



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ARAGON"

51
2ej.

**"DISEÑO DE PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES (CAP. PARA 1200
PERSONAS; GASTO CONSTANTE)
DESECHO SANITARIO DEL
COMPLEJO DOS BOCAS"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE SANCHEZ LOYA

ASESOR: ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ

MÉXICO

1997

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JOSÉ SÁNCHEZ LOYA
PRESENTE.

En contestación a su solicitud de fecha 23 de octubre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. MANUEL MARTÍNEZ ORTIZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado, "DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (CAP. PARA 1200 PERSONAS; GASTO CONSTANTE) DESECHO SANITARIO DEL COMPLEJO DOS BOCAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 31 de octubre de 1996
EL DIRECTOR

M en I CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO
DIRECCION



cc p Jefe de la Unidad Académica.
cc p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil.
cc p Asesor de Tesis.

CCMC/AIR/IIa.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TEMA: "DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES (CAP. PARA 1200 PERSONAS;
GASTO CONSTANTE) DESECHO SANITARIO DEL
COMPLEJO DOS BOCAS"

CAPITULADO:

- INTRODUCCION
- I. INFORMACION GENERAL SOBRE PLANTAS
DE TRATAMIENTO
- II. BASES DE DISEÑO
- III. DISEÑO
- IV. PLANOS
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

AGRADECIMIENTOS:

A mis padres por su valioso apoyo y aliento constante durante las diversas etapas de mi carrera.

A mis hermanos

A mis maestros que con esmero y paciencia me transmitieron sus conocimientos.

A mis familiares y amigos que de una u otra forma me brindaron su apoyo.

A mi esposa por su apoyo y paciencia durante el desarrollo de esta tesis.

A mis hijos por el tiempo que no les dediqué por elaborar la tesis.

Al Ing. Manuel Martínez O. por su valiosa ayuda para la revisión y elaboración final de esta tesis.

A mis amigos del Dpto. Civil de Ingría Dos Bocas que me brindaron todas las facilidades para el desarrollo de esta tesis.

INTRODUCCION

Para evitar la contaminación ocasionada por las aguas negras de la Central Ciclo Combinado/Dos Bocas, Ingeniería Central Nuclear Laguna Verde y la Gerencia Regional de Producción Sureste, pertenecientes a la Comisión Federal de Electricidad, se requiere construir una planta de tratamiento de aguas negras de operación continua (3 turnos).

A esta planta confluirán todas las aguas negras producidas por las áreas mencionadas, dado que dos de las áreas son oficinas cuyo gasto estará concentrado sólo en determinadas horas (primer turno) y después disminuirá bruscamente, no es conveniente diseñar la planta para el gasto máximo esperado dado que esta sería grande y sólo operaría a capacidad nominal únicamente unas cuantas horas al día, por lo anterior se propone el diseño de una planta de capacidad nominal constante promedio alimentada mediante un tanque regulador que absorba los picos de carga diarios. Para ello se decidirá por una de las tres alternativas planteadas a continuación:

- 1). La construcción de un tanque (cárcamo) de captación de aguas negras con capacidad de bombeo hacia el tanque de control de flujo de aguas negras de la planta de tratamiento; flujo que ingresaría a este tanque por el nivel superior y sería desalojado hacia los aireadores mediante un sistema valvular en el nivel inferior, verificando la intensidad del flujo a través de un flujómetro a la salida del tanque de control (Ver figura 1).

2). La captación de aguas negras por el tanque de control de flujo aprovechando las pendientes propias del terreno complementándose con la construcción del mencionado tanque por debajo del nivel del suelo, lo cual nos permitiría prescindir del cárcamo de bombeo de aguas negras hacia el mismo (inciso anterior), pero sin embargo se tendría que acondicionar un sistema de bombeo con flujómetro a la salida hacia la planta de tratamiento, y un sistema de purgas (para el mantenimiento periódico) que bien puede ser implementado con las bombas sumergibles y pendiente de 45° del suelo del tanque (ver figura 2).

3). La captación de aguas negras por el tanque de control de flujo a través de un registro en donde confluyan los drenajes sanitarios, al cuál se le instalaría un sistema de rejillas que permita detener los sólidos gruesos, se comunicará por gravedad este registro con la parte superior del tanque de control de flujo, al mismo tiempo se acondicionará el terreno comprendido entre el tanque de control de flujo y la planta de tratamiento de aguas negras, de tal manera que se forme una pendiente y por gravedad se realice la captación de aguas negras por la planta, además de adicionarle en esta comunicación un flujómetro y sistema valvular de control para de esta manera verificar y controlar el flujo de la captación de aguas negras por la planta (ver figura 3).

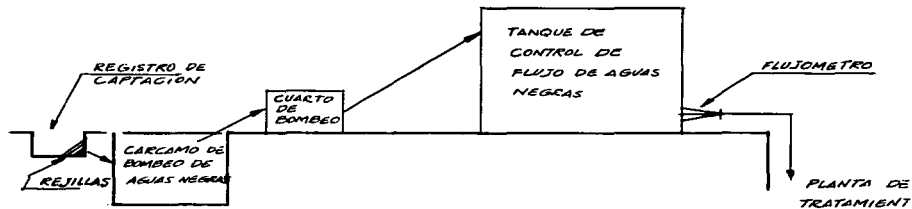


Figura 1. Alternativa No. 1

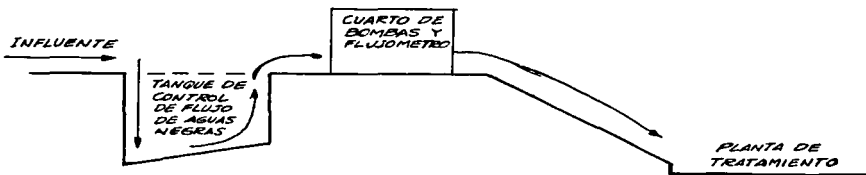


Figura 2. Alternativa No. 2

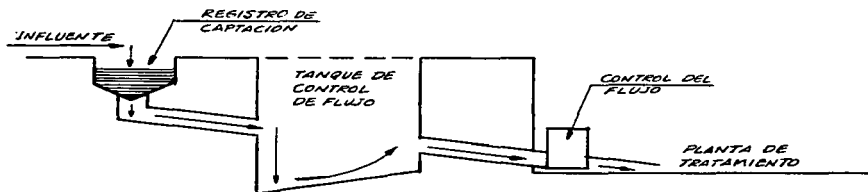
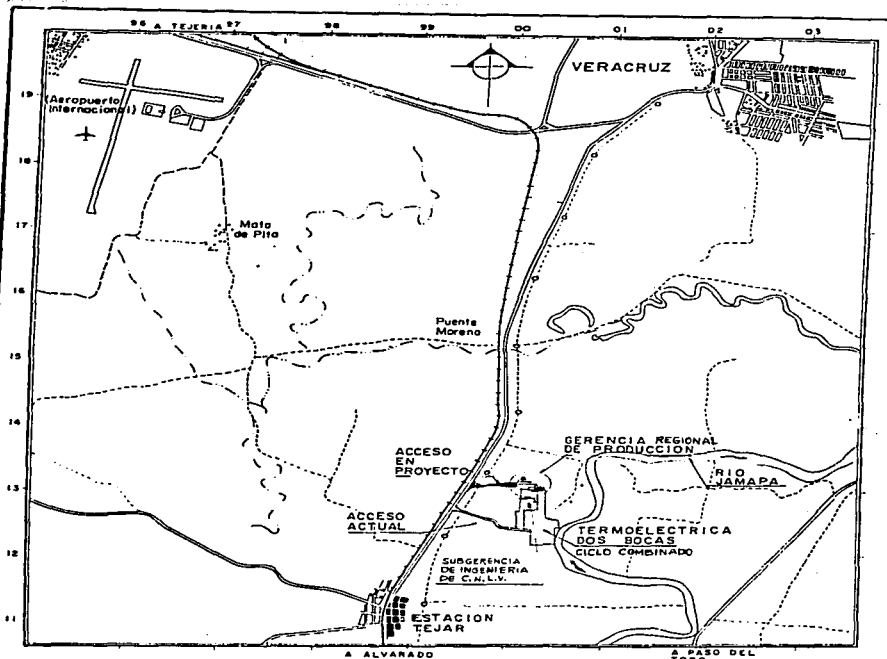


Figura 3. Alternativa No. 3

En la figura 4, se muestra la localización del complejo Dos Bocas, formado por la Gerencia Regional de Producción Sureste (en proyecto); la Central Ciclo Combinado (Termoeléctrica Dos Bocas) y, la Subgerencia de Ingeniería de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde.

En la figura 5, se muestra el arreglo general de la Gerencia Regional de Producción Sureste (en proyecto).

En la figura 6, se muestra el arreglo general de la Subgerencia de Ingeniería de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde.



SIMBOLOGIA:

- Carretera pavimentada
- Brecha
- Ferrocarril
- Aeropuerto
- Pista pavimentada
- Gasoducto
- Arroyo

NOTA

La cuadrícula corresponde a la universal transversal de mercator (UTM), en la cual se han suprimido los últimos tres ceros.

REFERENCIAS:

Topografía tomada de la carta topográfica escala 1:50,000 del INEGI

NOMBRE: VERACRUZ CLAVE: E14849

DOS BOCAS, VERACRUZ.

UBICACION DEL COMPLEJO DOS BOCAS

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON

U. N. A. M.

DISEÑO

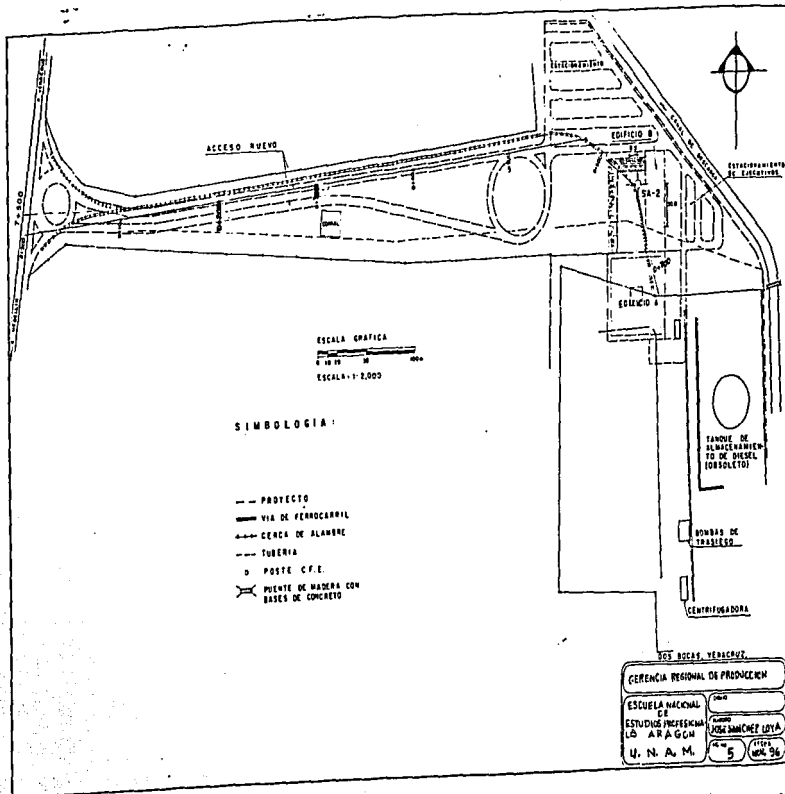
TIPOLOGO

JOSE SANCHEZ LOYA

FIG. NO. 4

FECHA:

NOV. 96



ACCESO NUEVO

ESTACIONAMIENTO DE AUTOMOVILES

EDIFICIO B

ESTACIONAMIENTO DE AUTOMOVILES

EDIFICIO C

ESCALA GRAFICA
 0 10 20 30 40 50
 ESCALA 1:2,000

SIMBOLOGIA:

- — PROYECTO
- — VIA DE FERROCARRIL
- — CERCA DE ALAMBRE
- — TUBERIA
- o POSTE C.F.E.
- X PUENTE DE MADERA CON BASES DE CONCRETO

RANCHO DE ALMACENAMIENTO DE MUEBLES (FORSOLETOS)

ONDAS DE TRABAJO

CENTRIFUGADORA

SECT. OBRAS VARIAS

GERENCIA REGIONAL DE PRODUCCION

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS INGENIERIA L.O. ARAGON

U. N. A. M. 5 MAR 56

1. 1.225.000
 2. 1.222.000
 3. 1.219.000
 4. 1.216.000
 5. 1.213.000
 6. 1.210.000
 7. 1.207.000
 8. 1.204.000
 9. 1.201.000
 10. 1.198.000
 11. 1.195.000
 12. 1.192.000
 13. 1.189.000
 14. 1.186.000
 15. 1.183.000
 16. 1.180.000
 17. 1.177.000
 18. 1.174.000
 19. 1.171.000
 20. 1.168.000
 21. 1.165.000
 22. 1.162.000
 23. 1.159.000
 24. 1.156.000
 25. 1.153.000
 26. 1.150.000
 27. 1.147.000
 28. 1.144.000
 29. 1.141.000
 30. 1.138.000
 31. 1.135.000
 32. 1.132.000
 33. 1.129.000
 34. 1.126.000
 35. 1.123.000
 36. 1.120.000
 37. 1.117.000
 38. 1.114.000
 39. 1.111.000
 40. 1.108.000
 41. 1.105.000
 42. 1.102.000
 43. 1.099.000
 44. 1.096.000
 45. 1.093.000
 46. 1.090.000
 47. 1.087.000
 48. 1.084.000
 49. 1.081.000
 50. 1.078.000
 51. 1.075.000
 52. 1.072.000
 53. 1.069.000
 54. 1.066.000
 55. 1.063.000
 56. 1.060.000
 57. 1.057.000
 58. 1.054.000
 59. 1.051.000
 60. 1.048.000
 61. 1.045.000
 62. 1.042.000
 63. 1.039.000
 64. 1.036.000
 65. 1.033.000
 66. 1.030.000
 67. 1.027.000
 68. 1.024.000
 69. 1.021.000
 70. 1.018.000
 71. 1.015.000
 72. 1.012.000
 73. 1.009.000
 74. 1.006.000
 75. 1.003.000
 76. 1.000.000
 77. 997.000
 78. 994.000
 79. 991.000
 80. 988.000
 81. 985.000
 82. 982.000
 83. 979.000
 84. 976.000
 85. 973.000
 86. 970.000
 87. 967.000
 88. 964.000
 89. 961.000
 90. 958.000
 91. 955.000
 92. 952.000
 93. 949.000
 94. 946.000
 95. 943.000
 96. 940.000
 97. 937.000
 98. 934.000
 99. 931.000
 100. 928.000
 101. 925.000
 102. 922.000
 103. 919.000
 104. 916.000
 105. 913.000
 106. 910.000
 107. 907.000
 108. 904.000
 109. 901.000
 110. 898.000
 111. 895.000
 112. 892.000
 113. 889.000
 114. 886.000
 115. 883.000
 116. 880.000
 117. 877.000
 118. 874.000
 119. 871.000
 120. 868.000
 121. 865.000
 122. 862.000
 123. 859.000
 124. 856.000
 125. 853.000
 126. 850.000
 127. 847.000
 128. 844.000
 129. 841.000
 130. 838.000
 131. 835.000
 132. 832.000
 133. 829.000
 134. 826.000
 135. 823.000
 136. 820.000
 137. 817.000
 138. 814.000
 139. 811.000
 140. 808.000
 141. 805.000
 142. 802.000
 143. 799.000
 144. 796.000
 145. 793.000
 146. 790.000
 147. 787.000
 148. 784.000
 149. 781.000
 150. 778.000
 151. 775.000
 152. 772.000
 153. 769.000
 154. 766.000
 155. 763.000
 156. 760.000
 157. 757.000
 158. 754.000
 159. 751.000
 160. 748.000
 161. 745.000
 162. 742.000
 163. 739.000
 164. 736.000
 165. 733.000
 166. 730.000
 167. 727.000
 168. 724.000
 169. 721.000
 170. 718.000
 171. 715.000
 172. 712.000
 173. 709.000
 174. 706.000
 175. 703.000
 176. 700.000
 177. 697.000
 178. 694.000
 179. 691.000
 180. 688.000
 181. 685.000
 182. 682.000
 183. 679.000
 184. 676.000
 185. 673.000
 186. 670.000
 187. 667.000
 188. 664.000
 189. 661.000
 190. 658.000
 191. 655.000
 192. 652.000
 193. 649.000
 194. 646.000
 195. 643.000
 196. 640.000
 197. 637.000
 198. 634.000
 199. 631.000
 200. 628.000
 201. 625.000
 202. 622.000
 203. 619.000
 204. 616.000
 205. 613.000
 206. 610.000
 207. 607.000
 208. 604.000
 209. 601.000
 210. 598.000
 211. 595.000
 212. 592.000
 213. 589.000
 214. 586.000
 215. 583.000
 216. 580.000
 217. 577.000
 218. 574.000
 219. 571.000
 220. 568.000
 221. 565.000
 222. 562.000
 223. 559.000
 224. 556.000
 225. 553.000
 226. 550.000
 227. 547.000
 228. 544.000
 229. 541.000
 230. 538.000
 231. 535.000
 232. 532.000
 233. 529.000
 234. 526.000
 235. 523.000
 236. 520.000
 237. 517.000
 238. 514.000
 239. 511.000
 240. 508.000
 241. 505.000
 242. 502.000
 243. 499.000
 244. 496.000
 245. 493.000
 246. 490.000
 247. 487.000
 248. 484.000
 249. 481.000
 250. 478.000
 251. 475.000
 252. 472.000
 253. 469.000
 254. 466.000
 255. 463.000
 256. 460.000
 257. 457.000
 258. 454.000
 259. 451.000
 260. 448.000
 261. 445.000
 262. 442.000
 263. 439.000
 264. 436.000
 265. 433.000
 266. 430.000
 267. 427.000
 268. 424.000
 269. 421.000
 270. 418.000
 271. 415.000
 272. 412.000
 273. 409.000
 274. 406.000
 275. 403.000
 276. 400.000
 277. 397.000
 278. 394.000
 279. 391.000
 280. 388.000
 281. 385.000
 282. 382.000
 283. 379.000
 284. 376.000
 285. 373.000
 286. 370.000
 287. 367.000
 288. 364.000
 289. 361.000
 290. 358.000
 291. 355.000
 292. 352.000
 293. 349.000
 294. 346.000
 295. 343.000
 296. 340.000
 297. 337.000
 298. 334.000
 299. 331.000
 300. 328.000
 301. 325.000
 302. 322.000
 303. 319.000
 304. 316.000
 305. 313.000
 306. 310.000
 307. 307.000
 308. 304.000
 309. 301.000
 310. 298.000
 311. 295.000
 312. 292.000
 313. 289.000
 314. 286.000
 315. 283.000
 316. 280.000
 317. 277.000
 318. 274.000
 319. 271.000
 320. 268.000
 321. 265.000
 322. 262.000
 323. 259.000
 324. 256.000
 325. 253.000
 326. 250.000
 327. 247.000
 328. 244.000
 329. 241.000
 330. 238.000
 331. 235.000
 332. 232.000
 333. 229.000
 334. 226.000
 335. 223.000
 336. 220.000
 337. 217.000
 338. 214.000
 339. 211.000
 340. 208.000
 341. 205.000
 342. 202.000
 343. 199.000
 344. 196.000
 345. 193.000
 346. 190.000
 347. 187.000
 348. 184.000
 349. 181.000
 350. 178.000
 351. 175.000
 352. 172.000
 353. 169.000
 354. 166.000
 355. 163.000
 356. 160.000
 357. 157.000
 358. 154.000
 359. 151.000
 360. 148.000
 361. 145.000
 362. 142.000
 363. 139.000
 364. 136.000
 365. 133.000
 366. 130.000
 367. 127.000
 368. 124.000
 369. 121.000
 370. 118.000
 371. 115.000
 372. 112.000
 373. 109.000
 374. 106.000
 375. 103.000
 376. 100.000
 377. 97.000
 378. 94.000
 379. 91.000
 380. 88.000
 381. 85.000
 382. 82.000
 383. 79.000
 384. 76.000
 385. 73.000
 386. 70.000
 387. 67.000
 388. 64.000
 389. 61.000
 390. 58.000
 391. 55.000
 392. 52.000
 393. 49.000
 394. 46.000
 395. 43.000
 396. 40.000
 397. 37.000
 398. 34.000
 399. 31.000
 400. 28.000
 401. 25.000
 402. 22.000
 403. 19.000
 404. 16.000
 405. 13.000
 406. 10.000
 407. 7.000
 408. 4.000
 409. 1.000
 410. 0.000

