

3. ANÁLISE DAS ALTERNATIVAS

3.1 ANÁLISE DE ALTERNATIVAS TECNOLÓGICAS

3.1.1 INTRODUÇÃO

A presente análise de alternativas tecnológicas considera as opções alternativas ao empreendimento, cujo estágio de desenvolvimento permita adotá-las na região, individualmente ou em associação, em substituição ao Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional, com vistas ao abastecimento de água necessário ao desenvolvimento sustentável das populações nela existentes.

Foram consideradas opções locais, tais como água subterrânea, água do mar, indução e captação da água das chuvas, açudagem, o reuso e gestão dos recursos hídricos. Foi também considerada a alternativa de trazer água do rio Tocantins, que tem o mesmo porte do rio São Francisco e é a segunda fonte hídrica de grande volume mais próxima da área do Projeto, depois do rio São Francisco.

Para que uma comparação como esta seja consistente, é necessário que as informações básicas e garantias de obtenção da água sejam comparáveis, pois do contrário permaneceria a questão da incerteza do suprimento hídrico, que é um dos problemas principais que o Projeto se propõe resolver na região que impacta, caracterizada por clima semi-árido, rios intermitentes, aquíferos limitados ou mal distribuídos no espaço regional e população expressiva. A comparação deve considerar também a quantidade, qualidade e custo da água.

O resultado a que se chegou demonstra, como será visto adiante, que, na área de influência do empreendimento, nenhuma das alternativas tecnológicas estudadas isoladamente, nem em seu conjunto, mostra-se mais viável ou eficaz que o Projeto proposto.

Além de fontes alternativas, avaliou-se, ainda, a possibilidade de transporte da água pelo empreendimento por adutoras, levando em conta possíveis ganhos relativos a menores perdas de água em seu trajeto, por evaporação, infiltração e uso clandestino. Nesse caso, a possibilidade de construção modular, em etapas, também foi avaliada.

3.1.2 INTEGRAÇÃO DO RIO TOCANTINS COM AS BACIAS DOS RIOS JAGUARIBE, PIRANHAS-AÇU, APODI E PARAÍBA

A integração do rio Tocantins com as bacias receptoras dos Estados do Ceará, Paraíba e Rio Grande do Norte foi avaliada, retirando-se uma vazão máxima equivalente à vazão de dimensionamento do sistema hidráulico dos Eixos Norte e Leste, sem o Estado de Pernambuco, que poderia ser atendido por outros empreendimentos na bacia do rio São Francisco, já que constitui um Estado que compartilha o rio São Francisco e não teria maiores dificuldades institucionais de uso do rio. Portanto, a vazão de dimensionamento foi de 89 (Eixo Norte) + 10 (Eixo Leste) m³/s, ou seja, aproximadamente 100m³/s.

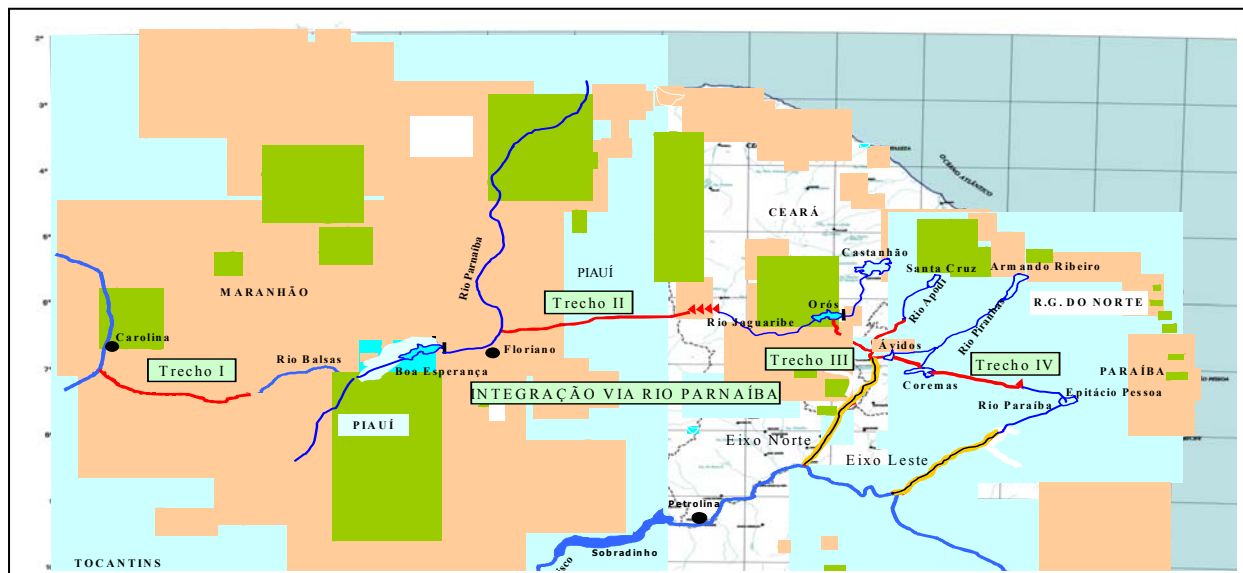
Dois traçados seriam possíveis para a transferência de águas da bacia do rio Tocantins para as bacias dos Estados do Ceará, Paraíba e Rio Grande do Norte, denominada área receptora: transferindo-as através do rio Parnaíba (PI/MA) ou através do rio São Francisco, no Estado da Bahia. O segundo traçado, utilizando o rio São Francisco para trazer água do rio Tocantins, não se constitui numa alternativa ao Projeto de Integração – Eixos Norte e Leste, já que estes eixos teriam que existir para levar a água do rio São Francisco para o Nordeste Setentrional. Portanto, será analisada apenas a opção via bacia do rio Parnaíba.

Os estudos de integração Tocantins – bacias receptoras do Nordeste Setentrional foi desenvolvido em nível de pré-viabilidade (Miranda/MI, 2001), consistindo numa retirada de 100 m³/s do rio Tocantins próximo à cidade de Carolina, no Maranhão, que é o ponto mais próximo da região receptora. Comparativamente aos Eixos Norte e Leste, cuja distância em linha reta entre a captação no São Francisco e os portais de entrega da água nas bacias do Jaguaribe, Piranhas-Açu e Paraíba são, respectivamente, de 120, 200 e 220 km, a captação no rio Tocantins dista dos pontos de entrega da água nos rios Jaguaribe, Piranhas-Açu e Paraíba, cerca de 800, 1000 e 1250 km. Portanto, uma distância cerca de 5 vezes maior já é um indicador de custos substantivamente superiores.

O traçado de canais estudado, para reduzir os custos da grande distância envolvida, procurou aproveitar ao máximo os leitos de rios existentes como canais naturais, prevendo o fluxo da vazão captada no rio Tocantins por cerca de 500 km pelos leitos dos rios Balsas e Parnaíba; outros 150 km no Alto Jaguaribe, até o açude Orós, de onde percorreria mais 130 km no rio Jaguaribe, para atingir o açude Castanhão. Na Paraíba, haveria necessidade de interligar, numa extensão de cerca de 200 km, os açudes Eng. Ávidos, no Alto Piranhas ao açude Coremas, no rio Piancó, e este açude com o açude Epitácio Pessoa, no rio Paraíba, percorrendo outra extensão de pelo menos 100 km pelo leito seco do rio Taperoá, afluente do rio Paraíba. Nas bacias dos rios Piranhas-Açu e Apodi, o Projeto seria idêntico ao dos Eixos Norte e Leste.

A Figura 3.1.2-1 ilustra o traçado estudado para a integração da bacia do rio Tocantins com o Nordeste.

FIGURA 3.1.2-1 – INTEGRAÇÃO DO RIO TOCANTINS COM O NORDESTE



A transferência de águas do rio Tocantins a partir de Carolina envolve os seguintes trechos de obras, conforme mostra a Figura 3.1.2-1:

- **Trecho I** – vai da captação na margem direita do futuro reservatório da UHE Estreito, no rio Tocantins, até o rio Balsas, afluente da margem esquerda do rio Parnaíba. O sistema teria cerca de 150 km de comprimento e quatro recalques sucessivos, com uma altura geométrica total de bombeamento de 208 m, para vencer o divisor de águas das bacias dos rios Tocantins e Parnaíba. A partir da cidade de Balsas, as águas correriam pelo leito do rio Balsas, atravessariam o reservatório da barragem de Boa Esperança, voltando ao leito do rio Parnaíba. No Trecho seriam aproveitadas quedas para gerar energia na barragem de Boa Esperança, além de uma queda de 40 m no próprio projeto.
- **Trecho II** – vai da captação no rio Parnaíba, a jusante de Floriano/PI, até o Alto Jaguaribe, no Ceará, numa extensão total de 445 km, sendo 115 km em reservatórios a serem construídos, 317 km em canais e 13 km de túneis. São previstas 8 estações elevatórias com recalque total de 510,6 m. A partir do reservatório receptor no rio Jaguaribe, seria criada uma cascata de barragens em série, para comportar a vazão prevista na calha inundada do rio, gerando em 6 usinas hidrelétricas numa queda total de 278,6 m, viabilizando uma recuperação de aproximadamente 170 m na altura de bombeamento do trecho, em vista da relação de rendimentos geração/recalque. Do último reservatório do sistema, as vazões seriam lançadas no leito do rio Jaguaribe até o açude de Orós, de onde uma parte

iria pelo leito do rio até o açude Castanhão, e outra parte seria destinada à Paraíba e ao Rio Grande do Norte por canais.

