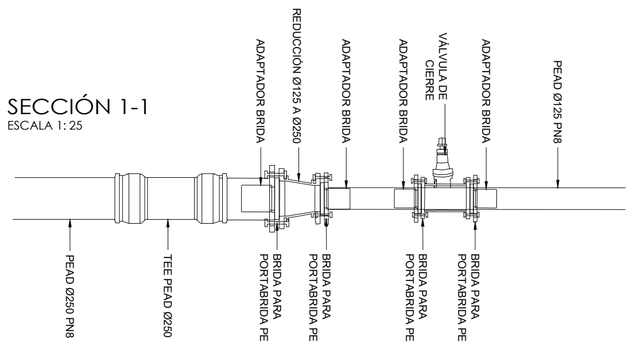
FORMATO: A2

PLANO: RIEG–13

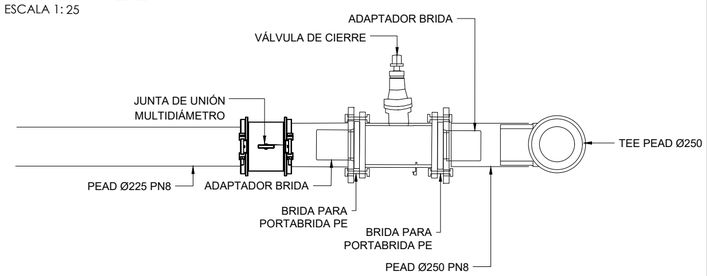
DETALLE DE BIFURCACIÓN
ESCALA 1: 25



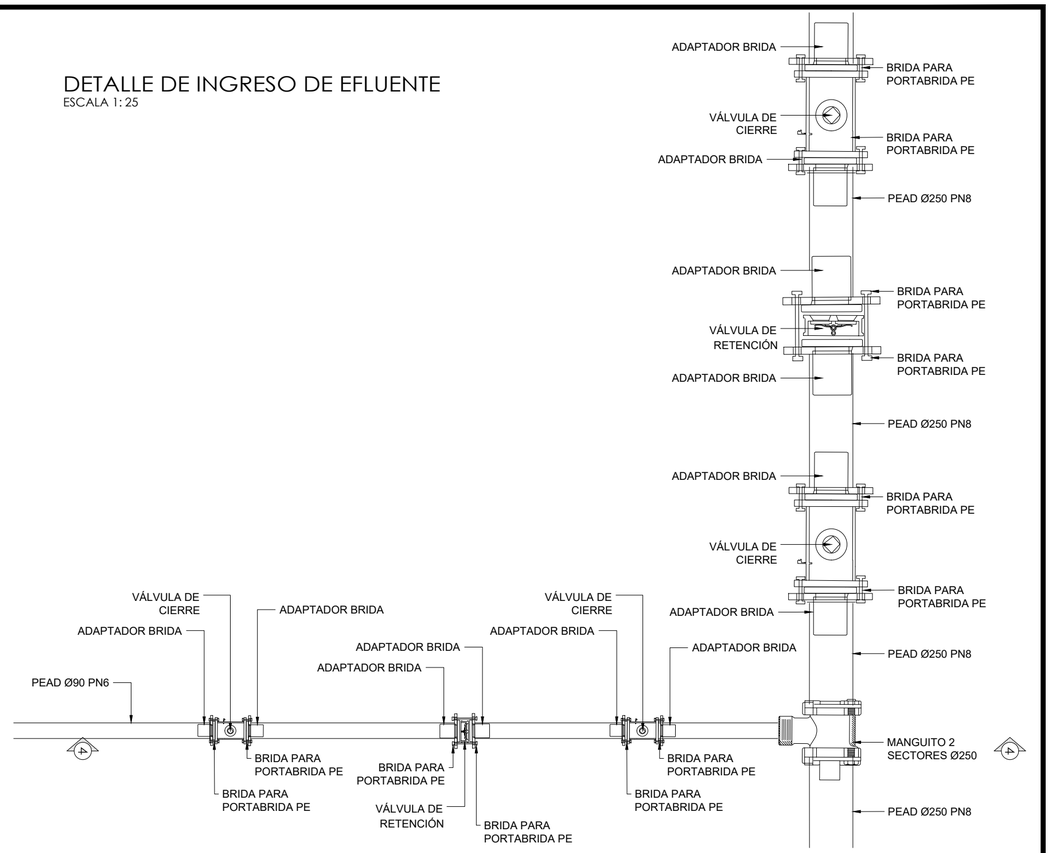
SECCIÓN 1-1
ESCALA 1: 25



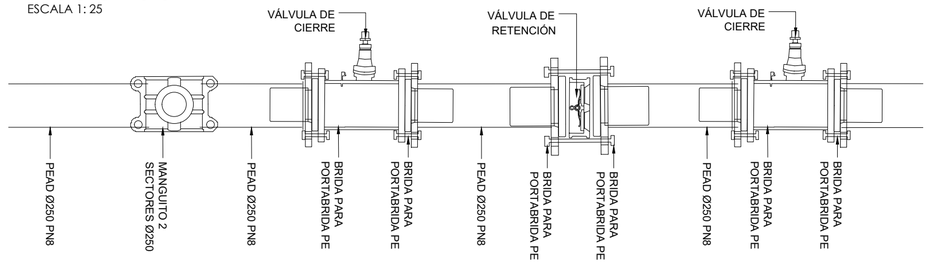
SECCIÓN 2-2
ESCALA 1: 25



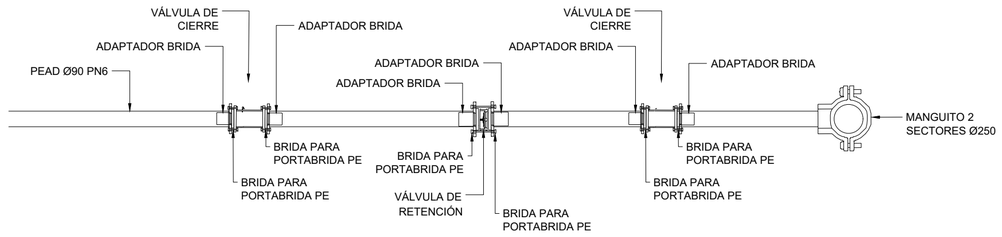
DETALLE DE INGRESO DE EFLUENTE
ESCALA 1: 25



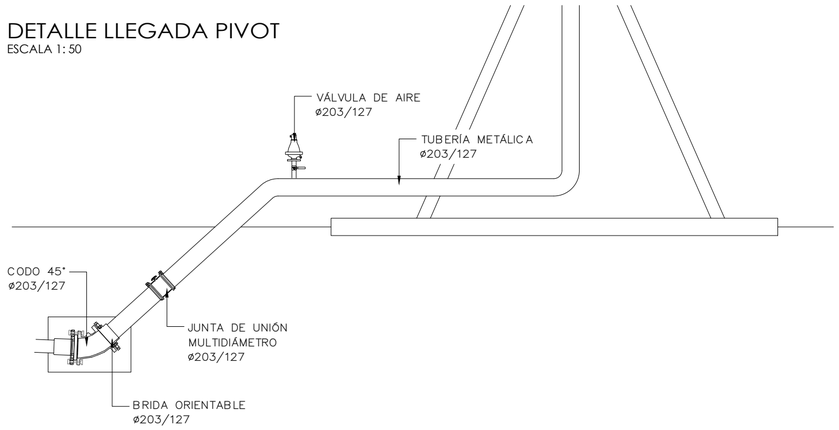
SECCIÓN 3-3
ESCALA 1: 25



SECCIÓN 4-4
ESCALA 1: 25



DETALLE LLEGADA PIVOT
ESCALA 1: 50



NOTAS:

1- TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN EXPRESADAS EN METROS, SALVO INDICACIÓN CONTRARIA.

2- LAS COTAS ESTÁN REFERIDAS AL EGM-08.

EVALUACIÓN Y MEJORA DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE AGUAS Y RESIDUOS SÓLIDOS EN UN ESTABLECIMIENTO LECHERO EXPERIMENTAL CON ESTABULACIÓN TIPO COMPOST BARN EN URUGUAY

imfia FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO TAMBO FING 2025

IMPLEMENTACIÓN DE UN SISTEMA DE RIEGO MEDIANTE PIVOTE CENTRAL BIFURCACIÓN, LLEGADA PIVOT E INYECCIÓN DE EFLUENTES – PLANTA Y SECCIÓN

ESTUDIANTES:
Santiago Couto
Juan Manuel Ferrés
Agustina García
Margaret Wyaux

TUTORES:
Manuel Giménez
Agustín Menta
Eugenio Lorenzo

FECHA: 03/12/2025
ESCALA: INDICADAS
FORMATO: A2
PLANO: RIEG–14