VCF DISTRICT C-B

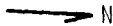
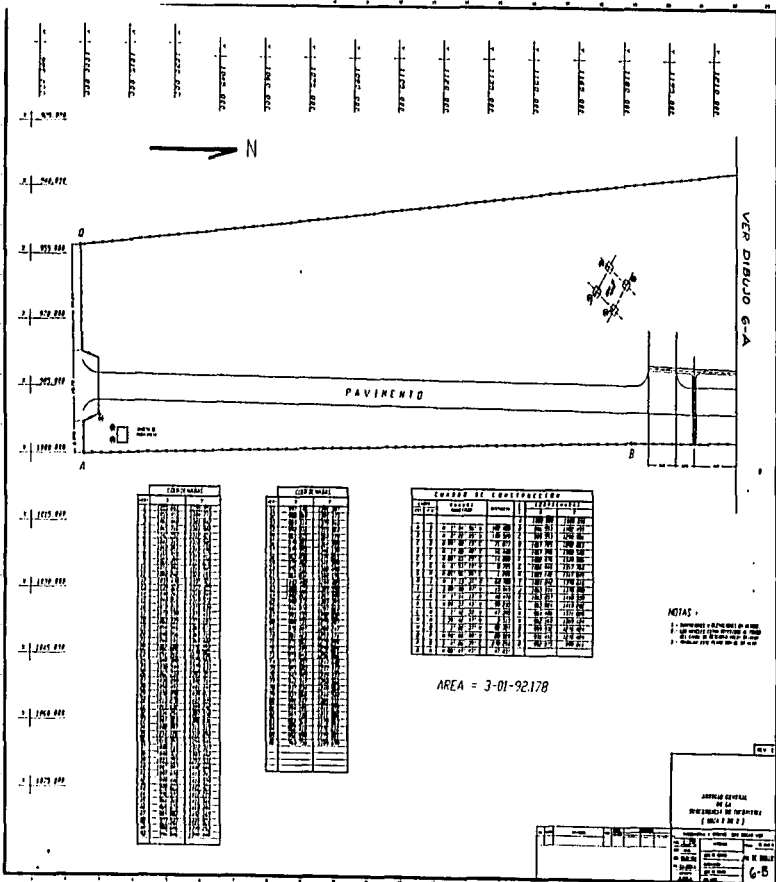


TABLE A

NOTAS:
 1. DIMENSIONES Y ALICATADO EN METROS.
 2. LOS MUEBLES SON SIMBOLIZADOS EN EL PLANO.
 3. LAS LINEAS DE PUNTO SON DE REFERENCIA.
 4. LAS LINEAS DE TRAZO SON DE ALICATADO.
 5. LAS LINEAS DE TRAZO Y PUNTO SON DE REFERENCIA.

1. 782.000
 2. 784.000
 3. 786.000
 4. 788.000
 5. 790.000
 6. 792.000
 7. 794.000
 8. 796.000
 9. 798.000
 10. 800.000
 11. 802.000
 12. 804.000
 13. 806.000
 14. 808.000
 15. 810.000
 16. 812.000
 17. 814.000
 18. 816.000
 19. 818.000
 20. 820.000
 21. 822.000
 22. 824.000
 23. 826.000
 24. 828.000
 25. 830.000
 26. 832.000
 27. 834.000
 28. 836.000
 29. 838.000
 30. 840.000
 31. 842.000
 32. 844.000
 33. 846.000
 34. 848.000
 35. 850.000
 36. 852.000
 37. 854.000
 38. 856.000
 39. 858.000
 40. 860.000
 41. 862.000
 42. 864.000
 43. 866.000
 44. 868.000
 45. 870.000
 46. 872.000
 47. 874.000
 48. 876.000
 49. 878.000
 50. 880.000
 51. 882.000
 52. 884.000
 53. 886.000
 54. 888.000
 55. 890.000
 56. 892.000
 57. 894.000
 58. 896.000
 59. 898.000
 60. 900.000
 61. 902.000
 62. 904.000
 63. 906.000
 64. 908.000
 65. 910.000
 66. 912.000
 67. 914.000
 68. 916.000
 69. 918.000
 70. 920.000
 71. 922.000
 72. 924.000
 73. 926.000
 74. 928.000
 75. 930.000
 76. 932.000
 77. 934.000
 78. 936.000
 79. 938.000
 80. 940.000
 81. 942.000
 82. 944.000
 83. 946.000
 84. 948.000
 85. 950.000
 86. 952.000
 87. 954.000
 88. 956.000
 89. 958.000
 90. 960.000
 91. 962.000
 92. 964.000
 93. 966.000
 94. 968.000
 95. 970.000
 96. 972.000
 97. 974.000
 98. 976.000
 99. 978.000
 100. 980.000
 101. 982.000
 102. 984.000
 103. 986.000
 104. 988.000
 105. 990.000
 106. 992.000
 107. 994.000
 108. 996.000
 109. 998.000
 110. 1000.000
 111. 1002.000
 112. 1004.000
 113. 1006.000
 114. 1008.000
 115. 1010.000
 116. 1012.000
 117. 1014.000
 118. 1016.000
 119. 1018.000
 120. 1020.000
 121. 1022.000
 122. 1024.000
 123. 1026.000
 124. 1028.000
 125. 1030.000
 126. 1032.000
 127. 1034.000
 128. 1036.000
 129. 1038.000
 130. 1040.000
 131. 1042.000
 132. 1044.000
 133. 1046.000
 134. 1048.000
 135. 1050.000
 136. 1052.000
 137. 1054.000
 138. 1056.000
 139. 1058.000
 140. 1060.000
 141. 1062.000
 142. 1064.000
 143. 1066.000
 144. 1068.000
 145. 1070.000
 146. 1072.000
 147. 1074.000
 148. 1076.000
 149. 1078.000
 150. 1080.000
 151. 1082.000
 152. 1084.000
 153. 1086.000
 154. 1088.000
 155. 1090.000
 156. 1092.000
 157. 1094.000
 158. 1096.000
 159. 1098.000
 160. 1100.000
 161. 1102.000
 162. 1104.000
 163. 1106.000
 164. 1108.000
 165. 1110.000
 166. 1112.000
 167. 1114.000
 168. 1116.000
 169. 1118.000
 170. 1120.000
 171. 1122.000
 172. 1124.000
 173. 1126.000
 174. 1128.000
 175. 1130.000
 176. 1132.000
 177. 1134.000
 178. 1136.000
 179. 1138.000
 180. 1140.000
 181. 1142.000
 182. 1144.000
 183. 1146.000
 184. 1148.000
 185. 1150.000
 186. 1152.000
 187. 1154.000
 188. 1156.000
 189. 1158.000
 190. 1160.000
 191. 1162.000
 192. 1164.000
 193. 1166.000
 194. 1168.000
 195. 1170.000
 196. 1172.000
 197. 1174.000
 198. 1176.000
 199. 1178.000
 200. 1180.000
 201. 1182.000
 202. 1184.000
 203. 1186.000
 204. 1188.000
 205. 1190.000
 206. 1192.000
 207. 1194.000
 208. 1196.000
 209. 1198.000
 210. 1200.000
 211. 1202.000
 212. 1204.000
 213. 1206.000
 214. 1208.000
 215. 1210.000
 216. 1212.000
 217. 1214.000
 218. 1216.000
 219. 1218.000
 220. 1220.000
 221. 1222.000
 222. 1224.000
 223. 1226.000
 224. 1228.000
 225. 1230.000
 226. 1232.000
 227. 1234.000
 228. 1236.000
 229. 1238.000
 230. 1240.000
 231. 1242.000
 232. 1244.000
 233. 1246.000
 234. 1248.000
 235. 1250.000
 236. 1252.000
 237. 1254.000
 238. 1256.000
 239. 1258.000
 240. 1260.000
 241. 1262.000
 242. 1264.000
 243. 1266.000
 244. 1268.000
 245. 1270.000
 246. 1272.000
 247. 1274.000
 248. 1276.000
 249. 1278.000
 250. 1280.000
 251. 1282.000
 252. 1284.000
 253. 1286.000
 254. 1288.000
 255. 1290.000
 256. 1292.000
 257. 1294.000
 258. 1296.000
 259. 1298.000
 260. 1300.000
 261. 1302.000
 262. 1304.000
 263. 1306.000
 264. 1308.000
 265. 1310.000
 266. 1312.000
 267. 1314.000
 268. 1316.000
 269. 1318.000
 270. 1320.000
 271. 1322.000
 272. 1324.000
 273. 1326.000
 274. 1328.000
 275. 1330.000
 276. 1332.000
 277. 1334.000
 278. 1336.000
 279. 1338.000
 280. 1340.000
 281. 1342.000
 282. 1344.000
 283. 1346.000
 284. 1348.000
 285. 1350.000
 286. 1352.000
 287. 1354.000
 288. 1356.000
 289. 1358.000
 290. 1360.000
 29



PAVIMENTO

VER DIBUJO S-A

COP 1 (módulo)	
ITEM	DESCRIPCIÓN
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...
21	...
22	...
23	...
24	...
25	...
26	...
27	...
28	...
29	...
30	...
31	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...

COP 2 (módulo)	
ITEM	DESCRIPCIÓN
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...
21	...
22	...
23	...
24	...
25	...
26	...
27	...
28	...
29	...
30	...
31	...
32	...
33	...
34	...
35	...
36	...
37	...
38	...
39	...
40	...
41	...
42	...
43	...
44	...
45	...
46	...
47	...
48	...
49	...
50	...

CANTOS DE CONSTRUCCIÓN					
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

AREA = 3-01-92.178

NOTAS:

1. ...
2. ...
3. ...

ANEXO ESPECIAL
 NO. 14
 INSTRUCCIÓN DE SERVIDOR
 (SECCION 10.1)

...
...
...
...

**CAPITULO I. INFORMACION GENERAL SOBRE
PLANTAS DE TRATAMIENTO**

- I.1 Terminología**
- I.2 Estaciones de bombeo de aguas negras**
- I.3 Características de las aguas negras domésticas**
- I.4 Tratamiento y evacuación de las aguas negras**
- I.5 Pretratamiento de las aguas negras**
- I.6 Sedimentación**
- I.7 Métodos de tratamiento de las aguas negras
con lodos activados (cienos activados)**
- I.8 Cloración**

CAPITULO I. INFORMACION GENERAL SOBRE PLANTAS DE TRATAMIENTO

I.1 Terminología

Aerobio. Es el fenómeno o proceso biológico que tiene lugar en la presencia de oxígeno libre.

Aguas negras. Se designa así a un líquido de composición variada y compleja, procedente de los diversos usos domésticos, comerciales, públicos e industriales, mezcladas o no con aguas de lluvia. Actualmente, en forma general se denominan como aguas residuales.

Aguas residuales domésticas. Constituyen el conjunto de líquidos residuales de usos domésticos y comerciales provenientes de los sistemas de abastecimiento de agua potable.

Aguas residuales industriales. Se denominan así al conjunto de líquidos residuales provenientes de los diferentes procesos y usos industriales, ya sea que procedan de los sistemas de abastecimiento público o de alguna otra fuente de provisión.

Aguas residuales municipales. Generalmente se designan así, a las aguas procedentes de un servicio de alcantarillado sanitario o combinado.

Aguas residuales crudas. Son las que no han recibido ningún tratamiento; es decir, las que entrega un emisor.

Aguas residuales frescas. Se designan así a las aguas residuales en las que a pesar de la materia orgánica en putrefacción que contienen, conservan una porción de oxígeno libre.

Aguas residuales rancias. Se designan así a aquellas en las que se ha agotado el oxígeno libre y toda la materia orgánica se encuentra en plena putrefacción.

Anaerobio. Es el fenómeno o proceso biológico que tiene lugar sin la presencia de oxígeno libre.

Análisis de agua residual. Operación que determinan las características fisicoquímicas del agua residual; las principales son: pH; turbiedad; temperatura mínima, media, máxima; sólidos totales; materia volátil (total); residuo fijo; sólidos en suspensión; sólidos en suspensión volátiles; sólidos sedimentables (cm^3/l); DBO; oxígeno consumido; nitrógeno total; nitrógeno amoniacal; cloruros; sulfatos; jabones; grasas; alcalinidad total.

Biogás. Mezcla de gases, predominantemente metano y bióxido de carbono, que se produce en la fermentación anaerobia.

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Es la demanda o requerimiento de oxígeno de una sustancia bajo descomposición aerobia, medida en términos de miligramos de oxígeno por litro.

Desnitrificación. Es el proceso de descomposición bacterial por reducción de nitrógenos; por ejemplo, de nitratos a nitrógenos elemental.

Digestión. La descomposición controlada de sustancias orgánicas, normalmente bajo condiciones anaerobias.

Digestión de lodos. Proceso a que se sujetan los lodos para transformarlos en gases, aguas y un residuo mineralizado.

Digestor. Es la unidad de proceso en la cual tiene lugar la digestión anaerobia. A menudo tiene la facilidad de retener el biogás producido en la citada digestión.

Digestión de lodos. El depósito, abandono o colocación final en un sitio determinado: superficie de un terreno, zanjas abiertas, instalaciones de lavado, un río, etc., en que ya se deja al cuidado de la naturaleza las posteriores transformaciones que puedan sufrir.

Efluente. Se designa así al líquido que sale de una unidad de proceso.

Exotérmico. Es el fenómeno o proceso por el cual es liberado el calor o energía.

Fermentación metánica. Descomposición anaerobia de sustancias orgánicas.

Influyente. Se designa así a las aguas que entran a una unidad de proceso.

Lodos. Se designan así las diversas materias sólidas mezcladas todavía con una fuerte proporción de agua, que van quedando como residuo en las diversas unidades por las que van pasando las aguas negras.

Nitrificación. Es la oxidación bacteriana de los compuestos nitrogenados, tal como la producción de nitratos y nitritos a partir del amoníaco o de sustancias proteicas.

Tratamiento de aguas residuales municipales. Se designa así a la serie de procesos: preliminar, primario y secundario, a los que puede someterse el agua residual municipal, con el fin de que la misma reúna los requisitos para su disposición final en cuerpos de agua o terrenos, de acuerdo con lo que señala la legislación relativa a la prevención y control de la contaminación ambiental y su reglamento particular.

I.2 Estaciones de bombeo de aguas negras

Las estaciones de elevación se usan cuando es necesario bombear las aguas negras a un nivel más alto. La instalación puede ser subterránea o por encima del nivel del terreno y alojada en un edificio.

La mayor parte de las instalaciones poseen, por lo menos, dos bombas. Una está disponible como repuesto, lista para entrar en funciones si falla la primera. En una estación de bombeo de pequeñas dimensiones, las aguas negras pueden fluir a un registro de inspección o a un tanque. Puede instalarse una bomba horizontal en un compartimento "seco" junto al registro, o instalar una bomba vertical en el techo del tanque (figura I.1). A menudo las bombas operan automáticamente cuando el líquido en el pozo de aspiración alcanza un nivel prefijado (véase fig. I.1). Los motores pueden arrancar y parar por medio de interruptores operados por una varilla de flotación, que sube y baja con el nivel del líquido. Se proveen generalmente dos fuentes de energía eléctrica para asegurar la continuidad de la operación. Si no hay encargados en la estación automática, debe proveerse para que suene una alarma y que se registre en una estación alejada, cuando falle una bomba o el nivel del líquido sobrepase una elevación prefijada. Las bombas aunque sean a prueba de obstrucción, deben protegerse de los desechos en las aguas negras, por medio de una rejilla. Puede colocarse con este fin una rejilla de cesta en la alcantarilla entrante, o un enrejado delante del pozo de aspiración.

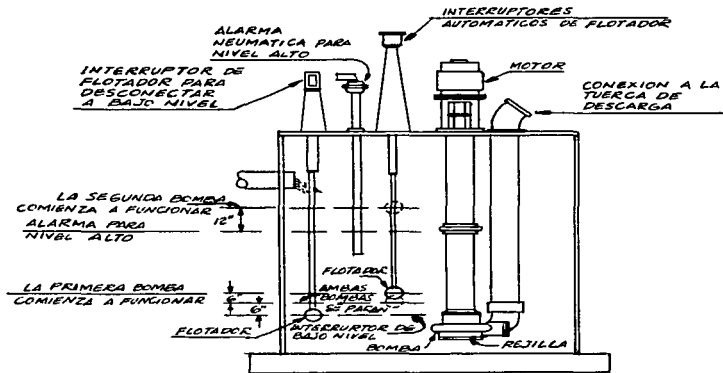


Figura I.1 Pequeña estación automática de bombeo de aguas negras

I.3 Características de las aguas negras domésticas

En general, las aguas negras contienen menos del 0.1% de materias sólidas. Gran parte del flujo luce como el efluente del baño o de la lavandería y, flotando por encima, basuras, papeles, cerillos y trapos, pedazos de madera y heces fecales. Pasadas unas horas, a temperatura por encima de 40°F, las aguas negras se vuelven rancias. Más tarde pueden volverse sépticas, predominando a menudo los olores del ácido sulfhídrico de los mercaptanos y otros compuestos de azufre. Mientras más compuestos putrescibles haya en las aguas negras, mayor será su concentración o fuerza. En general, la fuerza variará con la cantidad de materia orgánica, consumo de agua per cápita y la cantidad de desperdicios industriales.

Sólidos. Los sólidos totales presentes en las aguas negras comprenden los sólidos en suspensión y disueltos. Alrededor de una tercera parte de los sólidos totales están en suspensión. Sólidos en suspensión son los que pueden filtrarse por una malla de asbesto. Por lo general, más de la mitad de esos sólidos está constituida por materia orgánica. Los sólidos en suspensión incluyen sólidos asentables y coloides. Los sólidos asentables se precipitan en los tanques de sedimentación, en los periodos corrientes de sedimentación. Los coloides, casi todos materia orgánica, tienen un diámetro menor de 0.001 mm y pueden permanecer indefinidamente en suspensión. Pasan a través del papel filtro, pero quedan retenidos en una membrana filtrante. Los sólidos disueltos son el residuo de la evaporación después de eliminar los sólidos en suspensión. Los sólidos también pueden

clasificarse como volátiles o fijos. La pérdida de peso cuando se incineran los sólidos secos se atribuye a los sólidos volátiles, que se consideran como materia orgánica. El residuo comprende los sólidos fijos, que se suponen inorgánicos.

Contenido orgánico. El contenido orgánico de las aguas negras puede clasificarse como nitrogenado y no nitrogenado. Los principales compuestos nitrogenados incluyen proteínas, urea, aminas, y aminoácidos. Los principales compuestos no nitrogenados incluyen jabones, grasas, y carbohidratos

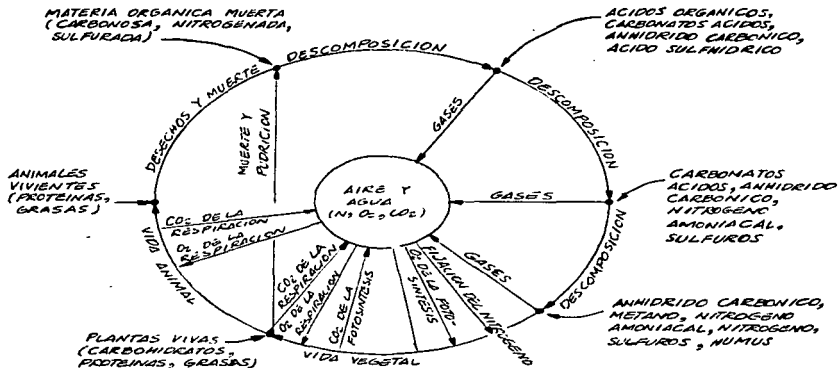
Bacterias. Pueden ser aerobias, que requieren aire para vivir, anaerobias, que viven sin aire; o facultativas, que pueden vivir con aire o sin él. (Algunas pueden ser patógenas, causantes de enfermedades intestinales. Si estuvieran presentes, quizás haya que clorinar el efluente, o tratarlo por cualquier otro modo para eliminar tales bacterias, según sea el método de disposición.) Las bacterias son útiles para estabilizar las aguas negras, descomponiéndola en sustancias que no presentan descomposición posterior.