- **Trecho III** – este trecho foi avaliado preliminarmente como uma das alternativas de traçado do Eixo Norte, a partir do rio Salgado (R1, Arranjos Preliminares das Obras, ENGEORPS-HARZA, MI, 1999). Trata-se de um canal com 40 km interligando Orós com um pequeno reservatório no rio Salgado, afluente do Jaguaribe, situado na altura da cidade de Aurora. Desse ponto haveria um recalque para o açude Eng. Ávidos, situado próximo ao divisor de águas entre o Ceará e a Paraíba, de onde supriria a bacia do rio Piranhas. De um pequeno reservatório intermediário em cota mais elevada partiria um canal para a bacia do Apodi, no Rio Grande do Norte. Neste trecho haveria um recalque de cerca de 51 m, e um comprimento adicional de canais de 100 km para atingir o açude Eng. Ávidos.
- **Trecho IV** – este trecho interligaria os açudes Cuncas ou Eng. Ávidos ao açude Coremas, em cota mais baixa. Dele, partiria um canal seguindo aproximadamente o traçado da Estrada de Ferro existente até o divisor de águas Sertão – Agreste da Paraíba (Serra da Borborema), sendo as águas lançadas no leito do rio Taperoá, afluente do rio Paraíba, de onde atingiriam o açude Epitácio Pessoa. Neste trecho, com 135 km de canais, estudado preliminarmente como alternativa de traçado ao Eixo Leste, foram previstas 5 estações elevatórias, bombeando numa altura total de 366 m, portanto, superior aos 325 m previstos no Eixo Leste. Para efeito comparativo, a distância do Eixo Leste pode ser considerada equivalente à distância Eng. Ávidos – Epitácio Pessoa, com a diferença de um bombeamento adicional de cerca de 15% favorável ao Eixo Leste.

O custo orçado para do investimento é de R\$ 4,55 bilhões a preços de julho de 1999, e corresponderia a cerca de US\$ 2,67 bilhões. Considerou-se que, para efeitos comparativos, apenas a diferença de custo para a integração com as bacias dos rios Piranhas-Açu, Apodi e Paraíba em relação ao previsto no Eixo Norte e, com relação ao Eixo Leste foi descontado o valor adicional para suprir Pernambuco. O déficit de energia no sistema, considerados apenas os Trechos I e II, foi avaliado em cerca de 350 Mw.

A análise comparativa das opções de captação de águas do rio Tocantins e do rio São Francisco – Eixos Norte e Leste envolve múltiplos aspectos: técnico-econômicos, ambientais e facilidade de gestão da água, entre outros.

Do ponto vista técnico-econômico, não há dúvida que a opção de integração do rio São Francisco é vantajosa, pois envolve custos sociais e financeiros muito menores para a sociedade brasileira. Considerando que os custos dos trechos de obras a partir do açude Cuncas, ponto de bifurcação dos canais para as bacias dos rios

Piranhas-Açu, Apodi e Jaguaribe sejam comuns nas duas alternativas e que o custo do trecho que interliga o açude Engenheiro Ávidos à bacia do rio Paraíba seja similar ao do Eixo Leste corrigido pela retirada da vazão destinada a Pernambuco, o que já favorece à opção Tocantins (uma vez que os custos das elevatórias entre Orós e Engenheiro Ávidos e entre este açude e a bacia do rio Paraíba são maiores que no caso dos Eixos Norte e Leste), e, portanto, considerando apenas a comparação do trecho Carolina – rio Salgado via Orós, o custo da opção Tocantins é 3,7 vezes maior. Em termos dos dois empreendimentos como um todo, o custo da opção Tocantins é cerca de pelo menos 2,4 vezes maior do que a opção dos Eixos Norte e Leste, descontando os custos associados ao suprimento de Pernambuco.

Em termos operacionais, os custos de bombeamento da opção Tocantins, de cerca de 520 m líquidos até o Ceará, já fazendo a compensação pela geração de energia no trajeto, seriam muito mais elevados do que no caso dos Eixos Norte e Leste. Para a Paraíba e o Rio Grande do Norte, a situação é ainda pior, pois o bombeamento chegaria a 570 m para as bacias do Piranhas-Açu e Apodi, e quase 1000 m para a bacia do rio Paraíba. Comparativamente, a opção São Francisco prevê um bombeamento líquido de 140 m no Eixo Norte e 325 m no Eixo Leste, portanto, cerca de 25% da opção Tocantins no caso do Eixo Norte e 33% no caso do Eixo Leste, para a Paraíba. A diferença de alturas em termos de custo da energia elétrica inviabiliza o uso da água para fins múltiplos e oneraria substancialmente o custo da água para uso urbano.

Em termos de uma gestão mais eficaz da água pelos Estados, reduzindo conflitos decorrentes de mistura de águas importadas com águas locais e possibilitando a cobrança das águas importadas para as diferentes bacias e Estados de forma independente, a opção dos Eixos Norte e Leste é imbatível. Ela possibilita a entrega da água em paralelo às diferentes bacias, viabilizando a cobrança em função do consumo, enquanto a opção Tocantins, por constituir um conjunto de obras em série, mistura águas estaduais com águas importadas e torna muito mais complexa a cobrança pela água. Além do mais, nos Eixos Norte e Leste é viabilizada uma gestão concorrencial da água, em função das demandas efetivas que vierem a se configurar nas diferentes bacias, o que é dificultado na opção Tocantins.

Também do ponto de vista ambiental, a opção dos Eixos Norte e Leste é menos conflitante, porque evita que as águas de diferentes bacias se misturem, introduzindo biotas aquáticas endógenas das diferentes bacias nas bacias seguintes do sistema de canais em série. Por implicar um trajeto muito maior de obras, certamente acarretará impactos numa região muito mais extensa.

Outro aspecto a considerar é que o longo percurso das águas do Tocantins, com inúmeros reservatórios intermediários e passando por rios intermitentes do semi-

árido, ainda não perenizados, levará certamente a perdas hídricas no sistema hidráulico de canais muito superiores àquelas avaliadas na opção via rio São Francisco.

Finalmente, é de notar que a água proporcionada pela opção Tocantins só chegaria às bacias finais, especialmente no rio Paraíba, depois de todo o investimento anterior, reduzindo drasticamente a flexibilidade de atendimento aos centros de demanda das diferentes bacias, que a opção dos Eixos Norte e Leste propicia, na medida em que viabiliza canais em paralelo, independentes, para essa bacia em relação às demais.

A opção de transferência de vazões do rio São Francisco, por suas inúmeras vantagens, é inequivocamente superior à alternativa do rio Tocantins. Esta opção só se justificaria na ausência de disponibilidade de água no rio São Francisco, o que não se vislumbra em futuro próximo. Segundo o Plano Decenal de Recursos Hídricos da Bacia, apresentado recentemente para aprovação do Comitê da Bacia do São Francisco, o consumo atual de água na bacia é inferior a 100 m³/s, comparativamente à vazão firme disponibilizada pela barragem de Sobradinho, de 1.850 m³/s, vazão que pode ser garantida mesmo nos anos hidrológicos mais críticos. Na média, a vazão do rio é de cerca de 2.700 m³/s. A água que é hoje destinada à geração de energia elétrica próximo à foz do rio, sendo reduzida por usos a montante, poderá ser substituída com vantagens por energia trazida de outras fontes, somente com a diferença de investimento nas duas alternativas consideradas, Tocantins e dos Eixos Norte e Leste.

Portanto, mesmo se houver um ritmo de consumo de água na bacia do São Francisco significativamente maior do que o verificado em passado recente, o conflito entre usos consuntivos a montante e geração a jusante poderá ser administrado judiciosamente pelo incremento de geração no sistema elétrico brasileiro, ainda por algumas décadas no futuro. Assim, não se justifica substituir os Eixos Norte e Leste por outra alternativa de importação de água de maior investimento, maior custo operacional (inclusive consumo de energia elétrica, mesmo considerando o balanço de perdas diferenciadas no sistema CHESF e no sistema do rio Tocantins até Tucuruí) e mais complexa em termos de gestão, sustentabilidade operacional e prioridades de atendimento à região receptora. Isso, sem considerar aspectos ambientais diferenciados entre as duas opções.

3.1.3 EXPLOTAÇÃO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

3.1.3.1 INTRODUÇÃO

Como já se verificou na contextualização da área do empreendimento no Capítulo 2, a região receptora está assentada, em 70% da área, sobre o substrato

geológico cristalino, com baixa capacidade de armazenamento de água subterrânea, cuja qualidade nem sempre é adequada para o consumo humano e animal e irrigação e, quase sempre, insuficiente para prover subsistência à produção agrícola dispersa, sujeita às freqüentes secas.

As possibilidades de armazenamento das águas subterrâneas ficam restritas às zonas aquíferas das rochas fraturadas (aquífero fissural), geralmente associadas aos leitos de rios/riachos temporários onde, local e ocasionalmente, desenvolvem-se as planícies aluviais.

Nos aquíferos fissurais diretamente sobre o cristalino, sem coberturas aluvionares, as vazões são, em geral, ainda menores e, freqüentemente, a qualidade das águas é ruim para o consumo humano e animal.

As vazões dos poços já perfurados são modestas, variando entre 1 e 5 m³/h, e a qualidade das águas é caracterizada por teores de sólidos totais dissolvidos (STD) inferiores a 2.000 mg/l em apenas 37% dos casos, conforme levantamentos da CPRM. A utilização de dessalinizadores é quase sempre necessária para melhorar a qualidade da água fissural, para uso humano.

Cabe, portanto, avaliar a efetiva disponibilidade da área sedimentar, caracterizada por aquíferos profundos, em geral, porém limitados em área de ocorrência e, por vezes, em termos da qualidade da água, que pode causar a salinização dos solos.

3.1.3.2 OS AQUÍFEROS SEDIMENTARES

Os principais aquíferos sedimentares das áreas receptoras estão concentrados no Cariri Cearense (Araripe), no Baixo Jaguaribe, Baixo Açu e Chapada do Apodi (aquífero Potiguar) e nos leitos aluvionares dos principais rios intermitentes. O aquífero aluvionar, por depender das chuvas e vazões anuais de recarga, apresenta grande variação anual e baixa garantia, quando se trata de suprimentos hídricos exigentes de garantia hídrica. Em Pernambuco, na bacia do São Francisco, ocorrem potencialidades subterrâneas limitadas nas bacias dos rios Moxotó (aquífero Jatobá) e Brígida (bacia do Araripe).

O aquífero do Cariri Cearense foi primeiro estudado pela SUDENE/COOP. TÊC. FRANCESA, 1964. Seguiu-se o Inventário Hidrogeológico Básico do Nordeste, onde a área fez parte da folha 14 (SUDENE, 1970). O último e mais completo estudo geológico e hidrogeológico desta Bacia Sedimentar foi realizado pelo Departamento Nacional da Produção Mineral – DNPM/Recife, 1995-1996. O arcabouço estrutural hoje considerado é o proposto pela PETROBRÁS 1991-1992.