Las bacterias anaerobias se utilizan en la digestión de lodos, la estabilización de la materia orgánica separada de las aguas negras por sedimentación. La estabilización anaerobia lleva más tiempo que la aerobia, es más sensible a las condiciones ambientales y produce olores más desagradables. Como el proceso es muy largo, no se le lleva generalmente hasta la estabilización total, sino hasta una etapa donde la descomposición adicional se produce lentamente. La estabilización forma parte de un ciclo en que los productos de la descomposición se convierten en alimentos para las

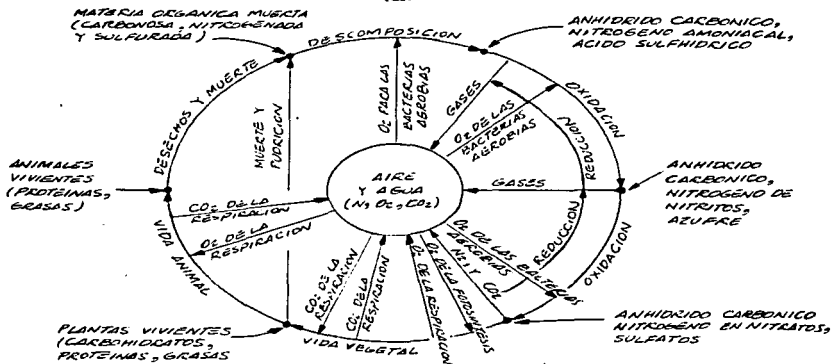
plantas, y a su vez en alimentos para el hombre y los animales y, finalmente, en desperdicios (figura I.2a).

Las bacterias aerobias sirven para la autopurificación de las corrientes de agua, filtros percoladores, y el método con cieno activado. En las corrientes de agua, el oxígeno puede estar disponible de diversas fuentes: absorción del aire en la superficie del agua; liberación por las algas, que absorben el dióxido de carbono de la descomposición y la producción por descomposición de compuestos, con los nitratos y nitritos. En los filtros percoladores, el oxígeno se suministra permitiendo que las aguas negras pasen por medios filtrantes mientras el aire circula por los vacíos. En el proceso de cieno activado, se suministra el oxígeno pasando aire a través de una mezcla de aguas negras con cieno previamente activado y agitando fuertemente la mezcla para disolver el aire en el líquido. También en la estabilización aerobia, tiene lugar la descomposición por etapas y forma parte de un ciclo (figura I.2b). Si el suministro de oxígeno no es adecuado, tendrá lugar una acción anaerobia y se producirán olores desagradables.

La estabilidad relativa es una medida de la cantidad de oxígeno necesario para estabilizar el efluente de una planta de tratamiento de aguas negras. En la tabla I-A se muestra cómo la estabilidad relativa varía con el tiempo de retención a 20°C. En la tabla se indica que el proceso aerobio está casi totalmente completo después de 20 días. Si se conoce el tiempo requerido para agotar el oxígeno del efluente, la estabilidad relativa dada por la tabla I-A se toma también como el porcentaje de la demanda inicial de oxígeno, O, que ha sido satisfecha.



(a)



(b)

Figura 1.2. Ciclos de carbón, del nitrógeno y del azufre en a) descomposición anaerobia; b) descomposición aerobia.

Puede determinarse el tiempo, añadiendo a una muestra de efluente una pequeña cantidad de azul de metileno, un tinte de anilina. Al agotarse el oxígeno de la muestra, las bacterias anaerobias se vuelven activas. Liberan enzimas que le quitan el color al tinte. El tiempo requerido, a 20°C, para que este proceso tenga lugar, puede utilizarse junto con la tabla I-A para determinar el porcentaje de la materia orgánica estabilizada. Por ejemplo, una muestra que se decolora en cinco días tiene una estabilidad relativa de un 69%. Sólo resta un 32% de la demanda inicial de oxígeno. Tal efluente puede ser suficientemente estable para poder descargarlo en una corriente de agua. Como la concentración y composición de las aguas negras varían considerablemente durante todo el día, se debe tener cuidado de obtener una muestra representativa para cada tipo de ensayo.

Tabla I-A. Estabilidad relativa del efluente de una planta de tratamiento

<i>Tiempo a 20°C, o tiempo necesario para la decoloración del azul de metileno, en días</i>	<i>Proporción oxidada, o estabilidad relativa, en %</i>	<i>Tiempo a 20°C, o tiempo requerido para la decoloración del azul de metileno, en días</i>	<i>Proporción oxidada, o estabilidad relativa, en %</i>
0.5	11	8.0	84
1.0	21	9.0	87
1.5	30	10.0	90
2.0	37	11.0	92
2.5	44	12.0	94
3.0	50	13.0	95
4.0	60	14.0	96
5.0	68	16.0	97
6.0	75	18.0	98
7.0	80	20.0	99

I.4 Tratamiento y evacuación de las aguas negras

Debido a las características perjudiciales de las aguas negras en crudo, la evacuación del mismo requiere la consideración de muchos factores, especialmente el peligro para la salud, olores, apariencia y otras molestas condiciones, y la economía. Es raro que existan condiciones que permitan la evacuación, a bajo costo, de las aguas negras en crudo. En general es necesario algún tratamiento.

Autopurificación. Se descargan las aguas negras, con tratamiento o sin él, diluyendo en una masa natural de agua. Luego se efectúa el tratamiento completo o parcial dentro del agua. A veces tiene lugar la autopurificación. Ocurre con mayor frecuencia que, si las aguas negras no han sufrido un tratamiento adecuado, la masa de agua se contamina. Puede ser insegura para el suministro de agua y la natación. Puede contaminar o matar peces y moluscos. Además producir olores y tener una desagradable apariencia. Por consiguiente, es deseable un tratamiento compatible con las características de autopurificación de la masa de agua y lo requieren generalmente las leyes. Hoy en día se requiere tratamiento secundario; puede imponerse requisitos para un tercer tratamiento, con el fin de proteger la calidad del agua de los ríos.

En el agua contaminada, la descomposición de la materia orgánica utiliza el oxígeno del agua. Si hay un adecuado abastecimiento de oxígeno, puede satisfacerse la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y quedar suficiente oxígeno disuelto para mantener la vida de los peces. Si no fuese así,

tendrá lugar la descomposición anaerobia; el agua se vuelve séptica y mal oliente e incapaz de mantener la vida de los peces. Generalmente el agua no contaminada está saturada de oxígeno. En la tabla I-B se muestra la cantidad de oxígeno que el agua puede mantener a solución a diversas temperaturas. La cantidad de saturación depende de concentración de las sustancias disueltas. El agua salada, por ejemplo, contiene aproximadamente un 80% de la cantidad de oxígeno que contiene el agua dulce.

Tabla I-B Solubilidad del oxígeno en agua dulce, a nivel del mar

Temperatura		Oxígeno disuelto, en ppm o mg por litro	Temperatura		Oxígeno disuelto en ppm o mg por litro
°C	°F		°C	°F	
1	33.8	14.23	16	60.8	9.95
2	35.6	13.84	17	62.6	9.74
3	37.4	13.48	18	64.4	9.54
4	39.2	13.13	19	66.2	9.35
5	41.0	12.80	20	68.0	9.17
6	42.8	12.48	21	69.8	8.99
7	44.6	12.17	22	71.6	8.83
8	46.4	11.87	23	73.4	8.68
9	48.2	11.59	24	75.2	8.53
10	50.0	11.33	25	77.0	8.38
11	51.8	11.08	26	78.8	8.22
12	53.6	10.83	27	80.6	8.07
13	55.4	10.60	28	82.4	7.92
14	57.2	10.37	29	84.2	7.77
15	59.0	10.15	30	86.0	7.63

El déficit de oxígeno D es la diferencia entre el contenido de saturación y el contenido real, en ppm o mg por litro. Según se saca oxígeno del agua, la pérdida queda compensada por la absorción atmosférica de oxígeno en la superficie. La proporción con que ocurre ésta depende del déficit D, la cantidad de turbulencia, y relación entre el volumen de agua y el área de superficie. En cualquier momento t, en días, es

$$D = \frac{K_1 O}{K_2 - K_1} (10^{-K_1 t} - 10^{-K_2 t}) + 10^{-K_2 t} D_0 \quad (I-1)$$

donde K_1 = coeficiente de desoxigenación

K_2 = coeficiente de reaeración, que varía de 0.05 a 0.5 a 20 °C, depende de la profundidad, velocidad y turbulencia del agua. Para temperaturas distintas de 20 °C, multiplíquese K_2 por 1.047^{T-20}

T = temperatura, en °C

O = demanda de oxígeno para t=0, en ppm o mg por litro

D_0 = déficit de oxígeno en el punto de contaminación o t=0 ppm o mg por litro

En la figura I.3, la curva de desoxigenación indica la cantidad de oxígeno disuelto que queda en cualquier momento según se estabilizan las aguas negras con su demanda inicial de O, si no se reemplaza el contenido de oxígeno. La curva de reaeración muestra la cantidad de oxígeno nuevo que se disuelve durante ese mismo periodo. La curva de inflexión o de comba del oxígeno representa, en cualquier momento, el oxígeno presente disuelto, la suma del oxígeno restante después de la desoxigenación, y el oxígeno de reaeración. El déficit de oxígeno, D, como lo indica la ecuación I-1, es la ordenada de la curva de comba del oxígeno, medida desde la línea horizontal que representa el contenido de oxígeno en el punto de saturación.

El punto más bajo, o crítico, de la curva de comba indica la ocurrencia del mínimo oxígeno disuelto, o déficit máximo. El tiempo en que esto ocurre puede calcularse de

$$t_c = \frac{1}{K_1(f-1)} \log f \left[1 - \frac{D_0}{O} (f-1) \right] \quad (I-2a)$$

donde $f = K_2/K_1$ = coeficiente de autopurificación

Cuando $f = 1$,

$$t_c = \frac{0.434}{K_1} \left(1 - \frac{D_0}{O} \right) \quad (I-2b)$$

El déficit crítico está dado por

$$D_c = \frac{O}{f} 10^{-K_1 t_c} \quad (I-3)$$

La carga contaminante, O , que puede absorber una corriente de agua, depende del valor de D_c , de los coeficientes f y K_1 , y el déficit inicial, D_0 . El valor permisible de D_c , lo establecen generalmente las leyes. El déficit inicial se establece por la contaminación existente. Pueden estimarse los coeficientes o basándose en pruebas realizadas sobre las aguas negras y la masa de agua, o asignando valores basados en la experiencia. Las variaciones estacionales de la temperatura y del nivel del agua o el flujo de la corriente de agua afectan la cantidad de oxígeno que pueda mantener el agua y la cantidad de agua disponible para la dilución. Por consiguiente, las condiciones son más críticas durante el verano, cuando la precipitación es baja y las temperaturas son altas.

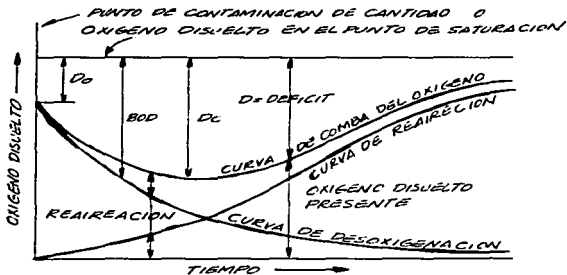


Fig. I.3 Las curvas muestran la variación en el contenido de oxígeno de una corriente de agua por debajo del punto de contaminación.

La eficacia del tratamiento depende de la calidad de diseño y operación de la planta y del tipo y concentración de las aguas negras. En la tabla I-C se listan las eficiencias de los métodos usuales, en términos del porcentaje de reducción de sólidos en suspensión, bacterias y DBO.

Tabla I-C. Eficiencias de los métodos de tratamiento de aguas negras.

Tipo de tratamiento	% de reducción		
	Materia en suspensión	DBO	Bacterias
Rejilla fina	5-20		10-20
Sedimentación sencilla	35-65	25-40	50-60
Precipitación química	75-90	60-85	70-90
Filtro percolador lento o de capacidad baja, incluyendo <u>presedimentación</u> y <u>sedimentación final</u>	70-90+	75-90	90+
Filtro percolador rápido o de capacidad alta, incluye <u>presedimentación</u> y <u>sedimentación final</u>	70-90	65-95	70-95
Ciemo activado normal, incluye <u>presedimentación</u> y <u>sedimentación final</u>	80-95	80-95	90-95+
Ciemo activado con alta tasa, incluye <u>presedimentación</u> y <u>sedimentación final</u>	70-90	70-95	80-95
Aireación por contacto, incluye <u>presedimentación</u> y <u>sedimentación final</u>	80-95	80-95	90-95+
Filtración intermitente por arena incluye <u>presedimentación</u>	90-95	85-95	95+
Clorinación:			
Aguas negras decantadas		&	90-95
Aguas negras tratadas biológicamente		&	98-99

& La reducción depende de la dosificación.

Tipos de tratamiento. En general, el problema de evacuación de las aguas negras hace necesario algún tipo de tratamiento para el mismo.

El tratamiento de aguas negras es cualquier proceso al que se someten las aguas negras para eliminar o alterar sus constituyentes dañinos y hacerlo así menos agresivo o peligroso. Puede clasificarse el tratamiento como preliminar, primario, secundario o terciario completo, según sea el grado de procesamiento.

El tratamiento preliminar puede ser el acondicionamiento de los desechos industriales antes de su descarga para eliminar o neutralizar sustancias dañinas para las alcantarillas y los procedimientos de tratamiento, o pueden ser operaciones unitarias con el fin de preparar los desechos para un tratamiento más importante.

El tratamiento primario constituye el primero, y a veces el único tratamiento de las aguas negras. Este proceso elimina los sólidos flotantes y los sólidos en suspensión, tanto finos como gruesos. Si la planta provee solamente un tratamiento primario, se considera que el efluente sólo ha sido parcialmente tratado.

El tratamiento secundario aplica métodos biológicos al efluente del tratamiento primario. La materia orgánica todavía presente se estabiliza con procesos aerobios.

El tratamiento terciario o completo elimina un alto porcentaje de materias en suspensión, coloidales y orgánicas. También puede quedar desinfectado.

I.5 Pretratamiento de las aguas negras

El objeto del pretratamiento es, eliminar de las aguas negras los materiales gruesos que puedan interferir el tratamiento, que no respondan al mismo, o que puedan dañar o tapar las bombas, tuberías, válvulas y boquillas. Se utilizan con este fin diversos dispositivos de cernido. Por lo general, constituyen las primeras unidades de una planta de tratamiento.

Las rejas son cernidores fijos compuestos de barras paralelas, colocadas verticalmente o inclinadas en dirección del flujo, con el fin de captar los desechos. Las rejas anchas tienen espacios entre barras de 2 pulg. o más. Se usan en general las plantas para proteger las bombas de aguas negras. Las rejas de dimensión media se usan con más frecuencia, y tienen espaciamientos de $1/2$ a $1\ 1/2$ pulg.

Pueden ser fijas o móviles. Las móviles están formadas por jaulas de tres lados. Las aguas negras entran por el lado abierto y salen a través de las barras. Una jaula se eleva periódicamente a la superficie para limpieza manual, mientras que el albañal pasa por una segunda jaula. Las rejas fijas pueden limpiarse manual o mecánicamente. Las barras pueden curvarse con la parte superior con respecto a la horizontal, para facilitar la limpieza.

Aunque es deseable una velocidad mínima de unos 2 pies/s en canal de acceso para impedir que el sedimento obstruya dicho canal, la velocidad a través de la reja debe ser menor, quizá de 0.5 a 1 pie/s, de manera que no se obligue a los objetos a pasar.

Esto requiere ensanchar el conducto en las cercanías de la reja, para tener en cuenta la pérdida de carga hidráulica a través de la reja, en fondo del conducto puede bajarse en la reja, de 3 a 6 pulg.,

Las rejillas finas; con aberturas de tamaño uniforme, o ranuras de 1/8 pulg. de ancho o menos, tienen baja eficacia en el tratamiento de aguas negras, pero son útiles para eliminar materiales voluminosos y fibrosos de los desechos industriales, generalmente las rejillas finas son movibles de limpieza automática. Se utilizan diversos tipos, discos o tambores rotativos, rejillas de banda, de placa o vibratorias.

Puede disponerse de los sólidos, por entierro, incineración o digestión. La digestión del cieno continuará normalmente cuando se añade el cernido fino a los tanques de digestión de cieno. En algunas plantas de tratamiento, los sólidos se muelen y se regresan al flujo, para que se asienten después en un tanque de sedimentación. El cernido y el corte se combinan en dispositivos como triturados o desmenuzadores con rejillas de tipo cortante.

Sus bordes giran con alta velocidad, cortan a través del flujo del albañal y pican y desfibran los sólidos, que luego pasan a un tanque de sedimentación. Las unidades cortadoras por cizallamiento se deben situar después de un tanque desarenador para evitar el excesivo desgaste de los bordes cortantes.

Los tanques desmenuzadores o desengrasadores pueden colocarse también antes de los tanques de sedimentación.

Los despumadores eliminan el aceite y la grasa, que tienden a formar nata, tapar las rejillas finas, obstruir los filtros, y a reducir la eficacia del cieno activado. El aire comprimido, aplicado a través de planchas porosas situadas en el fondo del tanque, coagula la grasa y el aceite y hacen que se suba a la superficie. Se requiere como un 0.1 pie³ de aire por galón. El período de detención varía de 5 a 15 minutos. Unos 2 miligramos por litro de claro aumenta la eficacia de la eliminación de la grasa. Después que el efluente llega al tanque de sedimentación, se quita el material coagulado junto con la nata y los sólidos asentados.

I.5 Sedimentación

En la mayor parte de las plantas de tratamiento de aguas negras, la sedimentación constituye un tratamiento primario. En las plantas de cieno activado, se requiere sedimentación después de la oxidación. También se utiliza después de la oxidación de las aguas negras en los filtros percoladores.

El principal objetivo de la sedimentación es la remoción de los sólidos que se asientan. Pero, a menudo, puede eliminarse alguna materia flotante por medio de clarificadores, que son dispositivos despumadores construidos dentro de los tanques de sedimentación. Estos procesos tienen lugar mientras que las aguas negras se mueven lentamente, a través de una cámara de sedimentación.

La eficacia de un tanque de sedimentación depende del tamaño de la partícula, su gravedad específica y la velocidad de sedimentación. Depende también de otros factores:

concentración de la materia en suspensión, temperatura, área de superficie del líquido, periodo de retención, profundidad y forma de la cámara, deflectores, longitud total de flujo, viento y efectos biológicos. La densidad de las corrientes y los circuitos cortos pueden anular los cálculos de detención teórica. Los deflectores incorrectos pueden reducir el área efectiva de superficie del líquido y crear áreas muertas y sin flujo, dentro del tanque. En general, un tanque de sedimentación bien diseñado debe tener una eficacia en el límite superior de la que aparece en la tabla I-C.

La velocidad de asentamiento de una partícula es una función de la gravedad específica y el diámetro de la partícula, y de la gravedad específica y viscosidad del fluido. La velocidad de asentamiento de partículas mayores de 200 micrones se determinan empíricamente. Las partículas menores de 200 micrones sedimentan de acuerdo con la ley de Stokes para el arrastre de pequeñas esferas de sedimentación dentro de un fluido viscoso. La velocidad v_s de sedimentación de las partículas esféricas en un líquido viscoso puede encontrarse mediante la mencionada ley, si el número de Reynolds $R = v \rho d / \mu$, calculado con $v = v_s$, es igual o menor a 1

$$v_s = \frac{g(\rho_p - \rho) d^2}{18\mu} \quad (I-4)$$

donde v_s = velocidad de sedimentación de partículas, en cm/seg

g = aceleración debida a la gravedad, en cm/seg²

μ = viscosidad absoluta del fluido, en dinas-seg/cm²

ρ_p = densidad de partículas, en gr/cm³

ρ = densidad del fluido, en gr/cm³

d = diámetro de partículas, en cm

Teóricamente, si el movimiento hacia adelante del agua es menor que la cantidad vertical de sedimentación de todas las partículas, sedimentarán a cierta distancia bajo la superficie en un tiempo dado, mientras estén en el tanque. Después de ese periodo, si se quitara la capa superficial, el agua no contendría ningún sólido.

La cantidad de sedimentación, o cantidad de rebose, en galones por pie cuadrado de área de superficie por día, es una medida de la cantidad de flujo a través de la cámara, cuando la cantidad de flujo en pies³/s, es igual que el área de la superficie, en pie², multiplicada por la velocidad de sedimentación, en pie³/s, de la partícula más pequeña que se ha de remover. Por tanto la selección de una cantidad superficial de rebose o sedimentación establece una relación entre el flujo y el área.

El periodo de detención es V/Q , donde Q es el flujo en millones de galones por día, o en pie³/s, y V , el volumen de la cámara. Como la mayor parte de los sólidos sedimentales harán la sedimentación en 1 o 2 horas, los periodos largos de detención no ofrecen ninguna ventaja. De hecho son indeseables, porque las aguas negras pueden volverse sépticas.

El periodo de paso del flujo es el tiempo requerido para que las aguas negras pasen por la cámara. Puede estimarse este tiempo añadiendo cloruro de sodio al efluente y ensayando el efluente para determinar aumentos en el cloruro. El periodo de paso del flujo debe ser, por lo menos, el 30% del

periodo teórico de detención. Pueden usarse tintes para seguir el patrón de flujo.

Los tanques desarenadores (Fig. I.4) son cámaras de sedimentación que se usan para eliminar los sólidos inorgánicos gruesos. También pueden atrapar materias orgánicas más pesadas, como semillas. Los tanques desarenadores son necesarios en las alcantarillas combinadas si ha de tratarse el flujo. El flujo en tiempo de lluvia contiene, por lo general, arena y cascajo que se han de eliminar para impedir que las bombas se dañen y que el tratamiento de las aguas negras se interfiera.



Fig. I.4 Cámara desarenadora.

El diseño de un tanque desarenador debe asegurar la sedimentación de todas las partículas mayores de 0.2 mm; pero no debe eliminar sólidos orgánicos. El flujo debe ser lo suficientemente rápido para asegurar este resultado, pero sin

arrastrar los sólidos ya depositados. Habrá arrastre si la velocidad horizontal, en pies/s, de las aguas negras excede de

$$v = 2.2 \sqrt{\frac{gd^3}{f} (s - 1)} \quad (I-5)$$

donde f = coeficiente de rugosidad de la cámara (fórmula de Darcy para flujo en tuberías)

g = aceleración de la gravedad, 32.2 pies/s²

d = diámetro de la partícula, en pies

s = densidad relativa de la partícula

Los tanques desarenadores se diseñan por lo general para un flujo de alrededor de 1 pie/s. El flujo puede controlarse por compuertas y vertederos especialmente diseñados, a fin de mantener constante la velocidad. El material que sedimenta puede eliminarse manual o mecánicamente. Además, pueden añadirse dispositivos a las unidades de limpieza mecánica para extraer por lavado la mayor parte de la materia orgánica presente en el cascajo.

Un tanque corriente de sedimentación está constituido por una cámara donde la sedimentación no se ayuda con coagulantes y no se retienen ni los sólidos sedimentados ni el cieno para efectuar la digestión. Generalmente la remoción del cieno y la nata se realiza en forma mecánica. Puede utilizarse cualquier método disponible para eliminar el material ligero en suspensión.

Las suspensiones fluctuantes poseen poca o ninguna velocidad de asentamiento. Aunque pueden estar presentes en las aguas negras crudas se encuentran con mayor frecuencia

cuando los efluentes de las unidades de cieno activado sufren una sedimentación secundaria. Estas suspensiones pueden eliminarse pasando el flujo entrante de aguas negras hacia arriba a través de un colchón de material floculento (tanque de sedimentación de flujo vertical). El objetivo es producir una acción de barrido mecánico en el cual las partículas más pequeñas se adhieren a las partículas mayores, que tendrán entonces suficiente peso para asentarse. Otro método de remoción emplea una cámara interior equipada con pantallas que giran y agitan el líquido, para ayudar a la formación de flocúlos o coágulos más pesados. Pueden obtenerse los mismos resultados agitando con aire. Parte del cieno sedimentado se hace subir con aire y mezcla con los flocúlos para formar un conglomerado con mejores características de asentamiento.

El diseño de un tanque de sedimentación debe basarse en la velocidad de asentamiento de la partícula más pequeña que se desea eliminar. La profundidad no debe ser mayor de la necesaria, para impedir el arrastre y acomodar los mecanismos de limpieza. El área superficial del líquido es más importante que la profundidad. Por tanto se mantiene la profundidad a unos 10 pies o menos (en las paredes laterales). El requisito de la cantidad de asentamiento superficial es, en general, de 600 galones por pie cuadrado por día para el tratamiento primario y 800 a 1000 para todos los otros tanques. Normalmente el periodo de detención es de 2 horas. Estos tres parámetros de diseño deben ajustarse, ya que cada uno de ellos depende del otro para un flujo dado de diseño (flujo diario promedio en una planta).

Los tanques rectangulares se construyen como unida-

des con varetes comunes. El ancho por unidad llega hasta 25 pies, la longitud mínima debe ser, por lo menos, 10 pies. La relación longitud-ancho no debe exceder de 5:1. Los diseños finales pueden determinarse por las dimensiones de los equipos disponibles para eliminar el cieno.

Debe proveerse la remoción de cieno según un programa uniforme. Si no se elimina el cieno, habrá gasificación y aparecerán grandes bloques de cieno en la superficie. Se deben romper para que se asienten o quitarlos por medio del equipo de remoción de nata. En los tanques circulares, paletas radiales raspan el fondo y empujan el cieno a una tolva central de cieno. En los tanques rectangulares, la tolva se coloca cerca de la entrada, ya que en este lugar es mayor la acumulación del cieno. Las paletas que se mueven en el fondo, en dirección contraria al flujo de aguas negras, empujan el cieno hacia la tolva. En algunos tanques, es posible levantar estas mismas paletas hasta la superficie y, moviéndose con el flujo de aguas negras, llevan la nata hasta el extremo de salida. Una vez allí, puede atraparse la nata por medio de un desviador hasta que la extraiga un dispositivo de remoción de natas.

El tiempo real para el paso del flujo está afectado por la construcción de la entrada y salida. En los tanques circulares, las entradas están sumergidas en el centro del mismo. Las aguas negras suben dentro de un desviador que se extiende hacia abajo, a fin de amortiguar las corrientes. El dispositivo de salida siemore es un vertedero circunferencial, ajustado a su nivel después de la instalación. El vertedero puede tener el borde agudo a nivel o provisto de ranuras en V, separadas aproximadamente 1 pie o menos.

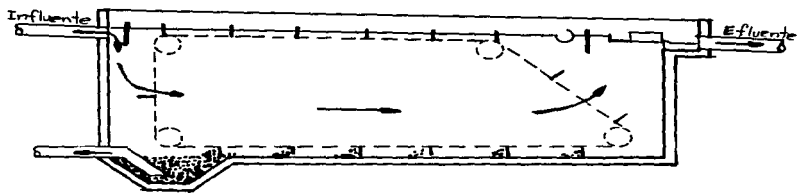


Fig. Diagrama esquemático de un tanque de sedimentación rectangular

Las ranuras permiten el flujo más constante, ya que están menos afectadas por diferencias locales en la elevación del vertedero y la tensión superficial. Para tanques rectangulares, las entradas también pueden ser sumergidas, pero está en un extremo. Más a menudo se traen las aguas negras hasta una piletta que tiene un vertedero que se extiende a todo el ancho del tanque. El flujo, entonces, se mueve hacia adelante con menos circuitos cortos. En la salida, para proveer suficiente longitud de vertedero, se utiliza una artesa. Esta consiste en una serie de conductos poco profundos y estrechos como un dedo y colocados a nivel del agua y que reciben el flujo de ambos lados. Cada dedo se conecta a una descarga común. La carga normal del vertedero no debe exceder de 10000 galones por pie lineal de vertedero por día en plantas pequeñas, o 15000 en unidades, que manejan 1 millón de galones por día.

La precipitación química se utiliza a veces para mejorar el efluente que proviene de la sedimentación. El proceso será similar al de la clarificación del agua. El alto costo de los productos químicos y el grado intermedio de tratamiento que se obtiene con los productos químicos han impedido el uso general de este proceso. Sin embargo, se ha encontrado que la precipitación química es útil en tratamientos especializados. Como ejemplos de este tratamiento se tienen la remoción del fósforo, la prensación de lodos para filtración o deshidratación y la remoción de trazas de metal.

El alumbre, el cloruro férrico, el sulfato férrico, la cal, el aluminato de sodio, el cloruro ferroso, el sulfato ferroso y los polielectrolitos, son sustancias químicas utilizadas para acelerar el precipitado. La coagulación resul-

tante es, en realidad, el resultado de un grupo complejo de reacciones que incluyen los productos de hidrólisis de las sustancias químicas añadidas. La eficacia de los diversos productos químicos depende de las condiciones en que se usan y de los tipos de desechos.

Tiene que haber un pH óptimo y una dosificación óptima para una coagulación eficaz de los desechos. Por consiguiente, las dosificaciones se determinan por ensayos (pruebas de tarro). También es deseable medir el potencial zeta (un potencial eléctrico relacionado con la estabilidad de las partículas y usado, por tanto, en el control de la coagulación) y el contenido de fosfato.

Los requisitos del diseño incluyen el mezclado rápido, velocidades en la periferia de las paletas del mezclador menores de 5 pies/s, control de la concentración de la mezcla, niveles mínimos del colchón de cieno, y el movimiento horizontal controlado del agua más clara por el espaciamiento de las artesas y los vertederos y por el control de la cantidad de rebose de los vertederos.

I.7 Métodos de tratamiento de las aguas negras con lodos activados (cienos activados)

Los lodos activados constituyen un proceso de tratamiento biológico de las aguas residuales en el que la mezcla de ésta y de lodo activado (licor) es agitada y aerada en tanques, originando que la materia orgánica disuelta o finamente dividida se convierta en flóculos de lodo, los que posteriormente son removidos por sedimentación.

La eficacia del proceso depende de que se conserve un nivel mínimo de oxígeno disuelto constante de 2 ppm en el seno de las aguas residuales durante todo el tratamiento.

Las etapas sucesivas que caracterizan al proceso son las siguientes:

- a) Mezclado (lodos activados con aguas a tratar).
- b) Aereación y agitación del licor mezclado durante el tiempo necesario.
- c) Separación de los lodos activados del licor mezclado.
- d) Recirculación de la cantidad adecuada de lodos activados para mezclarlos con las aguas negras frescas.
- e) Disposición del exceso de lodos activados (digestión, espesamiento, deshidratación y secado).

Las etapas constitutivas de un proceso de lodos activados son las que a continuación se indican.

- a) Fase líquida.
 1. Sedimentación primaria.
 2. Aereación.
 3. Sedimentación secundaria.
 4. Cloración.
- b) Fase sólida (lodos).
 1. Lodos de la sedimentación primaria al espesador o al digestor.
 2. Lodos de la sedimentación secundaria.
 - a) Recirculación a los tanques de aereación.
 - b) Exceso de lodos al influente de la sedimentación primaria.

c) Exceso de lodos al espesador o al digestor.

Proceso de lodos activados.

1. Proceso convencional (véase fig. I.5). Este proceso es capaz de lograr la mayor purificación de las aguas residuales que ningún otro método, exceptuando la filtración intermitente en arena. Para que este proceso cumpla con su propósito es necesario que se satisfagan los requisitos siguientes:

a) Mantener en el tanque de aereación un contenido de oxígeno disuelto no menor de 2 ppm durante todo el tiempo.

b) El tiempo de aereación recomendable es de 4 a 8 horas con aire difundido y de 9 a 12 horas si la aereación es mecánica.

c) La proporción óptima de recirculación de lodos activados varía en cada instalación y con diversos factores de carga siendo del 20 al 30% del gasto de las aguas negras para aire difundido y del 10 al 20% para unidades de aereación mecánica.

d) El contenido óptimo de los sólidos suspendidos en el tanque de aereación varía de 1000 a 2500 ppm con aire difundido y de 600 a 1200 ppm con aereación mecánica. Este contenido se controla en función de la cantidad de los sólidos que se recirculan.

e) Un índice volumétrico de lodos de 100 y una edad de tres a cuatro días es normal en la mayoría de las plantas.

f) Las sobrecargas orgánicas (periódicas o repentinas) ocurridas como consecuencia de recircular grandes cantidades de licor sobre nadante del digestor de lodos a los tanques primarios, o por aportaciones de desechos industriales que tengan una DBO excesiva, o que contenga sustancias quí-

micas tóxicas, será motivo de dificultades en la buena operación de la planta.

g) El abultamiento de lodos manifestado por una deficiente sedimentación, arrastrando sólidos al efluente de la planta puede motivarse por varias causas, a saber:

1. Disminución del periodo de aereación por incremento del flujo o por cortocircuitos ocurridos dentro del tanque.
2. Aportación de desechos industriales de alto contenido orgánico o de sustancias tóxicas.
3. Aereación insuficiente que evite que se tenga una concentración de oxígeno adecuada dentro del tanque.
4. Aguas negras sépticas provenientes de la sedimentación primaria.
5. Proliferación de hongos que forman filamentos en los lodos.

2. Aereación escalonada. (Véase la fig. I.6). La aereación escalonada representa una variante al proceso convencional de lodos activados y también se le designa como aereación por pasos. En este proceso las aguas negras ingresan al tanque por diversos lugares, pero todos los lodos circulares se introducen en el primer punto de entrada, por lo que la concentración de sólidos en el licor mezclado es mayor en la primera etapa y disminuye en las etapas subsiguientes, es decir, en las otras entradas.

Esto permite regular la cantidad de sólidos que se mantienen en aereación y que se tenga un proceso equivalente al convencional, pero en casi la mitad del tiempo, siempre y

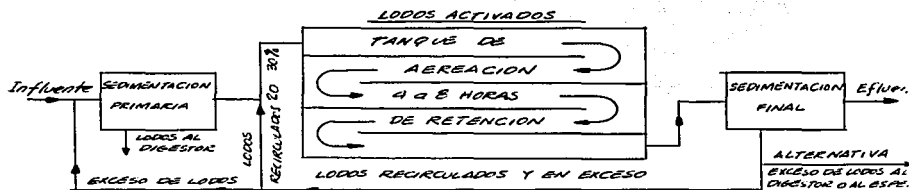


Figura I.5 PROCESO CONVENCIONAL DE Lodos Activados

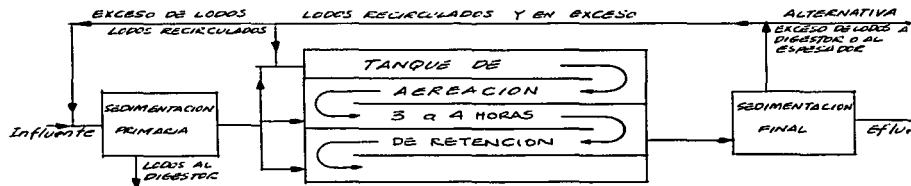


Figura I.6 AERACION ESCALONADA

cuando se mantenga la edad de los lodos entre tres y cuatro días. Obviamente, esta alternativa resulta más económica.

3. Aereación graduada. (Véase la fig. I.7). Este proceso se basa en el concepto de que sostiene mayor cantidad de aire durante el principio de periodo de aereación, razón por la cual la cantidad de oxígeno suministrado es mayor en la sección de entrada del tanque de aereación. Las ventajas que éste método reporta son un mejor control del proceso cuando se presentan cargas repentinas y una disminución en el costo de operación.

4. Aereación modificada. (Véase la fig. I.8). Esta variante del proceso de lodos activados se conoce también como tratamiento intensivo. Es aplicable cuando las aguas receptoras requieren que se efectúe un mayor grado de tratamiento que el obtenido con el primario, pero no mayores abatimientos de la DBO y de los sólidos suspendidos que el que corresponde al proceso convencional.

En este proceso, las aguas crudas o sedimentadas se mezclan con un 10% de los lodos de recirculación y se aerean durante un periodo de una o dos horas solamente. Los sólidos suspendidos del licor mezclado disminuyen a menos de 1000 ppm lo cual permite que sean menores los requerimientos de aire. Este proceso hace posible un ahorro en los costos de construcción y operación de la planta; asimismo, requiere de una superficie menor que la que demanda el proceso convencional.

5. Aereación activa. (Véase la fig. I.9). Se refiere a un tratamiento convencional de lodos activados por etapas con un periodo menor de aereación.

El aire suministrado se aplica con mayor proporción en la sección de entrada y disminuye gradualmente en lo subsecuente:

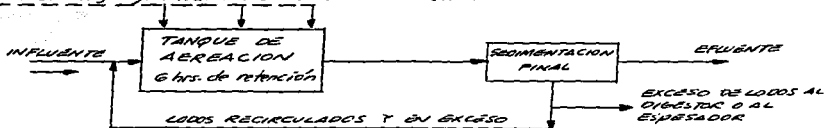


Figura I.7 AERACION GRADUADA

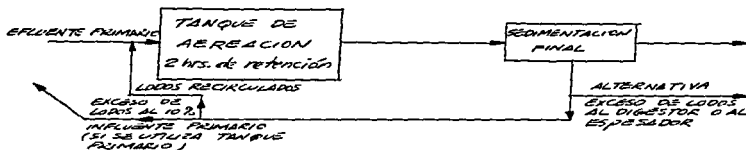


Figura I.8 AERACION MODIFICADA

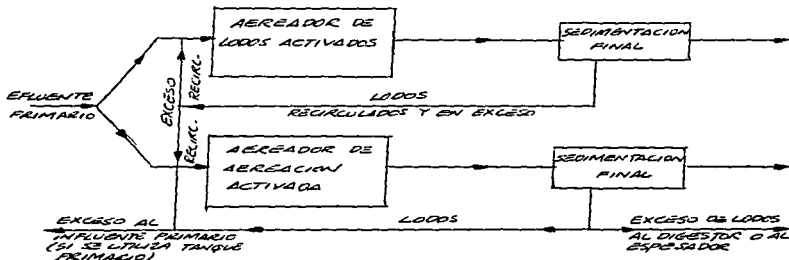


Figura I.9 AERACION ACTIVADA

El cultivo que se produce en la sección de lodos activados y que en general se desperdicia como exceso de lodos, se pasa a una sección de aereación activada que recibe también una porción del gasto de aguas negras sedimentadas que se envían ahí con una baja concentración de sólidos de unos 200 a 400 ppm. Se disponen tanques de sedimentación final para ambas secciones yendo a dar los efluentes a las aguas receptoras.

Variando la proporción del gasto total de aguas negras entre las dos secciones de la planta, así como otros factores de operación el proceso de aereación activada ofrece una gran flexibilidad y un amplio margen de eficiencia.

6. Estabilización por contacto. (Véase la fig. I.10). Se refiere a una modificación más del proceso convencional de lodos activados. En este método los lodos biológicamente activos se ponen en contacto íntimo con las aguas negras durante un lapso de 15 a 30 minutos solamente, en el tanque de contacto, tiempo durante el cual los lodos activados absorben un gran porcentaje de materia contaminante suspendida, coloidal y disuelta de las aguas negras. El siguiente paso se verifica en el tanque de sedimentación del cual se separan los lodos y se pasan a un tanque regenerador en el que se estabilizan por medio de aereación. Esta modificación es recomendable en el caso de desechos industriales debido a que todo el suministro de lodos que se siembra no es vulnerable a las cargas reventinas en virtud de mantenerse la mayoría de la semilla bajo aereación por separado.