O volume total de água subterrânea estocado nos dois sistemas aquíferos principais da bacia do Cariri é estimado em 88 bilhões m³, dos quais 229 milhões

m³/ano renováveis ou explotáveis em condições de sustentabilidade (DNPM, 1996). Admitindo-se uma reserva líquida correspondente a 50% das reservas renováveis, tal como se considera viável no caso de açudes que perdem grandes volumes de água por evaporação - relação entre o volume regularizado e o volume afluente bruto - verifica-se a possibilidade de extrair cerca de 115 a 120 milhões m³/ano de água subterrânea, o que equivale a cerca de 3,6 a 3,9 m³/s disponíveis.

Essa vazão permite abastecer um milhão de pessoas com taxa de consumo de 200 litros/habitante/dia, além de irrigar cerca de 4 mil ha, ou seja, é suficiente para o abastecimento da população projetada das microrregiões do Cariri Cearense. Nos Estudos de Inserção Regional essa disponibilidade e correspondente demanda foi considerada, para o abastecimento da micro-região de Juazeiro do Norte e do Cariri centro-ocidental. Do lado Pernambucano, a oferta ocorre basicamente no trecho alto da bacia do Brígida, não atingindo as áreas dominadas pelos açudes Entremontes e Chapéu.

Na bacia do rio do Peixe, afluente do rio Piranhas na Paraíba, o pacote sedimentar é formado por sedimentos silto-arenosos finos, com camadas argilosas intercaladas, formando sinclinal de assimetria pronunciada. As águas subterrâneas deste pacote sedimentar têm utilidade exclusivamente para abastecimento das populações e rebanhos e uma pequena irrigação de apoio à população dispersa. Os poços aí perfurados têm logrado vazões relativamente baixas, sendo o valor mais freqüente da ordem de 5 m³/h, ou 0,0014 m³/s.

A bacia sedimentar denominada de Potiguar, que se estende ao longo do litoral Norte do Rio Grande do Norte até o rio Jaguaribe, a Oeste, e tem como limite Sul os afloramentos do embasamento cristalino, contém dois aquíferos importantes: Jandaíra, em formação calcária, mais superficial, e Açú, mais profundo, em formação arenítica. A extensão continental dessa unidade geológica é da ordem de 22.500 km². Os estudos hidrogeológicos desenvolvidos pela SUDENE deram início às avaliações dos potenciais de água subterrânea desta unidade geológica (Rebouças et al, 1967).

As estimativas de reservas indicam que o aquífero Açú estoca cerca de 117 bilhões de m³, enquanto o calcário Jandaíra tem cerca de 180 bilhões de m³ de água estocado nos seus sistemas cársticos. Quanto às reservas renováveis, têm-se cerca de 100 milhões m³/ano escoando pelo aquífero Jandaíra e 4 milhões m³/ano no arenito Açú, totalizando 104 milhões m³/ano, ou 3,3 m³/s (Rebouças, 1973).

No setor Oeste da Bacia Potiguar está localizada a cidade de Mossoró (250.000 habitantes), em cujas cercanias a água subterrânea extraída do aquífero confinado Açú por meio de poços de quase 1.000 m de profundidade, já irrigava em cerca de 1.000 ha, em 1996, uma produção expressiva de frutas tais como melão,

maracujá, acerola, caju, graviola, manga e outras culturas é destinada aos mercados nacional e internacional (CPRM, 1996). A descarga renovável avaliada para o aquífero Açú, com 95% de probabilidade de acerto, foi avaliada em 1,15 m³/s (MI/FADE, 2002).

No aquífero Jandaíra existe maior potencial de água renovável, estimado em 10,7 m³/s (MI/FADE, 2002), porém com alto teor salino, carbonatado. Sua utilização em irrigação poderá acarretar a impermeabilização do solo e, na presença eventual de sódio, sua salinização, além de provocar uma vida útil restrita nos equipamentos e condutos metálicos dos empreendimentos. Estudos realizados (MI/FADE, 2002) diagnosticaram que apenas 6,3%, de 1218 poços avaliados na formação Jandaíra, apresentavam água com baixo ou médio teor de sais. Cerca de 3 m³/s já eram explorados na região, em 2002, havendo disponibilidade de 7,7 m³/s adicionais, com 100% de aproveitamento, e 3,8 m³/s com 50% de aproveitamento, conforme prática adotada para utilização das reservas renováveis.

Por outro lado, os Estudos de Inserção Regional para o empreendimento de Integração de Bacias, também avaliou a disponibilidade hídrica da área receptora, incluindo os aquíferos aluvionares. Definiu uma disponibilidade renovável total de 6,62 m³/s na bacia Potiguar; 3,28 m³/s para o Baixo Jaguaribe e Banabuiú; 3,95 m³/s para o Alto e Médio Jaguaribe; 0,74 m³/s para a bacia do Piranhas, na Paraíba; 0,91 m³/s na bacia do rio Paraíba; 0,57 m³/s na bacia do rio Moxotó; e 0,40 m³/s na bacia do rio Brígida, totalizando 16,6 m³/s. Retirando-se as vazões da bacia do São Francisco e das áreas aluvionares com menor garantia de suprimento, a disponibilidade dos aquíferos confinados é de aproximadamente 8m³/s, dos quais 3,3 m³/s já suprindo em parte a microrregião de Juazeiro do Norte. (Estudos de Inserção Regional, Relatório Geral -TOMO II, MI/2000)

Os Estudos de Inserção avaliaram, portanto, a disponibilidade de cerca de 6m³/s, ficando as águas aluvionares ribeirinhas destinadas a usos difusos com garantia limitada de suprimento, garantia que será aumentada nos rios que receberem as vazões transferidas do rio São Francisco pelo empreendimento de Integração de Bacias.

3.1.3.3 CUSTOS PARA EXPLOTAÇÃO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

Em função da grande variação nas características dos diferentes aquíferos, principalmente no que se refere à profundidade, potencialidade e disponibilidade, os custos para a exploração de águas subterrâneas são muito díspares de local a local.

Para a caracterização de custos médios desta exploração, optou-se pelos dados contidos no Plano Estadual de Recursos Hídricos do Estado do Rio Grande do

Norte¹, no qual os custos para instalação de poços em áreas cristalinas, aluvionares e sedimentares foram estimados com base na experiência da COMPESA – Companhia Pernambucana de Saneamento e do Laboratório de Hidrogeologia da Universidade Federal de Pernambuco, adequadas às condições do Estado, resultando nos valores apresentados no Quadro 3.1.3.3-1, a seguir.

QUADRO 3.1.3.3-1 – CUSTO PARA INSTALAÇÃO DE POÇOS (PERH-RN)

Produto	Custo (R\$)	Instalação (R\$)	Total (R\$)
Poço no Cristalino (60 m)	5.630,00	6.050,00	11.680,00
Poço em Aluvião (8 m)	4.220,00	6.050,00	10.270,00
Poço no Sedimentar (150 m)	42.200,00	7.030,00	49.230,00
Poço no Sedimentar (400 m)	225.070,00	14.070,00	239.140,00

Observações:

- Os valores constantes no Quadro acima são valores médios. No mesmo estudo há estimativas de custos de poços no Aquífero Açú de até R\$ 492.300,00, cuja composição não é especificada.
- Valores monetários obtidos do PERH-RN (Nov/1998), atualizados para Fev/2004, com base nos Índices de Custo nacional da Construção Civil, Série A015798.0 – Coluna 39, da Revista Conjuntura Econômica da FGV, exemplar de Abr/2004 (fator de correção = 1,407).

Por sua vez, os custos de adução, considerando tubulações de 4 polegadas, foram estimados em R\$ 100.000,00/km.

No caso específico das regiões cristalinas do Estado, o estudo citado considerou como 30 m³/h o limite da potencialidade de produção dos aquíferos existentes para atender os futuros déficits de abastecimento - estimados até 2020 - de municípios localizados nestas regiões. Desta forma, foi pressuposto que um dado município poderia obter tal vazão através da exploração de 10 poços, metade no cristalino e metade nos aluviões.

Os custos envolvidos para obtenção desta vazão, incluindo os estudos de localização dos poços e de uma adução da ordem de 1.000 m, são apresentados no Quadro 3.1.3.3-2, a seguir:

QUADRO 3.1.3.3-2 – CUSTOS PARA OBTENÇÃO DE UMA VAZÃO DE 30 M³/H

Atividade	Nº de Poços	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Poços no Cristalino	5	11.680,00	58.400,00
Poços em Aluviões	5	10.270,00	51.350,00
Adução (1.000 m)	-	100.000,00	100.000,00
40 furos em 2" (10 m)	40	Global	5.630,00
Total			215.380,00

- Valores monetários obtidos do PERH-RN (Nov/1998), atualizados para Fev/2004, com base nos Índices de Custo nacional da Construção Civil, Série A015798.0 – Coluna 39, da Revista Conjuntura Econômica da FGV, exemplar de Abr/2004 (fator de correção = 1,407).

¹ RIO GRANDE DO NORTE/SERHID. Plano Estadual de Recursos Hídricos. HE-1358-R30-1198. HIDROSERVICE Engenharia Ltda. Natal, novembro/98.

A distribuição de salinidade da água subterrânea não é homogênea, havendo significativas variações regionais e mesmo em nível local. Segundo os Estudos de Inserção Regional do Projeto de Integração (MI/2000), uma amostra de 380 poços no domínio cristalino do Rio Grande do Norte (bacia do rio Piranhas-Açu) mostrou resíduos secos variáveis de 125 mg/l a 19.534 mg/l. O teor médio de salinidade é de 2.376 mg/l contra um valor mediano de 1.015 mg/l. Foram registrados 188 valores menores ou iguais a 1.000 mg/l, representando 50% do total. Muitas dessas águas devem ter sido coletadas nos períodos chuvosos, já que o normal é encontrar águas bastante mineralizadas (o resíduo seco médio no semi-árido nordestino é da ordem de 1.000 a 3.000 mg/l).

Nos locais onde eventualmente não existirem problemas de salinidade, portanto, o custo médio anual obtido de produção de água subterrânea seria da ordem de R\$ 0,82/m³, que diluídos em um horizonte de 25 anos, considerando uma taxa de desconto de 12% ao ano, resultaria em R\$ 0,10/m³.