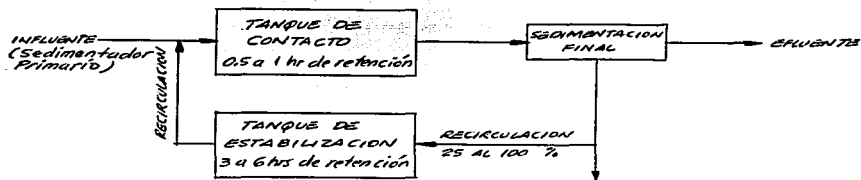


Figura I.10 ESTABILIZACION POR CONTACTO

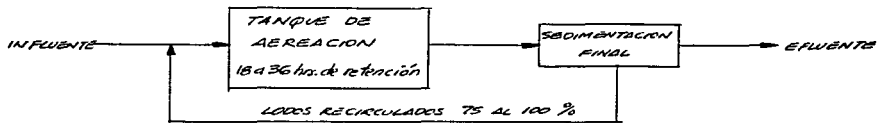


Figura I.11 AERACION EXTENDIDA

Como procesos complementarios relativos al tratamiento de las aguas residuales se tienen: la aereación extendida y los canales o zanjas de oxidación.

7. Aereación extendida. (Véase la fig.I.11). Este proceso se basa en el principio de que el dimensionamiento del tanque de aereación corresponde a un tiempo de retención tal, que la masa total de la población microbiana se reduzca a la misma tasa con respecto a los nuevos microorganismos que se producen. En síntesis, el sistema considera que los kilogramos de células producidas por día sea equivalente a los kilogramos de células destruidas en igual intervalo, sin producción de exceso de lodos. La producción de células nuevas dependerá de la cantidad de DBO removida.

8. Zanjas de oxidación. Constituyen una variante al proceso de aereación en circuito cerrado tipo "carrousel" con un dispositivo de aereación y mezclado integrado por un cenillo o rotor instalado en los cambios de dirección a la entrada de cada tramo. El proceso considera recirculación de lodos y sedimentación secundaria.

Datos de proyecto. Por lo que concierne a los datos de proyecto racional de los sistemas de tratamiento de base de lodos activados se dispone de varias opciones, siendo más usuales las siguientes:

- a) Planta convencional de lodos activados y sus variantes.
- b) Planta de estabilización por contacto.
- c) Plantas de aereación en dos etapas o pasos
- d) Planta de aereación extendida.

Las opciones a) y b) son recomendables para plantas de tratamiento de grandes capacidades (de 200 lps en adelante) y se refieren a mezclado completo e incompleto con aereación y retorno de lodos y niveles de carga desde 0.2 a 0.5 kg., DBO 5/kg MLSS (concentración de los sólidos suspendidos en el licor mezclado, del tanque de aereación en mg/l) y de 0.15 a 0.2 kg., DBO 5/kg MLSS.

La aereación para fines de mezclado incompleto o completo podrá suministrarse con equipo de alta o baja velocidad. Técnicamente estos últimos son más eficientes; sin embargo, en la práctica requieren de una mayor inversión y presentan problemas en su operación. La aereación se puede suministrar por dos métodos.

1) Este tipo de aereación se puede proporcionar de dos maneras: - Cuando el aire es aplicado por medio de burbujas que se difunden en el fondo de la laguna a través de medios porosos (difusores o boquillas en brazos levadizos).

- Cuando se aplica por grandes orificios (difusores chorro).

2) Aereación mecánica. Es aquella que se produce por medio de equipos mecánicos mediante la agitación de las aguas negras confinadas. Los equipos citados satisfarán los requisitos siguientes:

- Aereadores fijos, de turbina constituidos por un motor con o sin reductor de velocidad.

- Aereadores móviles, de flujo axial integrados por un motor, flotadores y tubo de aspiración.

La cantidad de aire requerida es función de los factores siguientes:

- a) La carga de DBO.
- b) Calidad de los lodos activados.
- c) La concentración de los sólidos.
- d) La eficiencia deseada en el abastecimiento de la DBO.

La cantidad básica necesaria será la que mantenga en el seno de las aguas negras un mínimo de 2 ppm de oxígeno disuelto bajo cualquier condición de carga de DBO dentro del tanque, exceptuando las inmediaciones de las alimentaciones.

Cuando se trata de aire difundido, la cantidad de aire que se agrega se expresa en m^3 de aire por m^3 de aguas negras. Esta cantidad oscila entre 3.75 y 11.25 (0.5 a 1.5 pies cúbicos de aire por galón de aguas negras).

Es más apropiado expresar estos valores de m^3 de aire por kg de DBO que es preciso eliminar, estimándose como un valor usual para aguas residuales domésticas el de 62.3 m^3/kg de DBO (1000 pies cúbicos por lb de DBO) debiendo rendir el sistema de aereación hasta un 150% de esta capacidad.

I.8 Cloración

Como tratamiento único o final por el que se procesan las aguas residuales, con el fin de :

1. Destruir los microorganismos indeseables (desinfección).
2. Controlar olores (v.g. H_2S).

Normalmente por su bajo costo se usa en forma líquida. Otras formas son las de los compuestos clorados: clorurada, hipoclorito de calcio, hipoclorito de sodio y bioxido de cloro. Estos compuestos se utilizan en circunstancias particulares, previo análisis económico con el del cloro líquido.

El cloro líquido se obtiene en :

1. Cilindros de 50 a 70 kgs.
2. Tanques de 1000 kg (1 ton).
3. Carros tanques de varias toneladas.

Los compuestos clorados se obtienen de acuerdo a su forma sólida o líquida en recipientes de diferente material.

La dosificación del cloro varía de acuerdo a:

	Dosis (mg/lit)
Agua residual bruta	20 a 30
Agua residual con tratamiento preliminar y primario	15 a 20
Agua residual con tratamiento completo:	
1) Filtros biológicos	4 - 8
2) Lodos activados	8 - 5
3) Lagunas de estabilización	5 - 10

El residual varía entre 0.3 mg/l a 1.0 mg/l, valor medio 0.5 mg/l.

Con el fin de asegurar el contacto real del agua residual con el cloro se debe usar un tanque, sugiriéndose el de chicanas con flujo horizontal, para cuyo cálculo hidráulico se puede proceder como se indica para tanques de mezcla o floculación.

El tiempo de contacto será de:

1. 15 minutos (mínimo) para el gasto máximo.
2. 20 minutos para el gasto medio.

Equipo para alimentación del cloro.

1. Si se usa cloro líquido, los dosificadores (cloradores) pueden ser:

- a) Cloradores de gas.
- b) Cloradores a solución.

Estos últimos pueden ser de dos tipos de:

- + Alimentación a presión.
- + Alimentación al vacío.

Las características de los cloradores a) y b) y modalidades son proporcionadas por los fabricantes.

2. Si se usan compuestos clorados (dosificadores-hipocloradores), sus características son proporcionadas por los fabricantes. Se puede utilizar hipocloradores de construcción local, para lo cual se debe consultar el "Instructivo para estudio de abastecimiento de agua potable, Programa Coplamar".

CAPITULO II. BASES DE DISEÑO

- II.1 Parámetros normativos y de diseño
- II.2 Evaluación del consumo y cargas de entrada
- II.3 Material Sernible
- II.4 Tanque de control del flujo del influente
- II.5 Biotratamiento (Tanques de aereación)
- II.6 Requerimientos nutricionales de la biomasa
- II.7 Acción germicida del cloro

CAPITULO II. BASES DE DISEÑO

II.1 Parámetros normativos y de diseño

La planta será de proceso convencional de lodos activados con aereación extendida, también conocido como de oxidación total, operada a carga constante, basada en la minimización del exceso de lodos, mediante el incremento del tiempo de residencia y el mantenimiento de una baja cantidad de materia orgánica. Con esto se logrará consumir casi todo el lodo degradable por respiración endógena.

Las bases de diseño para esta planta se presentan a continuación, y están en función de los parámetros limitantes requeridos por la reglamentación nacional para los efluentes de la misma y criterios de buena práctica de Ingeniería Sanitaria.

PARAMETROS NORMATIVOS

PARAMETROS	REQUERIDO POR LA NORMA	RANGO DE DISEÑO
SST	300 ppm	
DBO5	30 - 80 ppm (♦)	
DQO	300 ppm	
pH	6.0 - 9.0 U _p H	
GRASAS Y ACEITES	15 ppm	
DETERGENTES	3.0 ppm	
TEMPERATURA	35°C	
COLIFORMES TOTALES	20 000 NMP/100 ml	
MATERIA PLOTANTE	diámetro < 3 mm	

DQO = Demanda química de oxígeno

pH = Potencia de hidrógeno

Este proceso será diseñado para que la producción de lodos por día se mantenga en equilibrio con relación a la carga orgánica en el influente, con base a la tabla siguiente

PARAMETROS DE DISEÑO PARA EL BIOTRATAMIENTO

PARAMETRO	RANGO	DISEÑO	UNIDADES
RELACION DBO5/BIOMASA	0.05 - 0.2	0.2	N/A
CARGA	100 - 2400	200	Kg de DBO5/M ³ /Día
CONSUMO OXIGENO	0.6 - 2.4	2.4	Kg de O ₂ /Kg de DBO5
PRODUCCION DE SOLIDOS SUSPENDIDOS	0.3 - 0.8	0.75	Kg/Kg de DBO5
RELACION FLUJO/SUPERFICIE	33		M ³ /M ² /Día
TIEMPO DE RESIDENCIA	4 - 8	8	Ha
PROFUNDIDAD MINIMA	3	3	M
RETORNO DE BIOMASA	35 - 50	50	%
SOLIDOS EN LA BIOMASA	4		%
RELACION DBO/N/P	100/5/1		
RETENCION HIDRAULICA	16 - 36	23	Ha

PARAMETROS DE DISEÑO PARA LA EVALUACION DE LA BIODEGRADABILIDAD

TIEMPO DE REACCION hs	DQO ppm	SOLIDOS SUSPENDIDOS EN EL LICOR MEZCLADO ppm
0	680	2000
1	450	2190
2	300	2210
3	170	2200
4	130	2210
5	115	2090
24	102	1860

RESULTADOS

TIEMPO hs	DBO5 ppm	DQO nom	SSVLM ppm	SSLM ppm
24	102	102	1636	1860

A las 24 horas la DBO5 que era del 35% de la DBOu (4.2 ppm) es igual a la DQO. Los sólidos Volátiles del Licor Mezclado (SSVLM) son el 88% de los Sólidos Suspendedos en el Licor Mezclado (SSLM).

Con los datos anteriores y con la aplicación de una ecuación de pseudoprimer orden y con la DQO no degradable, que es igual a $102 - (4.2/0.35) = 90$ (DQO - 90), se obtiene la tabla siguiente:

RESULTADOS ESPERADOS DE LA BIODEGRADACION

TIEMPO hs	DQO degradable ppm	SSLM ppm (promedio)	SSLM ppm (promedio esperado)
0	590	2000	0.0
1	360	2190	2055
2	210	2210	2060
3	90	2200	2070
4	40	2210	2100
5	25	2090	2000

El tratamiento preliminar se iniciará con la operación de cribado, para lo cual se plantea un dispositivo consistente en una serie de rejillas que evitarán el paso de sólidos gruesos hacia aereadores; para lograr este propósito se requiere la instalación de rejillas con 1.0 cm de separación. colocándose en la parte superior de la rejilla una plataforma metálica perforada para colocar sobre ella temporalmente los productos de la limpieza; Las perforaciones tienen por objeto permitir la eliminación del exceso de agua que impregna a la materia gruesa (ver fig. II.1).

Posteriormente deberá tener un proceso de desarena-
do el cuál consistirá básicamente en la eliminación de canti-
dades relativamente grandes de ciertos sólidos inorgánicos
tales como arena, grava, cenizas, etc., así como otro tipo
de materiales sólidos pesados, con velocidades de sedimenta-
ción o densidad específica substancialmente mayor que la de
los sólidos orgánicos putrescibles.

Debido a que esta "arena" origina ciertos problemas en el equipo y en algunos de los procesos dentro de una planta de tratamiento, es necesario eliminarla, razón por la cual es necesario incluir cámaras desarenadoras dentro de los procesos normales de tratamiento. La eliminación de la arena acarrea los beneficios siguientes:

- 1). Proteger los equipos mecánicos especialmente de bombeo contra la abrasión y desgaste excesivos.
- 2). Reducir la incidencia de taponamiento de las tuberías y conductos debido a la acumulación de material.
- 3). Reducir la frecuencia del desalojo de lodos en los sedimentadores y limpieza de los mismos debido a la acumulación de arena.

Para este efecto se está proponiendo dos cámaras desarenadoras tipo canal cuyo objetivo consiste en disminuir la velocidad del agua lo suficiente para permitir que se depositen los sólidos inorgánicos pesados manteniéndose en suspensión el material orgánico, consiguiéndose el tiempo de retención instalando vertederos proporcionales al final de cada uno de los dos canales; es de señalar que estos dos canales deberán tener una tolva colectora de arenas como se puede ver en la fig. II.2.

Posteriormente a esta sección serán instaladas dos tanques de aireación constituidos cada uno por un tren de difusores de aire para obtener una eficiencia de remoción de DBO5 de 85 a 95%; es precisamente en esta área de proceso en donde se logra consumir casi todo el lodo degradable por respiración endógena.

En la fig. II.3 se pueden ver tanto el diagrama de flujo del proceso como la gráfica y aportación de oxígeno que corresponde al sistema planteado.

De los tanques de aireación, por gravedad, el licor mezclado pasará el proceso de clarificación, el cual consistirá de una separación de los lodos floculados en dos tanques de sedimentación, de estos, con una capacidad de recirculación de un 50% de los mismos a los tanques de aireación y el restante enviado para su disposición final o un tanque digestor opcional.

Se plantean dos lechos de arena, uno de los cuales funcionará como filtro final del residual proveniente de los tanques sedimentadores y el otro para el secado de los excedentes de lodos y posterior remoción del lodo deshidratado en forma manual por paleo, reponiendo inmediatamente después la capa de arena perdida procurando conservar el espesor adecuado, estos lechos operarán alternativamente (ver fig. II.4).

Posteriormente el agua será enviada a un tanque tipo laberinto para la adición de cloro y vertido final del agua residual.

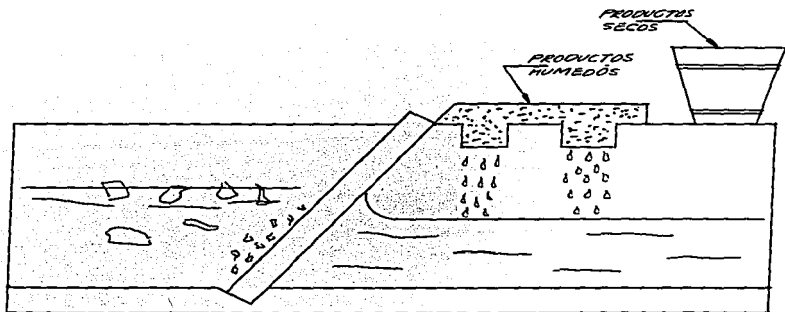
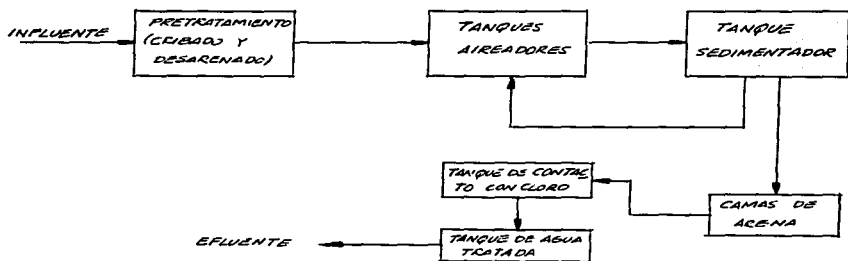


Figura II.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR

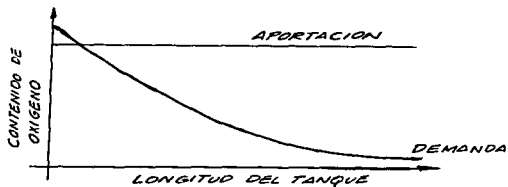


- | | |
|--------------------------|--------------|
| 1. CANALES DESARENADORES | 3. TOLVAS |
| 2. REJILLAS | 4. COMPURTAS |

Figura II.2 DESARENADORES DE VELOCIDAD CONSTANTE



(a)



(b)

Figura II.3 (a) DIAGRAMA DE FLUJO y, (b) GRAFICA DE DEMANDA Y APORTACION DE OXIGENO

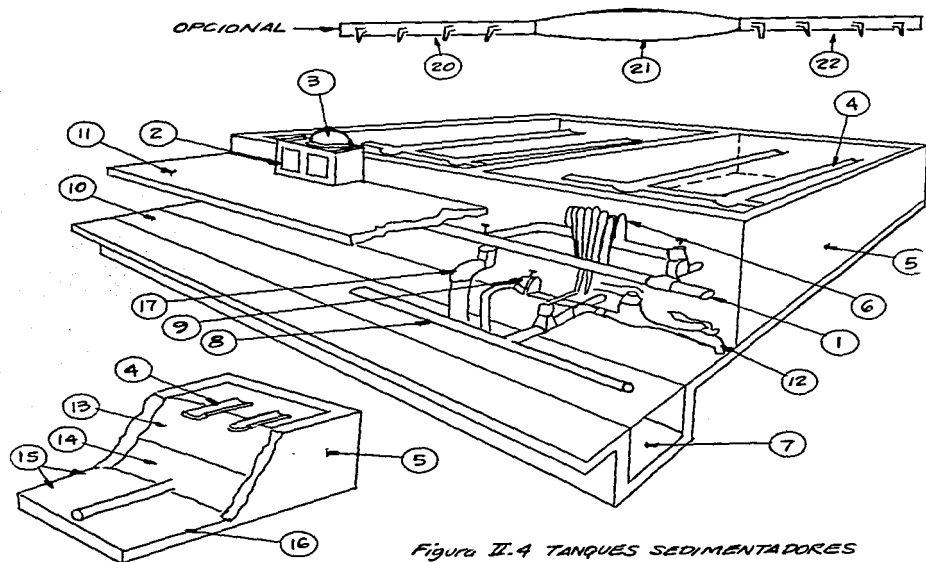
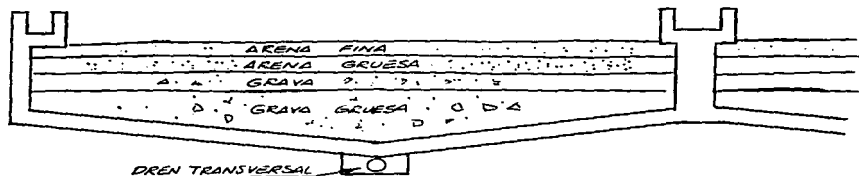


Figura II.4 TANQUES SEDIMENTADORES



CORTE LONGITUDINAL

Figura II.4 TANQUES SEDIMENTADORES
(Continuación)

1. Afluente
 2. Mesa de operación
 3. Indicadores de gasto y pérdida de agua
 4. Canales de lavado de lecho filtrante
 5. Tanque de concreto para el filtro
 6. Líneas de presión a válvulas
 7. Dren
 8. Línea para lavados
 9. Salida de drenaje
 10. Piso de la galería de tuberías
 11. Piso de operación
 12. Efluente al tratamiento secundario
 13. Arena de filtración
 14. Grava del filtro
 15. Laterales perforados
 16. Piso del filtro
 17. Dren del filtro
 18. Tubo múltiple de hierro colado
 - 20 y 22. Rastras inyectoras del afluente
 21. Separador de rastras inyectoras
- } opcional

II.2 Evaluación del consumo y carga de entrada

Con base a la información proporcionada por la CCC-Dos Bocas, Ingeniería del PNLV y la GRTS, se obtuvo el aforo de captación de la planta y una estimación de consumos de agua:

ESTIMACION DE CONSUMO

CONSUMOS ESTIMADOS DE AGUA

EQUIPO	CONSUMO	UNIDAD	VECES /DIA	TOTAL LITROS
Regadera	100	l/persona	40	4000
Bebedero	4	l/uso	1200	4800
Lavamanos	6	l/uso	3600	21600
Taza de baño	20	l/uso	2400	48000
Fregaderos	20	l/uso	500	10000
Misitorios	10	l/uso	4900	49000

CONSUMO TOTAL DE AGUA POR DIA: 136400

Número de personas 1200

CONSUMO DIARIO POR PERSONA: 113.6

COMPOSICION DE LA DESCARGA
EN BASE A COMPOSICION TIPICA DE DRENAJES MUNICIPALES

ESTIMACION ALTA

CALCULO DEL No. DE PERSONAS

Personas CGC-Dos Bocas 300
Personas Ingeniería PNLV 600
Personas GRPS 300
Número de personas: 1200
Descarga por persona: 242.3 l/persona/día (default=242.3)
Concentración: ALTA
Flujo por día: 290.75 m³/día

RESULTADOS

Constituyente	Concentración			Carga/día Kg
	baja mg/l	media mg/l	alta mg/l	
Sólido· totales	350	720	1200	348.91
disueltos	250	500	850	247.15
fijos	143	370	525	152.65
volátiles	105	200	325	94.50
Sólidos suspendidos totales	100	270	350	101.77
fijos	20	55	75	21.81
volátiles	80	195	275	79.96
Sólidos sedimentables (ml/l)	5	10	20	5815 litros
DBO5 a 20 °C	110	220	400	116.30
Carbón orgánico total	80	160	290	84.32
Demanda Química de Oxígeno	250	500	1000	290.76
Nitrógeno total como N	20	40	85	24.71
orgánico	8	15	35	10.18
amoníaco libre	12	25	50	14.54
Nitritos	0	0	0	0.00
Nitratos	0	0	0	0.00
Fósforo total como P	4	8	15	4.36
orgánico	1	3	5	1.45
inorgánico	3	5	10	2.91
Cloruros *	30	50	100	29.08
Alcalinidad como CaCO ₃ *	50	100	200	58.15
Grasa	50	100	150	43.61

NOTAS

* No incluye la contribución del agua de entrada.
mg/l para todos los constituyentes, excepto para los sólidos
sedimentables: ml/l.
La carga está dada en kg.

COMPOSICION DE LA DESCARGA
EN BASE A COMPOSICION TIPICA DE DRENAJES MUNICIPALES

ESTIMACION PROMEDIO

CALCULO DEL No. DE PERSONAS

# Personas CCC-Dos Bocas	300
# Personas Ingeniería PNLV	600
# Personas GRPS	300
Numero de personas:	1200
Descarga por persona :	242.3 l/persona/día (default=242.3)
Concentración :	MEDIA
Flujo por día :	290.8 M ³ /día

RESULTADOS

Constituyente	Concentración			Carga/día Kg
	baja mg/l	media mg/l	alta mg/l	
Sólidos totales	350	720	1200	290.35
disueltos	250	500	850	145.38
fijos	145	300	525	97.23
volátiles	105	200	325	58.15
Sólidos suspendidos totales	100	220	350	63.97
fijos	20	55	75	15.99
volátiles	80	165	275	47.98
Sólidos sedimentables (ml/l)	5	10	20	2905 litros
DBO5 a 20 °C	110	220	400	63.97
Carbón orgánico total	80	160	290	46.52
Demanda Química de Oxígeno	250	500	1000	145.38
Nitrógeno total como N	20	40	85	11.63
orgánico	8	15	35	4.36
amoníaco libre	12	25	50	7.27
Nitritos	0	0	0	0.00
Nitratos	0	0	0	0.00
Fósforo total como P	4	8	15	2.33
orgánico	1	3	5	0.87
inorgánico	3	5	10	1.45
Cloruros +	30	50	100	14.54
Alcalinidad como CaCO3 +	50	100	200	29.08
Grasa	50	100	150	29.08

NOTAS

+ No incluye la contribución del agua de entrada.
mg/l para todos los constituyentes, excepto para los sólidos
sedimentables: ml/l
La carga está dada en kg.

II.3 MATERIAL CERNIBLE

Basura en piezas grandes en los efluentes

Volumen de material:	0.02 m ³ /24 horas
Flujo:	300 m ³ /24 horas

RESULTADOS

Porcentaje:	0.006667 %
Producción	
por día:	0.02 m ³
por semana:	0.14 m ³
por mes:	0.60 m ³

OBSERVACIONES

Es de esperar el tener alrededor de 0.002-0.003 % de material cernible en los efluentes municipales. Este material se trata como basura. No se requiere equipo especial para separarlo.

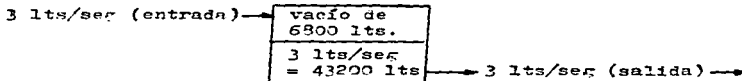
II.4 TANQUE DE CONTROL DEL FLUJO DEL INFLUENTE

Gasto máximo de las 3 descargas: 3 l/seg

La equivalencia en volumen del desplazamiento anterior (3 l/seg) es igual a:

$$\begin{aligned}(3 \text{ l/seg}) (3600 \text{ seg}) &= 10800 \text{ l/h} \\ (10800 \text{ l/h}) (4 \text{ h}) &= 43200 \text{ l/4 horas}\end{aligned}$$

Donde 4 horas corresponden a 4 horas de trabajo continuo sin desfogue, así el volumen de almacenamiento para proporcionar un flujo constante será de 43200 litros, con un aforo a 50000 litros con el fin de evitar presiones internas y facilitar la fluidéz. De esta manera, el tanque podrá almacenar libremente 43200 litros en 4 horas, al mismo tiempo que facilita la dinámica de movimiento (entrada y salida del influente) ya que como se definió al principio, la capacidad de captación y proceso de la planta de tratamiento es de 3 litros/seg, este parámetro define la salida del tanque, y el gasto máximo de los tres influentes es de 3 litros/seg, se establece el equilibrio siguiente:



Las medidas del tanque regulador serán de:

Largo: 4.0 M Ancho: 4.0 M Altura: 3.125 M

Con un ángulo de inclinación de 20° hacia la salida del influente.

II.5 BIOTRATAMIENTO. (TANQUES DE AERACION)

ESTIMACION ALTA

Flujo:	12.5 M ³ /hr.
Flr/F +:	0.5 (default = 0.5)
Tiempo de residencia:	8.0 hr. (default = 4-8)
DBO5 del influente:	400 mg/l
Alimento/biomasa:	0.2 (0.05-3.0)
Sólidos Susp. en el retorno:	10000 mg/l (default = 10000)

RESULTADOS PARA EL DISEÑO

Volumen del reactor:	150.0 M ³
Carga de entrada:	5.0 Kg de DBO5/hr
Carga/M:	0.8
Oxígeno requerido:	7 Kg/hr
Aire requerido:	28 Kg/hr
Lodos producidos:	4 Kg/hr

RESULTADOS PARA OPERACION

Sól. Susp. del Licor Mezcl: 2000 mg/l

OBSERVACIONES

Se requiere:

Verificar las concentraciones de Nitrógeno, Fósforo y Potasio en el influente y hacer el balance contra los requerimientos. Durante el arranque se recircula el 100% de los lodos, hasta obtener la concentración de biomasa deseada.

Flr/F es el flujo de lodos de retorno/Flujo del influente y tiene un valor normal de 0.45 (45% de recirculación) y 0.15 como mínimo.

Volúmen:	150 M ³
Profundidad o altura:	3 M
Relación largo/ancho:	3.0

RESULTADOS

TANQUE RECTANGULAR

Largo: 12.25 M

Ancho: 4.08 M

TANQUE CILINDRICO VERTICAL

Diámetro: 7.98 M

BIOTRATAMIENTO. (TANQUES DE ABRACION)

ESTIMACION PROMEDIO

Flujo:	12.5 M ³ /hr
Flr/F *:	0.5 (default = 0.5)
Tiempo de residencia:	3.0 hr (default = 4-8)
DBO5 del influente:	220 mg/l
Alimento/biomasa:	0.2 (0.05-3.0)
Sólidos Susp. en el retorno:	10000 mg/l (default = 10000)

RESULTADOS PARA EL DISEÑO

Volumen del reactor:	150.0 M ³
Carga de entrada:	2.75 Kg de DBO5/hr
Carga/M:	0.44
Oxígeno requerido:	3.95 Kg/hr
Aire requerido:	15.4 Kg/hr
Lodos producidos:	2.2 Kg/hr

RESULTADOS PARA OPERACION

Sól. Susp. del Licor Mezcl: 1100 mg/l

OBSERVACIONES

Se requiere:

Verificar las concentraciones de Nitrógeno, Fósforo y Potasio en el influente y hacer el balance contra los requerimientos. Durante el arranque se recircula el 100% de los lodos, hasta obtener la concentración de biomass deseada.

Flr/F es el Flujo de lodos de retorno/Flujo del influente y tiene un valor normal de 0.45 (45% de recirculación) y 0.15 como mínimo.

Volúmen:	75 M ³
Profundidad o altura:	3 M
Relación largo/ancho:	3.0

RESULTADOS

TANQUE RECTANGULAR

Largo:	8.66 M
Ancho:	2.89 M

TANQUE CILINDRICO VERTICAL

Diámetro:	5.64 M
-----------	--------

II.6 REQUERIMIENTOS NUTRICIONALES DE LA BIOMASA

EVALUACION ALTA

Flujo: 12.5 M³/hr
 DBO5 de entrada: 400 mg/l
 DBO5 de salida : 5 mg/l
 Nitrógeno total a la entrada: 10.0 mg/l
 Fósforo total a la entrada: 1.5 mg/l

RESULTADOS

Carga orgánica: 5.00 kg/hr
 Kg de DBO5 transformados : 4.94 kg/hr
 Requerimientos nutricionales: +
 Nitrógeno: 0.122 kg/hr
 Fósforo : 0.031 kg/hr

y

	kg/hr	Equivalentes de fósforo	kg/hr
Nitrógeno	0.122	Fósforo	0.031
NH ₃	0.149	Na ₃ PO ₄	0.162
NH ₄ OH	0.305	Na ₂ HPO ₄	0.140
NH ₄ HCO ₃	0.628	NaH ₂ PO ₄	0.118
(NH ₄) ₂ CO ₃	0.836	Na ₂ (PO ₃) ₆	0.514
NH ₄ Cl	0.465	Na ₅ P ₃ O ₁₀	0.302
NH ₄ H ₂ PO ₄ ⁺	1.001	NH ₄ H ₂ PO ₄ ⁺⁺	0.114
(NH ₄) ₂ SO ₄	1.150	Na ₄ P ₂ O ₇	0.267

OBSERVACIONES

+ sólo en nitrógeno

++ sólo en fósforo

Normalmente las aguas negras de origen municipal no requieren adición de nutrientes pero si lo requieren los efluentes industriales. La falta de nitrógeno, fósforo y potasio, estimulará el crecimiento de hongos filamentosos en la biomasa lo que a su vez causará mucha dificultad en el asentamiento de los lodos.

II.7 ACCION GERMICIDA DEL CLORO

EVALUACION ALTA

Número de microorganismos a $t = 0$: 50000 NMP/100 ml
Cloro residual a t minutos : 33 mg/l
tiempo, t : 6 minutos

RESULTADOS

Relación de sobrevivencia de coliformes: $9.92e-06$
Número de microorganismos a tiempo t : 0 NMP/100 ml

OBSERVACIONES

Se mejora aún más el proceso si el cloro se agrega en régimen altamente turbulento.

CAPITULO III. DISEÑO

- III.1 Diseño del tanque de control de flujo
- III.2 Diseño de aereadores, sedimentadores y filtros de arena
- III.3 Diseño del tanque clorificador
- III.4 Casa de bombas y cuarto de clorificado //

III.1 DISEÑO DEL TANQUE DE CONTROL DE FLUJO

Para efectos constructivos y ajustando las dimensiones respecto a las indicadas en las bases de diseño, se tiene:

Largo : 4.5 mts.
Ancho : 4.5 mts.
Altura : 2.5 mts.

Se desplantará al nivel 0.00; las cargas a considerarse son:

- Viento (2.5 mts. arriba del nivel 0.00)
- Sismo
- Empuje del terreno
- Empuje interior del agua
- Fuerzas de impacto (debidas al sismo)

Diseño del muro.

Se considerarán como vigas con un ancho unitario de 1.0 mts., se suondrá un análisis como catiliver.

Condiciones de diseño:

- 1). Tanque lleno. Empuje interior del agua (se considera sólo este empuje, debido a que en esta etapa de construcción se debe probar el tanque por una posible fuga).
- 2). Tanque vacío. Sólo cargas accidentales.
- 3). Cargas accidentales: sismo, viento y, fuerzas de impacto.

El peso específico del agua sin tratar es de $\gamma_a = 1.009 \text{ Ton/m}^3$, con un espesor de muro de 30 cm mínimo

Cargas:

- Carga muerta (CM)

$$\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3 \quad (\text{peso específico del concreto})$$

$$CM = 1.0 \times 0.30 \times 2.4 = 0.72 \text{ Ton/m}$$

- Carga viva (CV)

$$\gamma_a = 1.009 \text{ Ton/m}^3$$

$$CV = 1.009 \times 2.5 = 2.52 \text{ Ton/m}$$

- Cargas de viento (V)

Se considera una estructura del grupo B, tipo I y

zona 4.

VR = 160 km/h con un periodo de recurrencia de 50 años (velocidad regional)

$$VB = K \cdot VR \quad \text{donde } K = 1.0$$

$$VB = 160 \text{ km/h}$$

como $Z < 10$ mts., (altura de la estructura):

$$VZ = VB = 160 \text{ km/h}$$

VD = FR · VZ donde FR = 1.0 por ser del tipo I

$$VD = 160 \text{ km/h} \quad (\text{velocidad de diseño})$$

$$p = 0.0048 G C VD^2 \quad (\text{presión debida a viento})$$

donde

$$G = 1.0 \quad (\text{gradiente de altura})$$

$$C = + 0.75$$

$$C = - 0.68$$

} (coeficientes de presión y succión)

$$p = 0.0048 \times 1.0 \times (+0.75) \times 160^2 = 0.090 \text{ Ton/m}^2$$

$$p = 0.0048 \times 1.0 \times (-0.68) \times 160^2 = -0.084 \text{ Ton/m}^2$$

en la franja de 1.0 m.

$$V(\text{presión}) = + 0.090 \text{ Ton/m} \quad y,$$

$$V(\text{SUCCION}) = -0.084 \text{ Ton/m}$$

- Cargas de sismo (S)

Se considera una estructura del grupo B, tipo I, zona B y suelo tipo II

$$F_S = \frac{c}{Q} W \quad \text{donde} \quad c = \text{coeficiente sísmico} = 0.20$$

$$Q = \text{factor de ductilidad} = 1.5$$

$$W = \text{peso de la estructura (de la franja unitaria)}$$

por lo tanto $\frac{c}{Q} = \frac{0.20}{1.5} = 0.133$

$$F_{S1} = 0.133 \times (0.30 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.4) = 0.096$$

$$F_{S2} = 0.133 \times (0.30 \times 1.0 \times 2.0 \times 2.4) = 0.192$$

$$F_{S3} = 0.133 \times (0.30 \times 1.0 \times 2.5 \times 2.4) = 0.240$$

- Fuerzas de impacto debidas al sismo (F)

$$\text{Peso del agua } (W = 4.5 \times 4.5 \times 2.16 \times 1.009 = 44.13)$$

Masa del agua M_w

$$M_w = \frac{W}{g} = 4.5 \text{ Ton-seg}^2/\text{m}$$

H = altura del agua en el recipiente

$$H = 2.16 \text{ mts.}$$

L = mitad del claro del recipiente

$$L = 2.25 \text{ mts}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{2.16}{2.25} = 0.96 < 1.5 \quad \text{por lo tanto}$$

$$M_0 = \frac{\tanh(1.7 H/L) M_w}{1.7 H/L} = 0.567 M_w = 2.55 \text{ Ton-seg}^2/\text{m}$$

$$M_1 = \frac{0.52 \tanh(1.6 H/L) M_w}{H/L} = 0.494 M_w = 2.22 \text{ Ton-seg}^2/\text{m}$$

$$H_0 = 0.28 H (1 + \alpha (M_w/M_0 - 1)) = 0.90 \text{ mts}$$

$$H_1 = H (1 - 0.33 M_w/M_1 (L/H)^2 + 0.63 \beta L/H \sqrt{0.28 (M_w/M_1 \times L/H)^2 - 1})$$

$$H_1 = 1.20 \text{ mts.}$$

$$\begin{aligned}
 W_0 &= M_0 \times g = 2.55 \times 9.81 = 25.01 \text{ Ton} \\
 W_1 &= M_1 \times g = 2.22 \times 9.81 = 21.78 \text{ Ton} \\
 F_0 &= W_0 \times C = 25.01 \times 0.133 = 3.33 \text{ Ton} \\
 F_1 &= W_1 \times C = 21.78 \times 0.133 = 2.90 \text{ Ton}
 \end{aligned}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{esto es para} \\ \text{todo el tanque} \end{array}$$

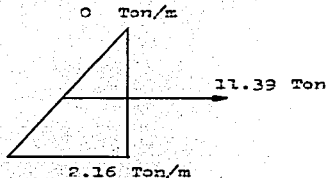
Combinaciones de carga

- 1.- 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 F
- 2.- 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 F + 1.97 E)
- 3.- 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 V)

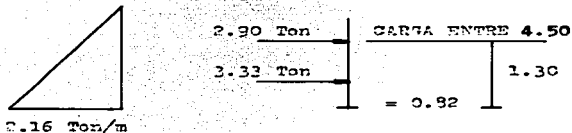
Condiciones para el diseño

- Tanque lleno

- 1.- 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 F



- 2.- 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 F + 1.97 E)



- Tanque vacio

$$3.- 0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ V})$$



0.174 Ton/m

Se diseñará para la combinación 2 y como viga en cantiliver, se tiene:

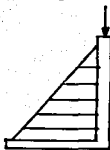
$$V = 2.25 \times 2.25 / 2 \times 4.5 \times 1.7 + 3.33 \times 1.97 + 2.9 \times 1.97$$

$$V = 31.01 \text{ Ton-m}$$

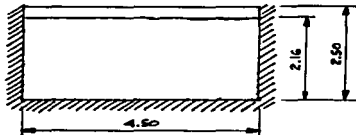
$$V = 31.01 \text{ Ton-m} / 4.5 \text{ m} = 6.89 \text{ Ton}$$

$$V = 26.67 \text{ T} / 4.5 \text{ m} = 5.92 \text{ Ton-m}$$

Las cargas últimas se multiplicarán por un factor de 1.3



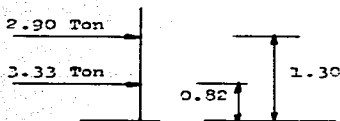
AGUA CARGA TRIANGULAR



2.16 Ton/m²

Sismo. Esta carga se considera triangular

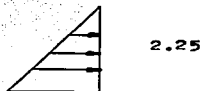
$$R = (2.90 + 3.33)/4.5 = 1.39 \text{ Ton/m}$$



$$U = 0.75 (1.4 \text{ CV} + 1.7 \text{ GV} + 1.7 \text{ P} + 1.97 \text{ E})$$

$$U = 4.70 \text{ Ton/m} \times 1.3 = 6.11 \text{ Ton/m}$$

CARGA LATERAL EQUIVALENTE



$$6.11 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Caso 1 } I_x/I_z = 4.5/2.16 = 2.08$$

$$2 = 1.145$$

$$3 = 0.145$$

$$- M_v = 0.10 \quad M_v (-) = 0.10 \times 6.11 \times 2.16^2 = 2.95 \text{ Ton-m @ m}$$

$$+ M_H = 0.01 \quad M_H (+) = 0.01 \times 6.11 \times 4.50^2 = 1.24 \text{ Ton-m @ m}$$

$$- M_H = 0.02 \quad M_H (-) = 0.02 \times 6.11 \times 4.50^2 = 2.47 \text{ Ton-m @ m}$$

Colocando acero mínimo tenemos $M_R = 6.95 \text{ Ton-m @ m}$

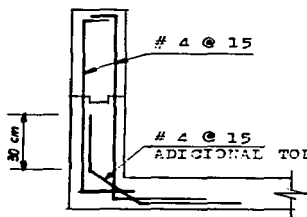
por lo tanto se colocará acero mínimo.