Onde ocorrem problemas de salinidade em águas do cristalino e aluviões, os custos totais para produção de 30 m³/h foram acrescidos de R\$ 422.000,00, valor estimado para a implantação de um dessalinizador com capacidade de purificar tal volume de água. Nestas condições, o custo total se elevaria a R\$ 680.700,00, resultando em um custo médio anual de produção de R\$ 2,59/m³, que diluídos em um horizonte de 25 anos, considerando uma taxa de desconto de 12% ao ano, resultaria em R\$ 0,37/m³ de água potável produzida. Cabe ainda destacar que este custo unitário poderá ser bem mais elevado, se consideradas as perdas resultantes do processo de dessalinização das águas.

3.1.4 DESSALINIZAÇÃO DA ÁGUA DO MAR

3.1.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A dessalinização da água é, atualmente, uma solução amplamente aceita para a adição de água a locais onde as fontes de águas potáveis estejam limitadas ou esgotadas, especificamente para usos urbanos. O processo pode ser aplicado tanto à água do mar (total de sólidos dissolvidos igual a superior a 30.000 ppm), como à água salobra subterrânea (total de sólidos dissolvidos entre 500 e 30.000 ppm, segundo Resolução CONAMA Nº 20), proveniente de poços e que, apesar de apresentar salinidade inferior à água do mar, ainda está acima dos limites de potabilidade e uso doméstico.

Ao final de 1991, encontravam-se em operação, em cerca de 120 países, 8.800 usinas de dessalinização, com uma produção nominal total de 15,5 milhões de m³/dia, com uma média de 20,5 l/s de capacidade. Cerca de dois terços da capacidade de produção destas usinas correspondia à dessalinização de água do

mar, um quarto de água salobra e o restante à dessalinização de águas servidas, com propósitos industriais ou públicos.

A Arábia Saudita é responsável por aproximadamente 27% da produção mundial, com predominância de unidades dessalinizadoras de água do mar que utilizam processos de destilação, baseado no uso do petróleo/gás abundante. Em segundo lugar, estão os Estados Unidos da América, com cerca de 12% do total produzido, e predomínio da dessalinização de águas salobras em usinas que utilizam o processo de osmose reversa.

A tendência mundial da última década têm sido de um aumento anual de 7 a 10% na produção de água dessalinizada. Dada a existência de uma super-exploração dos recursos de água disponíveis, assim como a necessidade de melhorias na qualidade das águas, de maneira geral, e das águas potáveis para uso doméstico, em particular, pode-se afirmar, seguramente, que a tendência observada irá se manter ou mesmo aumentar. Além disso, cabe ressaltar que o crescimento da demanda tem incentivado o surgimento de novos processos, cada vez mais seguros e econômicos, levando a uma sensível redução dos custos unitários de produção de água dessalinizada em grandes unidades de tratamento, como no caso de Israel.

Uma estação dessalinizadora separa a água salina em dois fluxos: um com uma baixa concentração de sais solúveis, constituindo a água doce ou potável, e o outro contendo os sais remanescentes, o concentrado ou salmoura. Para operar necessita de energia e pode usar diferentes tecnologias para esta separação.

3.1.4.2 PROCESSOS DE DESSALINIZAÇÃO DA ÁGUA DO MAR

a) Destilação a Multi-Efeitos (MED)

O processo MED emprega um certo número de estágios, normalmente entre 8 e 12, para produzir quantidades cumulativas de água destilada. Cada estágio é caracterizado por um recipiente (vaso) de pressão, atravessado por um feixe de tubos. Cada recipiente, por sua vez, tem uma pressão ambiente ajustada a níveis mais baixos do que a pressão atmosférica, de forma a permitir a ebulição da água em temperatura inferior àquela necessária ao nível do mar.

A redução da temperatura de ebulição da água é importante para a redução dos custos de energia necessários ao processo e para prevenir incrustações nos equipamentos utilizados, pois certos sais dissolvidos em água fria precipitam-se quando a temperatura é elevada, como é o caso de certos carbonatos e sulfatos.

Para uma redução significativa dos custos de energia para a evaporação, o processo utiliza uma seqüência de estágios, cada um operando sob condições de temperatura e pressão mais baixas que o anterior.

A adição de calor é obtida através da condensação de vapor de aquecimento ou fornecida pela água do mar aquecida no primeiro estágio, quando a temperatura deve chegar a 70-80°C. Este calor latente é circulado de um estágio para o seguinte, cada um deles gerando seu próprio produto. Este grupo de estágios é denominado como a Seção de Recuperação de Calor. O calor residual é finalmente transferido, no Condensador de Rejeição de Calor, para a água do mar de entrada no sistema.

Usinas de MED devem apresentar uma fonte de energia barata para o aquecimento inicial da água bruta. O consumo de energia nos sistemas que empregam esse processo varia entre 40 e 60 kWh/m³ de água produzida.

Usualmente, as usinas MED utilizam o calor residual de estações de geração térmica, incluindo turbinas a gás, sendo implantadas nas suas vizinhanças.

Uma alternativa, no caso do Nordeste, onde nenhuma estação térmica adequada está disponível, poderia ser o uso de aquecimento a energia solar. A dessalinização solar está sendo aplicada em instalações menores, denominadas "destilarias solares" ou "solar stills". A água do mar é aquecida por radiação solar em coberturas transparentes e curvas (domos ou arcos). O vapor criado pelo aquecimento se precipita na superfície interna dessas coberturas e goteja para calhas coletoras já como produto (água dessalinizada). Neste caso, a água aquecida seria alimentada em uma usina MED.

Uma unidade de capacidade de 10.000 m³/dia (116 l/s) requer, aproximadamente, uma área de 11,5 ha.

b) Osmose Reversa (RO)

O processo de Osmose Reversa baseia-se no princípio de que toda solução salina apresenta uma pressão osmótica proporcional à sua concentração. Quando duas soluções salinas, com concentrações e pressões osmóticas diferentes, estiverem separadas por uma membrana semi-permeável, o diferencial de pressão osmótica força o solvente a fluir através da membrana do diluto em direção à solução concentrada.

No processo RO, a osmose normal é revertida por uma bomba à alta pressão, criando uma pressão superior ao diferencial de pressão osmótica da água do mar. O processo é governado pela qualidade e características da membrana semi-permeável.

A membrana semi-permeável permite a passagem da água mas não dos íons maiores do sal, separando os sais dissolvidos da solução salina. O fluxo de água bruta é forçado através da membrana por uma pressão externa superior à pressão osmótica da solução, produzindo o permeado. A maioria dos sais (mais de 99%) permanece na porção da alimentação que não permeou através da membrana, aumentando sua salinidade. Esta parte - salmoura ou água do mar concentrada - é rejeitada. A taxa de conversão para água do mar para água potável é normalmente de 35 a 45%. Algumas membranas mais novas podem chegar a 50% de conversão, reduzindo assim requerimentos de bombeamento. Fatores de conversão maiores reduzem as exigências de potência de bombeamento, mas aumentam a concentração média da solução e a salinidade do produto.

Uma vez que as membranas são finas e não podem resistir à pressão operacional (aproximadamente 70 bar para dessalinização da água do mar), elas devem ser suportadas em vasos de pressão.

A vida útil da membrana é um fator crítico, variando entre 3 e 5 anos. Seu desempenho é afetado, não só pela compactação, mas também por incrustações e entupimentos. Consequentemente, usinas de RO requerem um pré-tratamento da corrente de alimentação.

A demanda de energia de um equipamento de médio porte que utiliza o processo de osmose reversa é de cerca de 5 kWh/m³ de água potável obtida

c) Sistemas de Dessalinização Híbridos

Um sistema de dessalinização híbrido consiste em uma combinação de dois ou mais processos de dessalinização operando em uma única instalação, permitindo incorporar as melhores características de todos os processos. O sistema é econômico para usinas de maior porte, isto é, aquelas com capacidade de 100.000 m³/dia ou mais.

Um exemplo de um sistema híbrido seria uma unidade de destilação e osmose reversa, construída como parte de uma usina de duplo propósito (eletricidade e dessalinização). A principal vantagem desse sistema seria uma diminuição do custo da água dessalinizada.

Estes sistemas híbridos podem incluir um terceiro processo, a compressão de vapor (VC), onde o vapor que emana da água do mar aquecida é precipitado por pressão. No entanto, o processo VC apresenta desvantagens se comparado ao MED e ao RO, encontrando-se em vias de se tornar obsoleto.

3.1.4.3 LOCALIZAÇÃO DAS USINAS DE DESSALINIZAÇÃO DA ÁGUA DO MAR

a) Considerações Gerais

As áreas naturalmente propícias para a localização de usinas de dessalinização de água do mar são aquelas próximas à costa. Além deste aspecto, a seleção deverá levar em conta os seguintes pontos:

- disponibilidade de água do mar de boa qualidade (ausência de poluição e temperatura relativamente alta);
- proximidade ao local da demanda;
- proximidade a uma fonte de energia de baixo custo (energia residual), tal como uma usina de geração térmica com turbinas a gás natural ou óleo diesel;
- disponibilidade de eletricidade a custo reduzido, em geral, mesmo se limitada a horários fora de pico;
- no caso de uma usina de MED, é desejável que a água produzida seja misturada com água natural, uma vez que o produto de destilação é insípido. A disponibilidade de uma fonte natural de água também é importante para assegurar ao menos um fornecimento limitado no caso de paradas da usina. A construção de unidades de dessalinização compostas de módulos independentes minimizaria o risco de interrupção completa da operação;
- no caso de uma usina de MED alimentada por água aquecida por radiação solar, deveria haver a disponibilidade de áreas de baixo custo próximas à costa para o aquecimento da água bruta;
- as condições da costa devem permitir a descarga da salmoura residual no mar, sem causar danos ambientais.

b) Localização Junto a Centrais Termelétricas

A localização de usinas de dessalinização de água do mar próximas a centrais elétricas e ao longo da costa apresenta as seguintes vantagens:

- disposição da salmoura, que constitui 60 a 65% de toda a água bombeada em usinas de dessalinização do tipo RO (processo mais usualmente utilizado), diretamente no mar;
- utilização de tomadas/descargas de centrais elétricas servindo também às usinas de dessalinização;

- integração com instalações de centrais elétricas, diminuindo assim os impactos relacionados aos aspectos estéticos ao longo da costa;
- utilização de calor residual criado por turbinas geradoras ou pela água de resfriamento, durante a operação das usinas de força de centrais elétricas, contribuindo na economia do consumo de combustíveis fósseis, reduzindo, desta maneira, a poluição ambiental;
- economia na aquisição de terras, usualmente de altos custos, como, por exemplo, em uma região litorânea congestionada, como é o caso de Fortaleza.