Cortante en la base $V_u = 6110 \text{ Kg}$

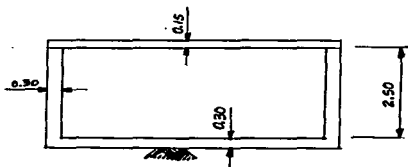
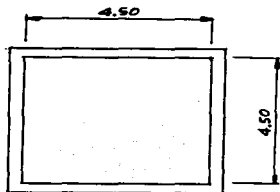
$$V_u = 6110/24 (100) = 2.54 \text{ Kg/cm}^2 < V_c$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 7.90 \text{ Kg/cm}^2$$

DETALLADO DEL REPUESTO



ALTURA DEL AGUA: 2.25 mts.



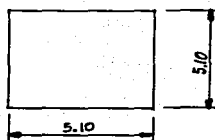
Peso del tanque vacio

Losa	5.1 X 5.1 X 0.3 X 2.4	=	18.72
Muros	5.1 X 2.5 X 0.3 X 2.4 X 2	=	19.36
	4.5 X 2.5 X 0.3 X 2.4 X 2	=	16.20
Losa	5.5 X 5.5 X 0.15 X 2.4	=	<u>10.80</u>
			64.17 Ton
Agua	4.5 X 4.5 X 2.16	=	<u>43.74</u> Ton
			107.91 Ton

Presión del terreno

$$q_u = 107.91 / 5.1 \times 5.1 = 4.15 \text{ Ton/m}^2 < 10 \text{ Ton/m}^2 \text{ (adecuado)}$$

Diseño de la losa de cimentación



Presión diferencial en losa
debido a presión del agua

$$P = \frac{64.17 \text{ Ton}}{5.1 \times 5.1} = 2.47 \text{ Ton/m}^2$$

$$U = 1.4 \times 2.47 = 3.46 \text{ Ton/m}^2$$

$$U = 3.46 \times 1.3 = 4.5 \text{ Ton/m}^2$$

Se considera losa apoyada empujada en los 4 bordes

$$M = K U L^2 \quad \text{para momentos negativos } K = -0.033$$

$$\text{para momentos positivos } K = 0.025$$

Momento negativo borde

$$M = -0.033 (4.5 \text{ Ton/m}^2)(5.1 \text{ m})^2 = 3.86 \text{ Ton-m @ m}$$

Momento positivo centro

$$M = 0.025 (4.5 \text{ Ton/m}^2)(5.1 \text{ m})^2 = 2.93 \text{ Ton-m @ m}$$

$$MR = \beta b d^2 f'c w (1 - 0.59 w)$$

$$w = \rho f_y / f'c \quad \rho = A_s / b d$$

$$\rho_{min} = 14 / f_y = 0.0033$$

$$\rho_t = \frac{A_1 - 0.95 f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.025$$

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_1 = 0.85$$

$$\rho = 0.75 \rho_h = 0.0189$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{\beta b f'c w (1 - 0.59 w)}}$$

$$M_{max} = 3.86 \text{ Ton-m} \quad w = 0.3175 \quad d = 8.15 \text{ para } 0.75 \rho_h$$

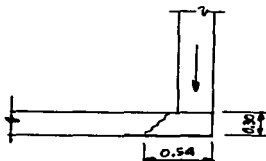
Colocando losa de 30 cm tenemos

$$d = 30 - 5 - 1 = 24 \text{ cm} \quad \text{acero mínimo} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\# 4 @ 15 \text{ cm}$$

$$M = 6.95 \text{ Ton-m @ m} \quad \text{con acero mínimo}$$

Cortante



Peso de losa arriba y muros

$$Vu = 19.72 + 19.36 + 16.2$$

$$Vu = 53.28 \text{ Ton}$$

$$Vu = 53.28 \text{ Ton} / (4 \times 4.5)$$

$$Vu = 2.96 \text{ Ton/m} + 0.54(0.3)(2.4)$$

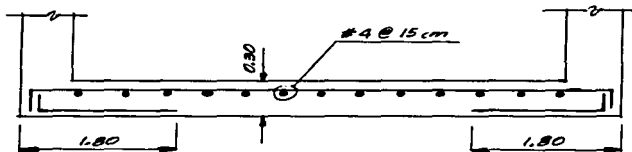
$$Vu = 2.96 + 0.39 = 3.35 \text{ Ton/m}$$

$$Vu = 1.4 (3.35)(1.3) = 6.10 \text{ Ton/m}$$

$$Vc = 0.5 \sqrt{f'c} = 7.90 \text{ Kg/cm}^2 \quad Vu = \frac{6100}{24(100)} = 2.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$Vu < Vc$ por lo tanto es adecuado

DETALLE DEL REFUERZO



Dimensión de la losa superior

El espesor será de 15 cm

Carga muerta $CM = 2.4 \text{ Ton/m}^3 \times 0.15 = 0.36 \text{ Ton/m}^2$

Carga viva $CV = 0.5 \text{ Ton/m}^2$

Combinaciones de cargas

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} = 1.4 \times 0.36 + 1.7 \times 0.5 \\ = 1.35 \text{ Ton/m}^2$$

Datos:

$$a_1 = 4.5 \text{ mts}$$

$$a_2 = 4.5 \text{ mts}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$a_1/a_2 = 1.0 \text{ (del RCD se obtiene)}$$

$$W_u = 1.35 \times 1.3 = 1.755 \text{ Ton/m}^2$$

Momento positivo

$$M = 0.05 \times 1.755 \times 4.5^2 = 1.78 \text{ Ton-m @ m}$$

Momento negativo

$$M = -0.033 \times 1.755 \times 4.5^2 = 1.17 \text{ Ton-m @ m}$$

Acero mínimo $M = 1.2 \text{ Ton-m @ m}$

Colocando # 3 @ 15 cm $M = 1.705 \text{ Ton-m @ m}$

Colocando # 4 @ 15 cm $M = 2.24 \text{ Ton-m @ m}$

Cortante

$$V_u = \frac{1.755 \text{ Ton/m}^2 \times 4.5^2}{4 \times 4.5} = 1.97 \text{ ton/m}$$

$$V_u = 1974 \text{ Kg/100} \times 10 = 1.97 \text{ Kg/cm}^2 < V_c$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 7.90 \text{ Kg/cm}^2$$

Deflexión o determinación del peralte mínimo

(ver ACI-318-89)

$$l_n = 4.5 \text{ mts}$$

$$h = 15.88 \text{ cm (ec. 9.11 ACI 318)}$$

$$\beta = 1.0$$

$$h = 12.00 \text{ cm (ec. 9.12 ACI 318)}$$

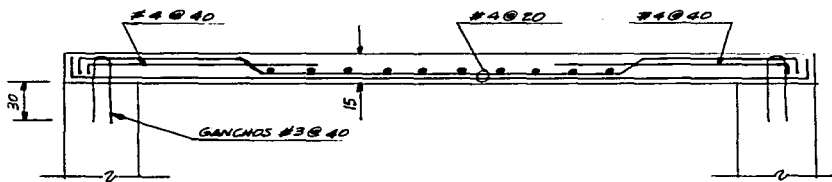
$$\beta_s = 0.0$$

$$h = 13.7 \text{ cm (ec. 9.13 ACI 318)}$$

$$d_m = 0.0$$

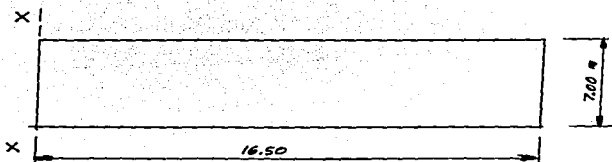
La losa será de 15 cm

DETALLE DEL REFUERZO

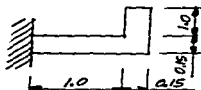


III.2 DISEÑO DE AERADORES, SEDIMENTADORES Y FILTROS DE ARENA

Se construirá una losa de cimentación que soporte a los sedimentadores y a los filtros de arena.



Diseño de la cimentación
Peso conales tanque aerador

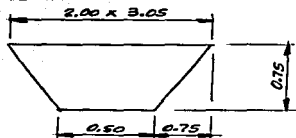


$$W = (1.0 \times 0.15 + 1.15 \times 0.15) \times 2.4 = 0.77 \text{ Ton/r}$$

Longitud	$(4 \times 2.4 + 4 \times 2.4)$	$0.77 = 35.11 \text{ Ton}$
Centro de gravedad	a partir del eje XX 4.9 mts	
Peso del muro tanque aerador y distancia a eje XX		
$7.0 \times 3.5 \times 0.3 \times 2.4$	$= 17.64 \text{ Ton}$	0.15
$2 \times 9.0 \times 1.5 \times 0.3 \times 2.4$	$= 45.36 \text{ Ton}$	4.90
$9.0 \times 2.5 \times 0.3 \times 2.4$	$= 16.20 \text{ Ton}$	4.90
$7.0 \times 3.5 \times 0.3 \times 2.4$	$= 17.64 \text{ Ton}$	9.45

Peso muros tanque sedimentador y distancia a eje XX
 $3 \times 2.0 \times 1.5 \times 0.3 \times 2.4 = 15.12 \text{ Ton}$ 10.60

Tranuncios de relleno



$$V = \frac{1}{3} (b_b + b_t + \sqrt{b_b b_t}) \cdot h = 1.99 \text{ m}^3 \text{ vol. prisma-} \\ \text{toide}$$

$$V = 0.75$$

$$b_t = 6.10 \quad \text{Vol. del concreto } 2 \times 0.25 \times 0.75 = 0.38 \text{ m}^3$$

$$b_t = 0.25$$

$$\text{Peso } 2 \times 2.69 \times 0.4 = 21.92 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 10.6$$

Peso muros filtros de arena

$$7.0 \times 3.5 \times 0.3 \times 0.4 = 29.64 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 11.75$$

$$3 \times 4.3 \times 3.5 \times 0.3 \times 2.4 = 30.51 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 14.05$$

$$3 \times 2.05 \times 3.2 \times 0.3 \times 2.4 = 7.56 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 16.35$$

Peso losa

$$15.5 \times 7.0 \times 0.3 \times 0.4 = 33.18 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso vacio} \quad 234.92 \text{ Ton}$$

Peso del agua:

Tanque aerador

$$3 \times 3.25 \times 3.0 \times 3.0 \times 1.009 = 116.00 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 4.80$$

Tanque sedimentador

$$3 \times 3.25 \times 3.0 \times 2.25 \times 1.009 = 67.70 \text{ Ton}$$

$$2 \times 1.80 \times 1.009 = 3.62 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 10.00$$

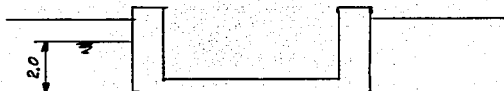
Tanque filtros de arena

$$4 \times 3.0 \times 3.25 \times 1.5 \times 1.009 = 37.32 \text{ Ton} \quad \text{MX} = 14.05$$

$$\text{Peso del agua} \quad 234.64 \text{ Ton}$$

Tanque nivel freático

Volumen desalojado



Empuje = 16.50 X 7.0 X 2.0 = 231.0 Ton hacia arriba

Cálculo centro de masa de peso propio

	peso	distancia
	35.11	4.90
	17.64	11.75
14.05 +	32.51	14.05
	7.56	16.35
	17.64	20.15
16.20 +	45.36	4.90
	17.64	9.45
	15.12	10.60
	<u>12.91</u>	10.60
	231.74	peso del agua

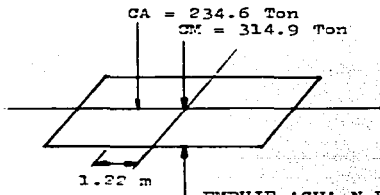
$$X = \frac{\sum M}{M} = \frac{1215.52}{231.74} = 5.24 \quad \text{por lo tanto se considera al centro}$$

Centro de masa del agua

	peso	distancia	
	166.20	4.90	
	31.51	10.60	X = 7.03
	<u>16.93</u>	14.05	
	234.64		

Excentricidad = 5.24 - 7.03 = 1.72

M = 234.64 (1.72) = 286.2 Ton-m



BASE 16.5 X 7 mt

EMPUJE AGUA N.P. = 231 Ton

$$A = 16.5 \times 7.0 = 115.5 \text{ m}^2$$

$$\sigma = P/A \pm M/S$$

$$P = 549.5 \text{ Ton}$$

$$M = 286.2 \text{ Ton-m}$$

$$\sigma_1 = 5.66 \text{ Ton/m}^2 < 10 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 3.86 \text{ Ton/m}^2 < 10 \text{ Ton/m}^2$$

TANQUE VACIO

Factor de seguridad a la flotación

$$F.S. = \frac{314.90}{231.00} = 1.36 < 1.5 \text{ por lo tanto se agregará peso al tanque}$$

faltar 31.60 Ton; se adicionará un volado a la losa de cimentación para obtener 31.60 Ton de peso adicional.

Peso por metro

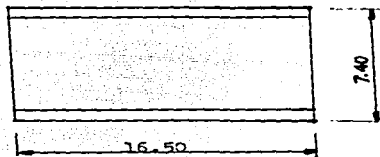
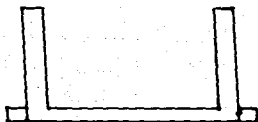
$$F = \frac{31.60 \text{ Ton}}{16.50 \text{ m (2)}} = 0.95 \text{ Ton/m}$$

$$\text{PESO} = \text{LOSA} + \text{TIERPA} = 0.96 \text{ Ton}$$

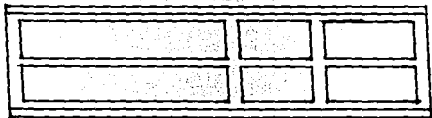
$$(1.0 \times 0.3 \times 1 \times 2.4) + (1.0 \times 3.0 \times 1 \times 1.6) = 0.95$$

$$L = 0.17 \text{ mt}$$

El borde se hará de 20 cm quedando la losa de cimentación como se muestra en la siguiente figura:



DISEÑO DE LA LOSA DE CIMENTACION



Tableros 9.00 X 3.05
 3.05 X 2.00
 4.20 X 3.05

Se considerará como losa actuando en una sólo dirección

$$W_u = 11.44 \text{ Ton/m}^2 - 3 \text{ Ton/m}^2 (\text{asua}) = 8.44 \text{ Ton/m}^2$$



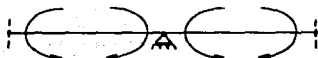
$$P_u = (1.4 \times 314.90 + 1.7 \times 234.60) \times 1.3 = 1091.60 \text{ Ton}$$

$$W_u = (1.7 \times 286.30) \times 1.3 = 632.50 \text{ Ton-m}$$

$$\sigma = P/A \pm W/S$$

$$\sigma_1 = 11.44 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 7.46 \text{ Ton/m}^2$$



$$M_e = WL^2/12 = 6.54 \text{ Ton-m}$$

$$M(-) = 6.54 \text{ Ton-m}$$

$$M(+) = WL^2/24 = 3.27 \text{ T-m}$$

P.D.		0.5	0.5	
Me	6.54	-6.54	6.54	-6.54
B		0.0	0.0	
	6.54	-6.54	6.54	-6.54

Anteriormente se había determinado que para una losa de 30 cm con acero mínimo, resiste 6.85 Ton-m @ m por lo tanto se colocará acero mínimo:

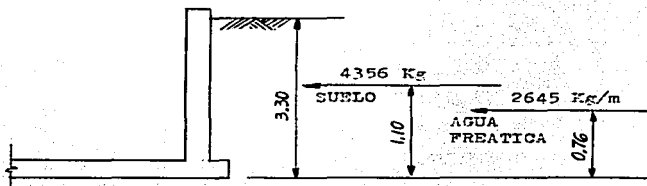
4 @ 15 cm

DISEÑO DE MURO:

Empuje de tierra sobre muro típico

Método semiempírico de Terzagui

Relleno tipo III suelo residual



$$H = 3.30 \text{ m}$$

$$K_h = 800 \text{ kg/m}^2/\text{m}$$

$$K_v = 0$$

$$E_h = 1/2 K_h H^2 = 1/2 (800) (3.30)^2 = 4356 \text{ Kg/m}$$

$$E_v = 1/2 K_v H^2 = 0$$

Según teoría de Rankine

$$E_a = 1/2 K_a H^2$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$= 1600 \text{ Kg/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$E_a = 2904 \text{ Kg}$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$E_a = 4271 \text{ Kg}$$

Nivel freático = 1.0 del suelo

$$h = 3.30 - 1.0 = 2.30 \text{ m}$$

$$Ea = 2.3 \text{ Ton/m}^2 \times 2.30 \text{ m} / 2 = 2645 \text{ Kg/m}$$

Condición crítica

TANQUE VACIO MURO EN CANTILIVER

$$Mu = (1.7 \times 4.356 \times 1.1 - 1.7 \times 2645 \times 0.76) \times 1.3 = 15.03 \text{ T-m}$$

$$Vu = (1.7 \times 4356 + 1.7 \times 2645) \times 1.3 = 15.472 \text{ Ton}$$

$$Vu = \frac{15472}{100(24)} = 6.45 \text{ Kg/cm}^2 < Vc = 0.5 \sqrt{250} = 7.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{\phi b f' c w (1 - 0.59w)}}$$

$$p = 0.75 \quad pb = 0.0199$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$M = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59w)$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 100$$

$$0.116 = w (1 - 0.59w)$$

$$w = 0.13$$

$$d = 24$$

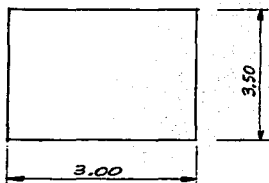
$$f' c = 250$$

$$p = f' c \times w / f_y = 0.0077$$

$$As = pbd = 0.0077 \times 100 \times 24 = 18.57 \text{ cm}^2$$

$$\# 6 @ 15 \text{ cm}$$

En muros de 3.05 X 2.05 se determinará el refuerzo como losa en dos direcciones



A la carga del suelo indicadas anteriormente, se adiciona la sobrecarga del tanque de influencias.

Suelo tipo 2

$$p = 3q \quad c = 0.39$$

$$P_H = 4.15 \times 0.39 = 1.62 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_H = 1.62 \times 3.0 = 4.86 \text{ Ton}$$

$$W = (1.7 \times 4.35 + 1.7 \times 2.64 + 1.7 \times 4.96) \times 1.3 = 26.18 \text{ T/m}$$

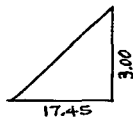
Carga lateral equivalente

$$I_x/I_z = 3.05/3.0 = 1.02$$

$$M_v (-) = 17.45 \times 0.02 \times 3^2 = 4.71 \text{ Ton-m @ m}$$

$$M_h (-) = 17.45 \times 0.04 \times 3^2 = 6.28 \text{ Ton-m @ m}$$

$$M_h (+) = 17.45 \times 0.025 \times 3^2 = 3.93 \text{ Ton-m @ m}$$



Con acero mínimo, la losa resiste 6.95 Ton-m @ m, por lo tanto se colocará acero mínimo

4 @ 15 cm

CORTANTE

$$V_u = 17.45 \text{ Ton/m}$$

$$V_u = 17450 / (100 \times 24) = 7.27 \text{ Kg/cm}^2 < V_c = 0.5 \sqrt{f'c}$$

Además el cortante se reparte entre tres bordes.

III.3 DISEÑO DEL TANQUE CLORIFICADOR

En base a los cálculos desarrollados en los incisos anteriores se concluye que el tanque clorificador será de 30 cm tanto en muros como en losa con acero mínimo de refuerzo.

Las dimensiones serán de:

Ancho : 2.0 m (interior)

Largo : 8.0 m (interior) Altura: 2.5 m

con mamparas a cada 1.20 m aprox. formando una serpiente, con alturas de 1.50 m y 1.40 m.

III.4 CASA DE BOMBAS Y CUARTO DE CLORIFICADO

La casa de bombas y cuarto de clorificado será a base muros de mampostería desplantados en zanatas corridas de concreto reforzado; cubierta de losa de concreto reforzado de 10 cm de espesor y armada con acero mínimo: # 3 @ 40 cm en ambos sentidos. Las dimensiones serán de 6.0 m de largo por 3.15 m de ancho entre ejes, y altura interior desde el nivel de piso terminado (NPT) a la parte inferior de la losa de 2.70 m en su parte más alta, a 2.60 m en su parte más baja.

Dadas sus dimensiones, no se requiere realizar cálculos para el diseño de la losa de cubierta.

CAPITULO IV. PLANOS

**PTAN-C-01 LOCALIZACION PLANTA DE TRATAMIENTO
DE AGUAS NEGRAS**

**PTAN-C-02 ARREGLO GENERAL PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS**

**PTAN-C-03 CORTES ESTRUCTURALES PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS**

**PTAN-C-04 DETALLES Y CORTES PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS**

IV. PLANOS

Los proyectos de una planta de tratamiento de agua residual municipal se presentarán en legajos debidamente encuadernados, por lo menos, engargolados con gusano plástico y contendrán:

1. Memoria.

Estará formada como sigue:

- a) Memoria resumida de las características de la localidad y del sistema de alcantarillado sanitario.
- b) Memoria descriptiva del proyecto de la planta que incluye los análisis fisicoquímicos; la indicación del proceso elegido y su justificación respecto al lugar a donde se vaya a disponer el efluente de la planta.
- c) Memoria general del cálculo de las unidades de proceso desde el punto de vista funcional, hidráulico y estructural.

2. Presentación de planos

Los planos principales que deberán elaborarse son los siguientes:

- a) Plano de disposición general de la planta.
- b) Plano de diagrama funcional e hidráulico
- c) Plano de las diferentes unidades de proceso, indicando capacidades, tiempo de retención, características de equipo y controles.
- d) Plano de interconexiones y drenajes.
- e) Planos estructurales, generales y de detalles, de las unidades de proceso y obras accesorias.

- f) Planos de las unidades mecánicas de las diferentes partes de los procesos.
- g) Planos de instalaciones eléctricas y alumbrado.
- h) Planos arquitectónicos, correspondientes al edificio de operación,
- i) Planos estructurales del edificio de operación.
- j) Planos de instalaciones hidráulicas y sanitaria del edificio de operación.

Todos los planos deberán presentarse de un sólo tamaño y en cada uno de ellos se incluirán los datos siguientes:

- Nombre y número de plano.
- Datos de proyecto.
- Dimensiones, detalles y características de las unidades que se presenten.
- Cantidades y características de equipo y materiales.
- Planos y catálogos de referencia.
- Signos utilizados.
- Notas aclaratorias.
- Escalas de dibujo.

Por lo que respecta al (o los) plano (s) de equipos reguladores (medidores, registradores), dosificadores, bombas, compresoras, etc., éstos deberán estar debidamente certificados y se suministrará el (o los) folleto (s) de instalación, operación y mantenimiento de cada uno de ellos.

En este trabajo, sólo se incluirán los planos de disposición general de la planta y los planos estructurales, generales y de detalles, de las unidades de proceso y obras accesorias, los cuales corresponden al interés de este trabajo.

NOTAS GENERALES:

- 1.- DIMENSIONES Y ELEVACIONES EN METROS.
- 2.- MATERIALES:
 - a) CONCRETO #400 RAJÓN EN LOSA DE CIMENTACIÓN, MUROS Y LOSAS SUPERIORES.
 - b) CONCRETO #250 RAJÓN EN PISO, TECHOS Y CASILLAS.
 - c) ACERO DE REFUERZO $f_y = 4000$ RAJÓN EN LOSA DE CIMENTACIÓN, MUROS Y LOSAS SUPERIORES.
 - d) MALLA ELECTROSOLDADA $f_y = 5000$ KG/CM².
 - e) ACERO ESTRUCTURAL ASTM-A36.
 - f) TUBO DE ACERO DE 16" Ø ASTM-A106 O 1/2" CAJILLA DE PULCRAMENTO CON LATA POLIESTER 300 Y PASTOR FERRADO POLIESTER 300 O EQUIVALENTE.
 - g) LADRILLO ROJO DE LA REGION.
 - h) CONCRETO CICLOPORADO ARMADO MANTENIENDO CAS.
- 3.- LA LOSA DE CIMENTACIÓN SE DESPLAZARÁ SOBRE UNA PLANILLA DE CONCRETO SIMPLE CON RESISTENCIA $f_c = 1750$ KG/CM² DE TÍPO 30 EXCEDER.
- 4.- LA LOSA DE CIMENTACIÓN Y MUROS SERÁN ARMAZONES CON ACABADO PULIDO.
- 5.- LAS LOSAS DE AZOTEAS SERÁN ARMAZONES CON ACABADO PULIDO E IMPERMEABILIZADAS CON PESTEGRAL O SIMILAR.
- 6.- EL PISO DE CONCRETO DE PLANTA DE TRATAMIENTO SE COBARÁ POR FANJAS LONGITUDINALES.
- 7.- EN LAS JUNTAS DE LOSA DE CIMENTACIÓN-MUROS O TANQUES SE UTILIZARÁ UNA BANDA DE PCL DE TPO DISEÑADA DE 15 CMS. DE ANCHO.

SIMBOLOGIA:

CL	CANTO DE LINEA	HTC	NIVEL TOPE DE CONCRETO
EL	ELEVACION	HTS	NIVEL SUPERIOR DE PISO
HOC	NIVEL SUPERIOR DE CIMENTACIÓN	H	DIAMETRO
HT	NIVEL PUNZO DE TANCHEROS O TANQUES	PVC	CIERREJO DE POLIURETANO
HTT	NIVEL MEDIO DE TUBO PREDETERMINADO	VAR.	NIVEL MALLA
		Ø	A CADA NÚMERO

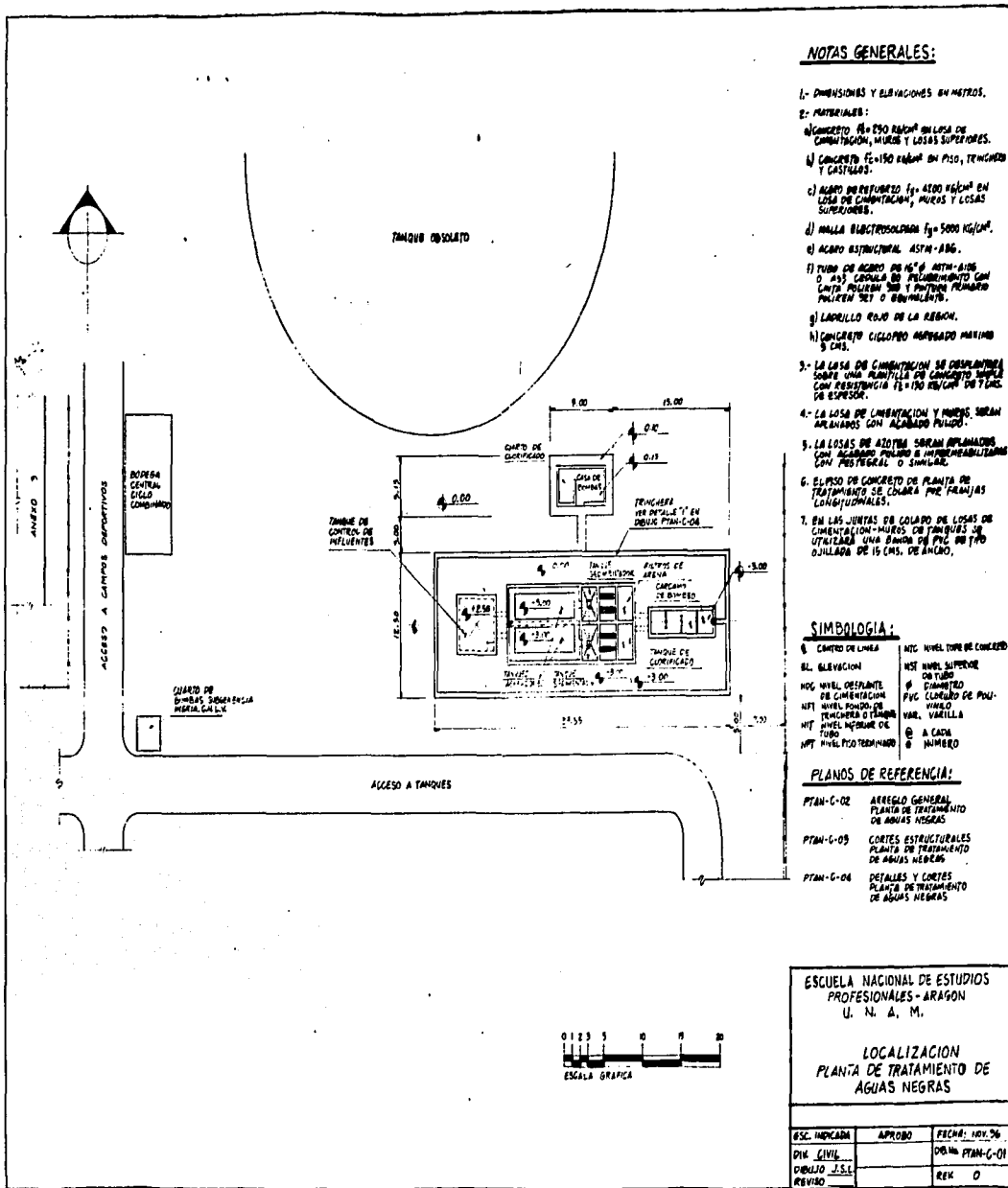
PLANOS DE REFERENCIA:

PTAN-C-02	ARREGLO GENERAL PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
PTAN-C-03	CORTES ESTRUCTURALES PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS
PTAN-C-04	DETALLES Y CORTES PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES - ARAGON
U. N. A. M.

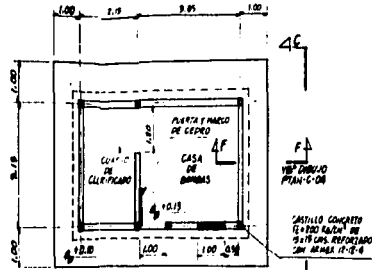
LOCALIZACION
PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS NEGRAS

ESC. INDICADA	APROBO	FECHA: MAY. 94
PIN CIVIL		OPINA PTAN-C-01
PUNTO J.S.C.		REX O
REVISO		

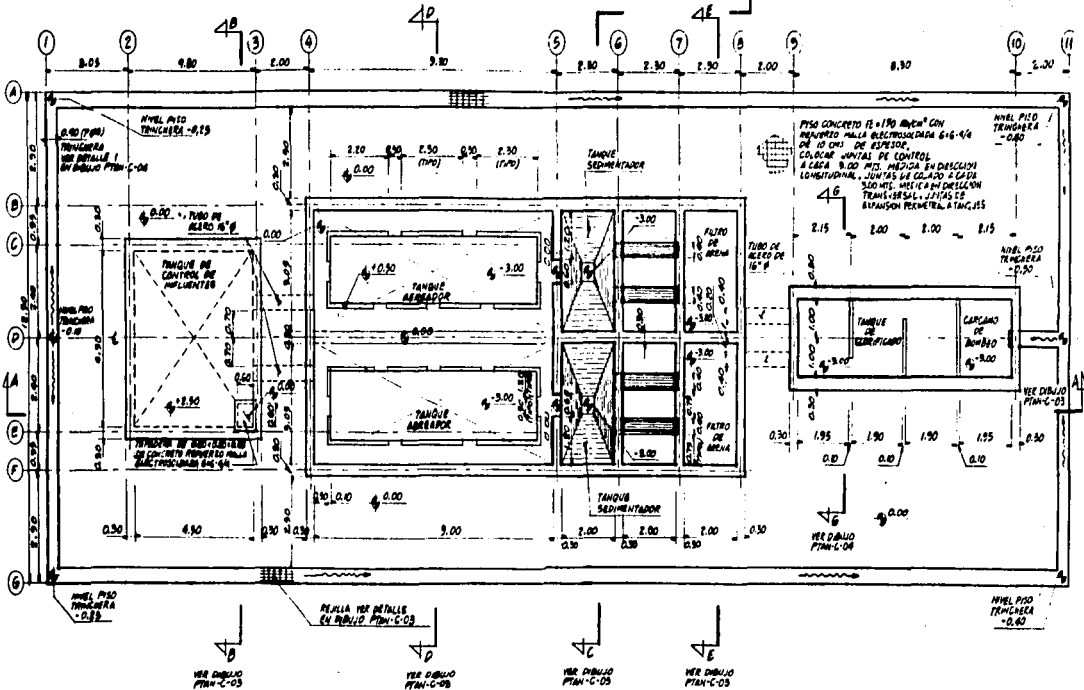




TABERNO ANTIVAL
NIVEL 0.00



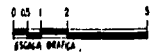
CASTILLO CONCRETO
15x200 CM. EN
9x9 CM. REFUERZO
SIN ARMAS 12-7-4



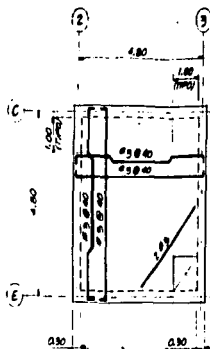
PLANTA

NOTAS:

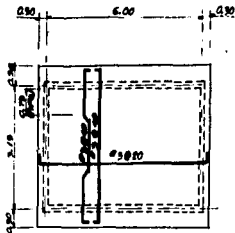
1- PARA NOTAS GENERALES, SIMBOLOGIA Y PLANOS DE REFERENCIA VER PLANO PTAN-C-01



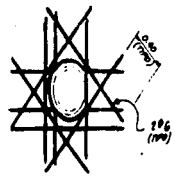
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES-ARAGON U. N. A. M.		
ARREGLO GENERAL PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS		
ELC. INICIADO	APROBADO	FECHA: ABR 96
DM. CIVIL		DM. CIVIL PTAN-C-02
DM. U.S.L.		
REVISOR		REVISION 0



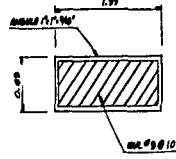
**LOSA DE CUBIERTA
TANQUE DE CONTROL DE INFLUYENTES**



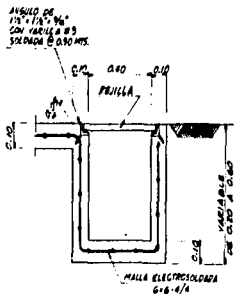
**LOSA DE AZOTEA
CASA DE BOMBAS**
ESPESOR 10 CMS.



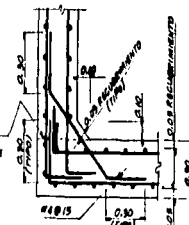
**REFUERZO TIPICO A REDOR
DE TUBO DE 16"**



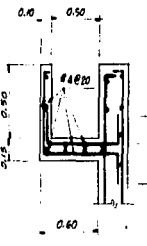
**DETALLE DE JILLA
72 BARRAS**



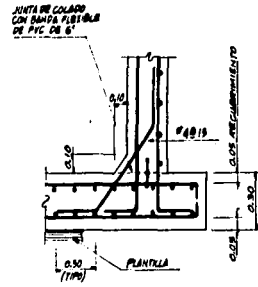
DETALLE '1'
DE DIBUJO PLAN-C-03



DETALLE '2'
TIPO PARA TODAS LAS ESQUINAS
HORIZONTALES Y VERTICALES
DE DIBUJO PLAN-C-03



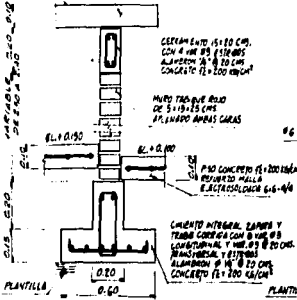
DETALLE '3'
DE DIBUJO PLAN-C-03



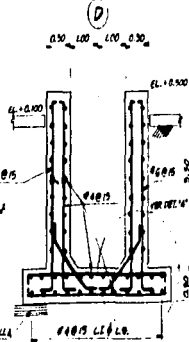
DETALLE '4'
DE DIBUJO PLAN-C-03

APLANEO DE ACABADO PULIDO
E IMPERMEABILIZADO CON ESTEREA.

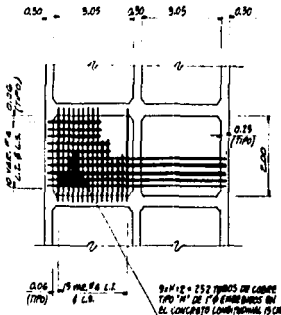
LOSA DE AZOTEA



CORTE F-F



CORTE G-G
DE DIBUJO PLAN-C-08



CORTE H-H
DETALLE REFUERZO LOSA DE PIEDRO
DE DIBUJO PLAN-C-05

NOTAS:

1- PARA NOTAS GENERALES, SIMBOLOGIA
Y PLANOS DE REFERENCIA VER PLANO
PLAN-C-01

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES - ARAGON
U. N. A. M.
**DETALLES Y CORTES
PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS NEGRAS**

ESL. 5/8	APROBADO	FECHA: NOV-86
DIV. CIVIL		DISEÑADO: PLAN-C-08
DIBUJADO: J.S.S.L.		REVISION: 0
REVISADO		

C O N C L U S I O N E S .

Debido a la gran contaminación que sufren los ríos, lagunas y playas de nuestro país, por la descarga de las aguas residuales sin tratar, se hace necesario hacer conciencia a todos los futuros diseñadores y proyectistas que tomen como parte indispensable de cualquier proyecto, el diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales para minimizar dicha contaminación. El tamaño de la planta estará en función de la importancia del proyecto, cantidad y tipo de desecho que existirá en el proyecto.

Una buena alternativa de uso de las aguas residuales ya tratadas es la de riego de áreas verdes (de acuerdo a la legislación relativa a ecología, es indispensable disponer de un área mínima de áreas verdes en todo proyecto, ya sea de tipo industrial ó habitacional), fuentes de ornato y riego de algunos tipos de hortalizas.

En este trabajo se planteó la necesidad de un tanque de control de influentes debido a la topografía del lugar y mantener un gasto constante hacia la planta de tratamiento. Para enviar las aguas residuales de las diferentes áreas al tanque de control de influentes, existe un cárcamo de bombeo que servirá de captación de las aguas residuales de la Subgerencia de Ingeniería, Central Ciclo Combinado y Gerencia Regional de Producción. El uso del proceso de lodos activados es para lograr la mayor purificación de las aguas residuales

les.

En cuanto a los planos, actualmente existen diversos software de dibujo asistido por computadora (AUTOCAD, CAD, VERSACAD, etc.) para uso en microcomputadora que también se puede establecer un sistema de red para dar servicio a varios usuarios, también existen programas de análisis y diseño (STAAD III) por ejemplo) que a la vez que diseñan los diversos componentes de una planta de tratamiento, se pueden enlazar con algún software de dibujo y tomar automáticamente las dimensiones de dichos componentes; todo esto influye notablemente en la reducción de costos al diseñar y elaborar los planos finales. Con la computadora también se facilitan los estudios de laboratorio de las aguas residuales.

B I B L I O G R A F I A .

1. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL VOL. III
Frederick S. Merritt
Primera Edición 1988. Ed. Mc Graw-Hill
2. NORMAS TECNICAS PARA EL PROYECTO DE PLANTAS
DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES
S. A. H. O. P.
Edición 1981
3. MANUAL DE SANEAMIENTO, VIVIENDA, AGUA Y
DESECHOS
Dirección de Ingeniería Sanitaria S. S. A.
Ed. LIMUSA 1978
4. ESTIMACION No. 2. MECANICA DE SUELOS
GERENCIA REGIONAL DE PRODUCCION DOS BOCAS,
VERACRUZ; CFE
DIRAC S. A. de C. V. Reporte octubre 1982
5. REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
REFORZADO (ACI 318-89) Y COMENTARIOS
(ACI 318 R-89)
Primera Edición 1991 IMCyC
6. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
C.1.3 DISEÑO POR SISMO
C.F.E., I.I.E., 1993
7. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
C.1.4 DISEÑO POR VIENTO
C.F.E., I.I.E., 1993
8. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
C.1.5 TANQUES Y DEPOSITOS
C.F.E., I.I.E., 1981
9. DETALLES Y DETALLADO DEL ACERO DE REFUERZO
DEL CONCRETO (ACI 315-80)
IMCyC Primera Edición 1989
Ed. LIMUSA/NORIEGA
10. NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Gaceta Oficial del Departamento del D.F.
Quinta Epoca No. 44. Noviembre 1987

B I B L I O G R A F I A (Continuación)

11. MECANICA DE SUELOS TOMO II
Juárez Badillo/Rico
Ed. LIMUSA