3.1.4.4 ASPECTOS AMBIENTAIS DA DESSALINIZAÇÃO DA ÁGUA DO MAR

Entre os possíveis impactos negativos decorrentes da construção e operação de usinas de dessalinização destacam-se:

- impacto da salmoura sobre o ambiente marinho, flora e fauna, temperatura da água, turbidez, teor de oxigênio, concentração de nutrientes na água, especialmente em região de mangues e reprodução da fauna marinha;
- efeito da salmoura sobre atividades humanas, como natação e pesca;
- efeito das usinas de dessalinização sobre a harmonia paisagística;
- incômodos gerados pelo ruído, particularmente em usinas de dessalinização híbridas;
- poluição e outros riscos relacionados ao transporte e armazenamento de combustíveis em usinas de dessalinização híbridas.

3.1.4.5 CUSTOS PARA PRODUÇÃO DE ÁGUA DESSALINIZADA DO MAR

Os investimentos em usinas de dessalinização com capacidades superiores a 20.000 m³/dia, baseiam-se em processos MED, VC e RO e são estimados entre US\$ 800 a US\$ 1.200/m³/dia de água potável produzida.

Os custos de investimento dependem, em grande parte, do local de instalação da usina, do volume da demanda, da qualidade físico-química da água bruta e da capacidade de produção.

Os custos de operação e manutenção (não incluindo custos de energia) geralmente incluem os seguintes componentes: pessoal, materiais e sobressalentes, produtos químicos e substituição de membranas (para plantas de RO). A vida útil de membranas, no caso do processo de osmose reversa para água do mar, tem sido estabelecida entre 3 e 5 anos.

Para membranas empregadas na dessalinização de água do mar, o custo por metro cúbico de produto varia entre US\$ 0,10 a 0,20/m³ (incluindo os vasos de pressão).

O Quadro 3.1.4.5-1 apresenta a composição do custo de produção de água salina utilizando o processo de osmose reversa. Em usinas de porte, o custo é de US\$ 0,617/m³ de água potável produzida, enquanto para uma usina de tamanho médio é de US\$ 0,754/m³. Isto atinge, a valores atuais da paridade real/dólar americano (1 US\$ = R\$ 3,00), a R\$ 1,85/m³ (1.850/mil m³) e R\$ 2,26/m³ (2.260/mil m³).

No presente estudo, considerou-se o custo acima, determinado para usinas de osmose reversa, uma vez que as condições requeridas para este tipo de usina, em especial a energia elétrica do sistema e a água do mar, são geralmente satisfeitas plenamente ao longo da costa dos estados do nordeste semi-árido: Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba e Pernambuco.

As condições locais de disponibilidade de fontes de calor residual de usinas de força ou de sítios favoráveis ao aquecimento solar da água do mar podem criar oportunidades para o emprego de processos de destilação ou híbridos, que venham a competir com a osmose reversa.

No Estado da Califórnia, EUA, os custos de dessalinização de água salina, incluindo a amortização do planejamento, projeto e construção, e os custos de operação, incluindo energia, foram estimados entre R\$ 1,70/m³ (supondo custos de energia de R\$ 0,15/kWh) e R\$ 2,92/m³ (supondo custos de energia de R\$ 0,33/kWh)².

Em trabalho recentemente publicado no México³ foram avaliados os custos de produção de água nas 90 plantas desalinizadoras em operação, de um total de 131 construídas. Entre as que tratam águas salinas foram estimados custos em função da capacidade de produção e do sistema de destilação, comparando aquelas que usam energias convencionais (Osmose Reversa - ORC e Destilação de Etapas Múltiplas - DEMC) e que usam energia solar (OR+ES e DEM+ES). Os dados, apresentados na Figura 3.1.4.5-1, mostram que as alternativas com energia convencional (óleo diesel, eletricidade e outros combustíveis) ainda são mais baratas, sendo que a osmose reversa convencional em plantas com capacidade de 50.000 m³/dia têm custos de água da ordem de R\$ 2,00/m³, ou R\$ 2.000/mil m³.

Mesmo supondo reduções expressivas de até 50% nesses custos no longo prazo, que o levariam a R\$ 1,00 por m³, esta água ainda seria mais cara do que outras

2 California Department of Water Resources (2003) Water Desalination Findings and Recommendations Sacramento, CA, USA (October 2003).

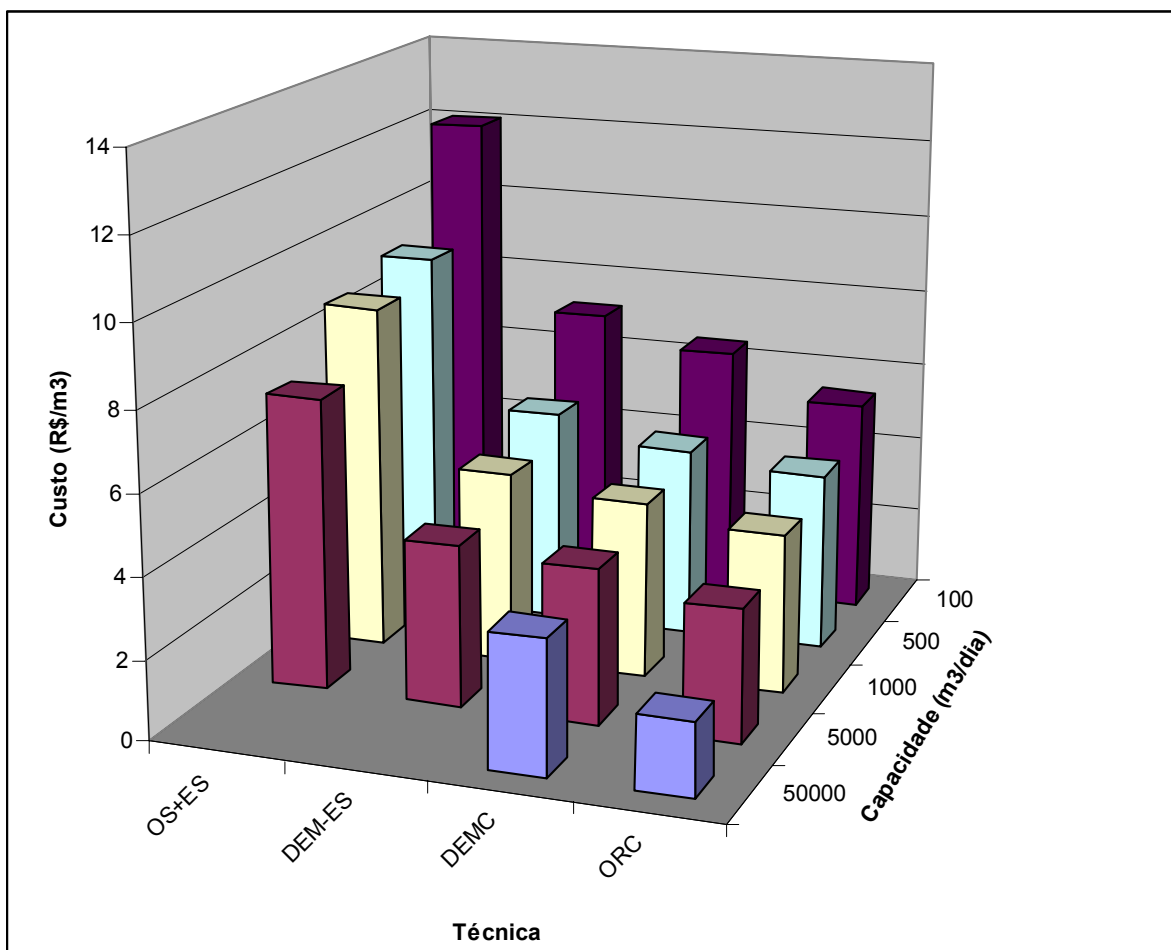
3 Díaz, M. F. e González, A. R. (2003) Desalación del Agua: Una Alternativa para Resolver la Demanda de Agua Potable en el Sur de la República Mexicana. Agua Latinoamérica, setembro/outubro 2003

alternativas de abastecimento das cidades litorâneas, tais como a transferência de águas do rio São Francisco, incluindo os custos de investimento, operação e manutenção do Projeto, mais os custos de adução e tratamento da água até cidades litorâneas como Fortaleza e João Pessoa, que poderiam beneficiar-se dessa tecnologia, já que cidades interiores incorreriam em custos ainda maiores.

QUADRO 3.1.4.5-1 – CUSTO PARA DESSALINIZAÇÃO DE ÁGUA DO MAR

Parâmetros	Unidade	Valores de Produção	
	m ³ /ano	50 milhões	5 milhões
Investimento (Usina)	US\$/m ³ /dia	790	1.248
Investimento (Membranas)	US\$/m ³ /dia	158	158
Consumo de Eletricidade	kWh/m ³	4,7	4,7
Custos de Eletricidade	US\$ cents/m ³	5,5	5,5
Manutenção	% do investimento	1	1,5
Custos de Produtos Químicos	US\$ cents/m ³	4	4
Custos com Operadores	US\$/ano	20.000	20.000
Período de Amortização (Usina)	Anos	25	25
Período de Amortização (Membranas)	Anos	5	5
Custo de Membranas	US\$ cents/m ³	11	11
Taxa de Juros	%/ano	5	5
Fator de Disponibilidade	%	90	90
Número de Operadores	un.	20	9
Estimativa de Custos			
Produção Diária	m ³ /dia	152.207	15.221
- Investimento	10 ⁶ US\$		
Usina		120,2	19,0
Membranas		24,0	2,4
Total		144,2	21,4
- Custos de Capital	10 ⁶ US\$/ano		
Usina		8,5 - 17,1 US\$ cents/m ³	1,3 - 27,0 US\$ cents/m ³
Membranas		5,6 - 11,5 US\$ cents/m ³	0,6 - 11,1 US\$ cents/m ³
Total		14,1 - 28,2 US\$ cents/m ³	1,9 - 38,1 US\$ cents/m ³
- Energia	10 ⁶ US\$/ano	12,9 - 25,9 US\$ cents/m ³	1,3 - 25,9 US\$ cents/m ³
- Operação e Manutenção	10 ⁶ US\$/ano		
Produtos Químicos		2,0 - 4,0 US\$ cents/m ³	0,2 - 4,0 US\$ cents/m ³
Manutenção		1,2 - 2,4 US\$ cents/m ³	0,2 - 3,8 US\$ cents/m ³
Operação		0,6 - 1,2 US\$ cents/m ³	0,2 - 3,6 US\$ cents/m ³
Total		3,8 - 7,6 US\$ cents/m ³	0,2 - 11,4 US\$ cents/m ³
Resumo dos Custos Anuais			
Capital		17,1 US\$ cents/m ³	27 US\$ cents/m ³
Energia		25,9 US\$ cents/m ³	25,9 US\$ cents/m ³
Operação e Manutenção (incl. membranas)		18,7 US\$ cents/m ³	22,5 US\$ cents/m ³
Total		61,7 US\$ cents/m ³	75,4 US\$ cents/m ³

FIGURA 3.1.4.5-1 – CUSTO PARA DESSALINIZAÇÃO DE ÁGUA DO MAR



3.1.4.6 PROCESSOS DE DESSALINIZAÇÃO DE ÁGUA SALOBRA DE POÇOS

a) Osmose Reversa (RO)

A dessalinização de água salobra por osmose reversa é, em princípio, bastante similar à dessalinização de água do mar, empregando a mesma técnica, conforme descrito anteriormente. Todavia, existem algumas diferenças fundamentais, como listado a seguir:

- o pré-tratamento é ligeiramente diferente;
- uma vez que a pressão osmótica da água salgada é significativamente mais baixa que a da água do mar, as pressões operacionais em um processo de dessalinização de água salobra são, apenas, de 30 a 50% daquela necessária às usinas de dessalinização da água do mar: 15-30 atm para água salobra ao invés de 55-80 atm para a água do mar;

- a taxa de recuperação para água salobra é função da concentração dos sais dissolvidos na água de alimentação. A taxa de recuperação para a dessalinização de água salobra é aproximadamente 60-80%, enquanto no caso de água do mar é de 35-55%;
- o consumo de energia em uma usina de dessalinização de água salobra, empregando osmose reversa, é de 1,0 a 1,4 kWh/m³ de água produzida, enquanto para a água do mar, empregando a mesma técnica, esse valor é de aproximadamente 5 kWh/m³;
- a dessalinização de água salobra, normalmente, constitui um processo de um simples estágio, ao passo que para a água do mar, o processo requer, usualmente, estágio duplo, em série;
- o custo de dessalinização de água salobra é aproximadamente 30 a 50% do verificado para a água do mar, sendo o fator custo uma função do teor de sal na água de alimentação e da energia consumida no processo;
- o teor de sal da água salobra pode mudar ao longo do tempo ou como resultado de mudanças sazonais. Estas mudanças afetam as condições operacionais da usina, em termos de volumes produzidos de água dessalinizada. A dessalinização da água do mar também pode ser afetada por mudanças sazonais no teor de sal e temperatura da água do mar, o que pode igualmente afetar as condições operacionais da usina, porém em menor grau.

b) Eletrodialise (ED)

A eletrodialise baseia-se no princípio de que sais dissolvidos em água são iônicos por natureza e que soluções salinas são eletrólitos. Quando os íons são sujeitos a um campo elétrico, por meio de dois eletrodos, os cátions (íons positivos) migram para o cátodo (eletrodo negativo) e os ânions (íons negativos) para o ânodo (eletrodo positivo).

A taxa de remoção de sal é essencialmente controlada pelas leis de Faraday, sendo proporcional à quantidade de carga que passa por unidade de tempo. Taxas de desmineralização, de ordem prática, situam-se entre 75-99%. Para atingir estes valores é necessário empregar vários estágios de dessalinização em série.

O pré-tratamento da água de alimentação é muito importante, no sentido de assegurar o fluxo contínuo de rejeito de salmoura, bem como o fluxo de água produzida.

De maneira a prevenir a deposição de sais nas pilhas, ácidos e/ou polifosfatos devem ser adicionados ao fluxo de alimentação. Se as incrustações se tornarem excessivas, operações de limpeza tornam-se necessárias.

A eletrodiálise é competitiva, em termos de custos, à RO, para água de alimentação salobra dentro de uma concentração de até 3.000 ppm de sólidos dissolvidos totais, não sendo, portanto, adequada para a dessalinização da água do mar.

O consumo de energia é da ordem de 1,5 a 2 kWh/m³ de água tratada.

c) Processo de Eletrodiálise Reversa (EDR)

O processo de eletrodiálise reversa foi desenvolvido no início dos anos 70, visando solucionar vários problemas com o processo de eletrodiálise usual, tais como a necessidade de adição de ácidos ou agentes complexantes, como hexametáfosfato de sódio, ou a necessidade de pré-abrandamento da água de alimentação.

O processo trabalha baseado no mesmo princípio que o processo de eletrodiálise padrão. Todavia, a cada intervalo de 15 a 20 minutos, a direção do campo elétrico é revertida, invertendo a polaridade dos eletrodos por cerca de 1 minuto.

Atualmente, a maioria das usinas eletrodiálise emprega este processo reversível, que na medida em que previne a formação de incrustações, possui vida útil das membranas substancialmente mais alta.

d) Nano-Filtração (NF)

Como no caso da osmose reversa, a nano-filtração (NF) separa substâncias dissolvidas a partir de soluções, forçando-as, sob pressão, através de superfícies de membranas semi-permeáveis.

As usinas que empregam este processo produzem água abrandada a uma taxa de dessalinização mais baixa. Até o momento, a nano-filtração tem sido amplamente empregada no abrandamento e remoção de orgânicos de águas duras e/ou altamente contaminadas em grandes sistemas de abastecimento de água municipais, com teor de sal relativamente baixo.

As pressões operacionais deste processo são mais baixas que as verificadas para o de osmose reversa - apenas 3-10 atm contra 15-30 atm, proporcionando significativa economia de energia: 0,5-0,8 kWh/m³ para usinas que empregam nano-filtração contra 1,2-2,0 kWh/m³ de água dessalinizada por usinas a osmose reversa. Em termos de custos de energia, a economia de energia chega a cerca de US\$ 0,36/m³ de água dessalinizada.

Geralmente, o processo de nano-filtração é empregado para água salobra de baixa concentração de sais, ou como um tipo de tratamento para ser empregado quando

só alguns dos componentes das soluções são prejudiciais (por exemplo, para abrandamento).

3.1.4.7 ASPECTOS AMBIENTAIS DA DESSALINIZAÇÃO DA ÁGUA DE POÇOS

No Brasil, estimou-se em cerca de 350 equipamentos instalados, em 1996, com maior concentração na Região Nordeste, produzindo água doce e potável. No entanto, cerca de 25% desses equipamentos encontravam-se desativados por problemas que vão desde entraves como a falta de água nos poços, passando por equipamentos mal dimensionados, incorretamente operados ou com falta de manutenção (Cravo & Cardoso, SRH/MMA, 1996).

O principal problema ambiental da dessalinização de águas salobras diz respeito à disposição do rejeito (salmoura) gerado pelo processo. Este produto contém os sais removidos da água salobra durante a geração de água potável, apresentando, desta forma, uma concentração bem mais elevada que a da água de alimentação do sistema. Além disso, dependendo do método utilizado, pode conter outros produtos químicos empregados durante o desenvolvimento do processo de dessalinização.

A viabilidade de implantação e operação de um dessalinizador depende, fundamentalmente, da existência de locais adequados para disposição deste rejeito sem que ele venha a se constituir em fonte de poluição do solo e de fontes de águas superficiais ou subterrâneas. Esta disposição pode envolver aspectos como evaporação ou diluição do rejeito; sua injeção em um aquífero salino ou em poços de petróleo abandonados, desde que profundos; ou construção de adutoras para transportá-lo até locais adequados à disposição, sem maiores riscos ambientais.

Como se viu anteriormente, o problema potencial de disposição é consideravelmente menor quando uma instalação de dessalinização estiver localizada nas proximidades do mar, uma vez que o principal poluente do rejeito é o sal.

A identificação de métodos adequados de disposição deve ser um dos itens mais importantes a serem analisados em um estudo de viabilidade para implantação de um processo de dessalinização em qualquer local do interior, uma vez que seu custo pode afetar, consideravelmente, a viabilidade técnico-econômica do projeto.

Uma nova técnica vem sendo empregada no semi-árido brasileiro para aproveitamento da salmoura, enquanto a água tratada é utilizada para o consumo humano e animal, o resíduo salgado é utilizado para piscicultura e carcinicultura (cultivo de camarão).

A salmoura é usada para o abastecimento de tanques de criação de tilápia de água salgada e camarão. Cada módulo, constituído por dois viveiros com área de 1.000

m², pode alcançar uma produção média anual de 3.240 kg/ha para o camarão e de 6.300 kg/ha para a tilápia. Os peixes podem ser usados para consumo local, e os camarões podem ser inclusive exportados.

3.1.4.8 CUSTOS DE DESSALINIZAÇÃO DA ÁGUA SALOBRA EM USINAS NO INTERIOR

O Quadro 3.1.4.8-1 apresenta alguns exemplos de projetos dessalinização de água salobra implantados em Israel, os quais correspondem a pequenas e médias instalações, com capacidade de alguns milhares de m³/dia.

QUADRO 3.1.4.8-1 – CUSTO PARA DESSALINIZAÇÃO DE ÁGUA SALOBRA EM ISRAEL

Área	Custo (US\$/m ³)			
	Dessalinização	Disposição da Salmoura	Conexão	Total
Mar Morto – Sul	0,33	0,00	0,08	0,41
Yerkeam-Makhtesh Katan-Efthe	0,45	0,09	0,45	0,99
Ramat Hovav-Nizzana	0,57	0,09	0,19	0,85
Kana e Samar	0,35	0,00	0,06	0,41
Zukkim Springs	0,35	0,00	0,04	0,39
Em Amal	0,35	0,09	0,04	0,48
Em Hanaziv	0,35	0,09	0,03	0,47
Huga-Ramot Issachar	0,35	0,02	0,01	0,45
Taninim	0,30	0,02	0,01	0,33
Galilee Ocidental	0,35	0,09	0,06	0,43
Kinneret	0,32	0,20	0,01	0,53

Verifica-se que o custo da dessalinização não é o único componente do custo total de fornecimento de água ao sistema regional ou aos consumidores. Um dos outros componentes é a disposição da salmoura, bastante problemática e cara em áreas distantes da costa. Outro componente importante é a conexão entre vários poços de sondagem de água salobra a uma usina central de dessalinização ou, se a dessalinização ocorre próxima ao poço, a conexão dos produtos com o sistema regional de abastecimento de água potável.

Em muitos casos, as águas salobras são extraídas de aquíferos muito profundos e pobres, de forma que até mesmo o custo da água salobra à boca do poço se torna alto.

No estado da Califórnia, EUA, os custos de dessalinização de água salobra, incluindo a amortização do planejamento, projeto e construção, e os custos de operação, incluindo energia, foram estimados entre R\$ 0,30 a R\$ 3,00/m³.⁴

Estimativas preliminares para usinas de eletrodíálise no interior dos estados do Nordeste são apresentadas no Quadro 3.1.4.8-2. Em usinas de porte, o custo é

⁴ CALIFORNIA DEPARTMENT OF WATER RESOURCES (2003) Water Desalination Findings and Recommendations Sacramento, CA, USA (October 2003)

de US\$ 0,283/m³ de água potável produzida, enquanto para uma usina de tamanho médio é de US\$ 0,322/m³. Isto atinge, a valores atuais da paridade real/dólar americano (1 US\$ = R\$ 3,00), a R\$ 0,85/m³ (850/mil m³) e R\$ 0,97/m³ (970/mil m³).

QUADRO 3.1.4.8-2 – CUSTO PARA DESSALINIZAÇÃO DE ÁGUA SALOBRA

Parâmetros	Unidade m ³ /ano	Valores de Produção	
		50 milhões	5 milhões
Investimento (Usina)	US\$/m ³ /dia	258	328
Investimento (Membranas)	US\$/m ³ /dia	80	80
Consumo de Eletricidade	kWh/m ³	1,8	1,8
Custos de Eletricidade	US\$ cents/m ³	5,5	5,5
Manutenção	% do investimento	1,5	2
Produtos Químicos	US\$ cents/m ³	4	4
Custo de Operador	US\$/ano	20.000	20.000
Período de Amortização (Usina)	anos	25	25
Período de Amortização (Membranas)	anos	5	5
Custo de Membranas	US\$ cents/m ³	6	6
Taxa de Juros	%/ano	5	5
Fator de Disponibilidade	%	90	90
Número de Operadores	un.	25	9
SDT (Sólidos Dissolvidos Totais)	mg/l	6.000	6.000
Cloretos	mg/l	2.500	2.500
Estimativa de Custos			
Produção Diária	m ³ /dia	76.104	15.221
- Investimento	10 ⁶ US\$		
Usina		20	5,0
Membranas		6	1,2
Total		26	6,2
- Custos de Capital	10 ⁶ US\$/ano		
Usina		1,4 - 5,6 US\$ cents/m ³	0,4 - 7,1 US\$ cents/m ³
Membranas		1,4 - 5,6 US\$ cents/m ³	0,3 - 5,6 US\$ cents/m ³
Total		2,8 - 11,2 US\$ cents/m ³	0,6 - 12,7 US\$ cents/m ³
- Energia	10 ⁶ US\$/ano	2,5 - 9,9 US\$ cents/m ³	0,5 - 9,9 US\$ cents/m ³
- Operação e Manutenção	10 ⁶ US\$/ano		
Produtos Químicos		1,0 - 4,0 US\$ cents/m ³	0,2 - 4,0 US\$ cents/m ³
Manutenção		0,3 - 1,2 US\$ cents/m ³	0,1 - 2,0 US\$ cents/m ³
Operação		0,5 - 2,0 US\$ cents/m ³	0,2 - 3,6 US\$ cents/m ³
Total		1,8 - 7,2 US\$ cents/m ³	0,5 - 9,6 US\$ cents/m ³
Resumo dos Custos Anuais			
Capital		5,6 US\$ cents/m ³	7,1 US\$ cents/m ³
Energia		9,9 US\$ cents/m ³	9,9 US\$ cents/m ³
Operação e Manutenção (incl. Membranas)		12,8 US\$ cents/m ³	15,2 US\$ cents/m ³
Total		28,3 US\$ cents/m ³	32,2 US\$ cents/m ³

Tais custos não incluem o desenvolvimento de uma fonte de água salobra, transporte até a usina, transporte até os usuários e, o que pode ser muito difícil, a disposição ambientalmente correta da salmoura residual. Para este caso, a solução mais óbvia corresponderia a lagoas de evaporação, requerendo maiores cuidados na selagem de seus fundos de modo a prevenir a poluição dos solos e das águas subterrâneas.

Ao contrário da dessalinização da água salina, em que o estoque é praticamente ilimitado, a água salobra é limitada aos estoques existentes de açudes e aquíferos salinizados e podem ser considerados como alternativa de abastecimento apenas de pequenas comunidades próximas a estes mananciais.

3.1.5 REUTILIZAÇÃO DE ÁGUAS SERVIDAS

3.1.5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em um grande número de regiões, a disponibilidade de água potável sempre foi limitada pelas próprias condições naturais. Em outras, o acelerado crescimento populacional, o acentuado desenvolvimento econômico e a conseqüente melhoria do padrão de vida da população, têm aumentado a demanda hídrica, e, desta forma, os riscos de escassez deste recurso indispensável à vida.

Por outro lado, o atendimento desta demanda vem gerando um volume cada vez maior de rejeitos, cujo destino final é a principal causa de poluição e contaminação de fontes naturais de água potável, tanto superficiais como subterrâneas, trazendo sérios riscos, de curto e longo prazos, à saúde daqueles que se utilizam diretamente destas águas e diminuindo a disponibilidade dos recursos de boa qualidade.

Tais fatos, aliados à conscientização da necessidade de preservação e melhoria do meio ambiente, que vem crescendo nas últimas décadas, passaram a exigir o tratamento das águas servidas, tendo em vista melhorar sua qualidade antes da disposição final.

Como resultado, em muitos países, principalmente nos mais desenvolvidos, o tratamento de águas servidas passou a ser prática comum, com exigências legais e notável incremento em pesquisas, o que motivou a produção de consideráveis volumes de águas recuperadas.

Ao mesmo tempo, as previsões pessimistas sobre as disponibilidades futuras de água potável, o aumento nos custos para sua obtenção e tratamento, acrescidos aos custos de recuperação das águas servidas, conduziram a um crescente interesse no uso destas águas recuperadas para o desenvolvimento de atividades de interesse econômico direto ou indireto, tais como uso industrial, irrigação agrícola e de áreas de interesse público, recarga de aquíferos, recuperação ambiental, piscicultura e muitos outros.

3.1.5.2 EXEMPLOS DE REUTILIZAÇÃO DE ÁGUAS SERVIDAS

Atualmente, a reutilização de águas servidas é praticada em muitas partes do mundo, destacando-se regiões do Mediterrâneo, do Oriente Médio e dos Estados Unidos, que sofrem de escassez de água potável.

De acordo com o DEP - Departamento de Proteção Ambiental do Estado da Flórida, Estados Unidos⁵, em 1998, o Estado contava com uma capacidade de recuperação de águas servidas, de origem doméstica, correspondente a cerca de 3,8 milhões de m³ de água recuperada por dia, ou seja, cerca de 44 m³/s no Estado. Deste total de águas 40% foram utilizados em irrigação de área de acesso público (Jardins) e outros usos urbanos; 20% para recarga do lençol freático através de lagoas de percolação em bacias de alta infiltração, campos de absorção e injeção direta nos aquíferos; 18% para irrigação de cultivos como citrus, soja, milho, pastagens e forrageiras; 15% para usos industriais e 7% para recuperação de áreas úmidas ("everglades") poluídas pela anterior disposição de esgotos não tratados, e para outras finalidades.

O Distrito de Saneamento do Condado de Los Angeles, Califórnia⁶, opera 11 estações de tratamento de esgotos, 10 das quais são classificadas como estações de recuperação de águas. A qualidade dos efluentes varia de secundário (com desinfecção) até terciário (com coagulação, filtração e cloração).

Durante o exercício fiscal 1996-1997, o distrito produziu o equivalente a cerca de 2,25 milhões de m³/dia ou 26 m³/s de efluentes tratados, dos quais 8,3 m³/s de águas recuperadas para reutilização.

Os efluentes reutilizados tiveram a seguinte destinação: 59,8% para a recarga de aquíferos, com percolação por gravidade; 16,7% para alguma forma de irrigação paisagística; 9,2% para melhoramento ambiental do habitat de vida silvestre no deserto de Mojave; 7,7% para uso industrial; e 6,6% para irrigação agrícola.

Segundo o TWRI - Instituto de Recursos Hídricos do Texas⁷, no Estado são reutilizados cerca de 247.000 m³/dia, o que representa apenas 4% do potencial de produção, que é de 6 milhões de m³/dia de águas recuperadas. Todavia, o interesse pela reutilização é crescente, em virtude da conscientização geral da real escassez de água potável de boa qualidade e dos custos envolvidos na sua obtenção.

3.1.5.3 QUALIDADE DOS EFLUENTES PARA REUTILIZAÇÃO

Após a água potável ter sido utilizada por uma comunidade, a ela se agregam diversas substâncias orgânicas e inorgânicas, bem como organismos vivos (bactérias, fungos, protozoários etc.), que contribuem para sua contaminação, dando origem aos denominados esgotos ou águas servidas.

Segundo sua origem, as águas servidas são classificadas como sanitárias e industriais. As primeiras, também denominadas de domésticas, têm origem em

⁵ Site INTERNET - <http://www.dep.state.fl.us/Wf/dom/reuse/experience.htm>

⁶ Site INTERNET - <http://www.lacsd.org/webreuse/refy9697.htm>

⁷ Site INTERNET - <http://www.twri.edu> - Texas Water Resource Institute

despejos provenientes de residências e de edifícios comerciais, hotéis, restaurantes, bares, clubes, praças esportivas, banheiros públicos, lavanderias, enfim, de qualquer local que disponha de banheiros, cozinhas, lavanderias e outras instalações ou dispositivos que utilizem água para fins domésticos. As segundas são originadas pela utilização da água para fins industriais e apresentam características vinculadas ao processo industrial de que participaram.

Do Quadro 3.1.5.3-1 constam os valores de contribuição, por pessoa/dia, das principais substâncias orgânicas e inorgânicas que contaminam as águas servidas domésticas.

QUADRO 3.1.5.3-1 – CONTRIBUIÇÃO À CONTAMINAÇÃO DA ÁGUA POTÁVEL PELO USO DOMÉSTICO

Item	Valores Contribuídos às Águas Servidas (gramas/pessoa/dia)
DBO ₅	45 – 54
DQO	1,6 a 1,9 x DBO ₅
Carbono Orgânico Total	0,5 a 1,0 x DBO ₅ (solúvel)
Sólidos Totais	170 – 220
Sólidos em Suspensão	70 – 145
Areia e Cascalho (0,2mm)	5 – 15
Alcalinidade (como CaCO ₃)	20 – 30
Cloretos	5 – 10
Nitrogênio Total (como N)	6 – 12
- Nitrogênio Orgânico	0,4 como N Total
- Amoníaco Livre	0,5 como N Total
- Nitrogênio como Nitrato	Ausente
- Nitrogênio como Nitrito	Ausente
Fósforo Total (como P)	0,8 – 4,0
- Fósforo Orgânico	0,9 x P Total
- Inorgânico (orto e polifosfatos)	0,1 x P Total
Potássio (como K ₂ O)	2 – 6

Para avaliar a contribuição em organismos biológicos, costuma-se medir a concentração de bactérias do grupo coliforme, bactérias típicas do intestino do homem e dos mamíferos em geral, que estão sempre presentes nos excrementos humanos (100 a 400 bilhões de coliformes/pessoa/dia)⁸ e são fáceis de medir.

A composição das águas servidas industriais apresenta grande variação, pois depende das características próprias de cada indústria. No Quadro 3.1.5.3-2 são apresentados, de forma qualitativa, os principais "inconvenientes" de águas servidas geradas por diferentes indústrias.

⁸ PESSOA, C.A & JORDÃO, E.P. Tratamento de Esgotos Domésticos. V.1 - 2ª ed. ABES, 1982.

QUADRO 3.1.5.3-2 – INCONVENIENTES NOS DESPEJOS INDUSTRIAIS

Atividade	Acidez	Alcalinidade	Sólidos Sedimentáveis	Óleos e Graxas	Substâncias Tóxicas	Substâncias c/ DBO Elevada	Temperaturas Elevadas	Equilíbrio Biológico	Variabilidade nas Vazões
Fabricação de Material Cerâmico	-	-	+++	-	-	-	-	-	-
Fabricação de Peças e Ornamentos de Cimento e Gesso	+	+	++	-	-	-	-	-	-
Siderurgia e Elaboração Primária de Produtos Siderúrgicos	+++	+	-	+	+	-	+++	-	++
Galvanoplastia e Similares	++++	-	-	-	+	-	++	-	+++
Garagens e Postos de Gasolina	-	-	+++	++++	-	-	-	-	-
Fabricação de Papel e Papelão	++	+++	++++	-	+	++	+++	+	+
Preparação de Peles e Couros	-	++++	++++	+	+++	+++	-	++++	+++
Fab. de Prod. Quím. Gases, Dextrina, Gomas, Corantes, Amido etc.	++	++	+	-	+	+	-	+++	++
Extração: Óleo de Coco, de Amendoim e Óleos Não-alimentícios	-	-	-	+++	-	+++	-	-	+
Fabricação de Sabões para Perfumaria	-	+++	++	-	-	-	+++	+	+++
Fabricação de Tintas, Vernizes e Esmaltes	-	-	-	-	++	-	+	-	+
Fab. de Desinfetantes, Inseticidas e Prep. de Prod. para Limpeza	+++	-	-	-	+++	-	-	-	+
Fabricação de Produtos de Petróleo e Carvão	+	+++	+	++++	++++	-	+++	-	+
Fabricação de Produtos Químicos Não-especificados	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Beneficiamento e Preparação de Algodão e Fibras	-	-	++	-	-	++	-	-	++
Fiação e Tecelagem de Algodão	-	-	+	-	-	+	-	-	+
Fiação e Tecelagem de Seda Natural	-	-	+	-	-	+	-	-	+
Fiação e Tecelagem de Lã	-	-	+	+	-	+	-	-	+
Fiação e Tecelagem de Linho e Caroá	-	-	+	-	+	-	-	-	+
Lavanderias e Tinturarias	-	++	-	+	++	+	+++	++	++
Preparação de Conserva de Frutas e Legumes	+	-	+++	-	+	++++	-	+	+
Abate de Animais e Preparação de Conservas de Carne	-	-	++++	+++	-	++++	-	+	+++
Pasteurização do Leite e Fabricação de Laticínios	-	-	-	-	-	++++	-	+	+
Fabricação e Refinação de Açúcar	-	-	-	-	-	++++	++	+	+
Fabricação de Vinhos e Outras Bebidas Derivadas de Frutas	-	+	+	-	-	+++	++	+	+
Fabricação de Aguardente e Licores	-	+	+	-	-	+++	+	+	+
Fabricação de Cerveja	-	+	+	-	-	+++	+	+	+
Indústrias Gráficas	-	-	+	+	++	-	+	+	+

Fonte: PESSOA, C.A. & JORDÃO, E.P. Tratamento de Esgotos Domésticos. V1 - 2º ed. ABES, 1982.

Como visto nos exemplos apresentados anteriormente, a reutilização de águas servidas está intimamente ligada à necessidade de seu tratamento, cuja intensidade pode ser diferenciada, dependendo do tipo de uso a que elas se destinam.

A validade deste enfoque foi muito questionada e muitos estudos vieram a mostrar que a infecção humana não depende somente da presença de patógenos na água, solos e cultivos, mas de uma concentração mínima para provocá-la, do tempo de persistência dos patógenos no meio ambiente e do nível de imunização de cada indivíduo a enfermidades endêmicas.

3.1.5.4 REUSO DOS EFLUENTES EM APROVEITAMENTOS DE ÁGUA

A seguir, são apresentadas algumas considerações sobre as características alternativas de qualidade das águas servidas, para atender formas de utilização com possibilidades de serem adotadas na área de influência direta do Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional.

a) Irrigação

A irrigação é a principal forma de reutilização de águas servidas, observada na maioria das regiões que apresentam escassez de água potável e um grande potencial de tratamento de seus despejos domésticos e industriais.

Em 1985, uma reunião de especialistas da OMS, BIRD, UNDP e IRCDW, realizada em Engelberg, Suíça, concluiu que os regulamentos da OMS requeriam uma revisão fundamental, pois ocasionariam um custo muito elevado aos efluentes tratados, o que, certamente, levaria ao abandono do conceito de reutilização e à perda de tão importante recurso. Como resultado, elaboraram diretrizes sobre a qualidade microbiológica exigida para a reutilização das águas servidas em irrigação (Quadro 3.1.5.4-1). Um tratamento que atenda às "diretrizes de Engelberg" determinará uma redução das possibilidades de infecções a um nível de insignificância epidemiológica.

QUADRO 3.1.5.4-1 – DIRETRIZES DE QUALIDADE MICROBIOLÓGICA PARA A REUTILIZAÇÃO DE ÁGUAS SERVIDAS EM IRRIGAÇÃO – “DIRETRIZES DE ENGELBERG”⁽¹⁾

Processo de Reutilização	Nematóides Intestinais ⁽²⁾ (Nº médio de ovos viáveis/litro)	Coliformes Fecais (média geométrica do NMP/100 ml)
IRRIGAÇÃO COM RESTRIÇÕES ⁽³⁾ Irrigação de árvores e de cultivos industriais, Forrageiros, frutíferas ⁽⁴⁾ e pastagens ⁽⁵⁾	≤ 1	Não Aplicável
IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES Irrigação de hortaliças consumida "in natura" e de campos esportivos e parques ⁽⁶⁾	≤ 1	≤ 100 ⁽⁷⁾
Obs.: (1) Em casos específicos, as diretrizes poderão ser alteradas, levando-se em conta fatores locais, epidemiológicos, socioculturais e hidrogeológicos. (2) Ascaris, Trichiuris e Anquilostomas. (3) Em todos os casos é exigido um tratamento mínimo, equivalente a pelo menos 1 dia em lagoa anaeróbia, seguido por 5 dias em lagoa facultativa ou seu equivalente. (4) A irrigação deverá cessar duas semanas antes da colheita e não serão recolhidas frutas caídas ao solo. (5) A irrigação deverá cessar 2 semanas antes da entrada do gado no potreiro. (6) Fatores epidemiológicos locais poderão determinar regras mais rigorosas para a irrigação de gramados de uso público, especialmente em hotéis de turismo. (7) Se as hortaliças forem consumidas sempre bem cozidas, essa norma pode ser menos rigorosa.		

Antes disso, muitos países já tinham normas próprias para a reutilização de águas servidas, como se pode ver no Quadro 3.1.5.4-2, onde estão sintetizadas as normas de reutilização para irrigação, estabelecidas pelo Ministério de Saúde Pública de Israel, em 1979.

QUADRO 3.1.5.4-2 – NORMAS DO ESTADO DE ISRAEL PARA IRRIGAÇÃO COM EFLUENTES DE ÁGUAS SERVIDAS TRATADAS

Categoria	A	B	C	D
Principais Cultivos	Cultivos Industriais (algodão, beterraba açucareira) – Cereais – Feno – Bosques	Forragem Verde Azeitonas – Amendoim – Bananas – Amêndoas e Nozes	Frutas e Verduras para Processamento Verduras com Cozimento – Frutas e Verduras Descascadas ⁽³⁾ – Gramados Desportivos	Todos os Cultivos sem Restrições (inclusive os consumidos "in natura") – Parques e Praças Municipais
Qualidade dos Efluentes⁽¹⁾				
DBO5 total (mg/l)	60 ⁽²⁾	45 ⁽²⁾	35	15
DBO5 dissolvido (mg/l)	-	-	20	10
Sólidos suspensos (mg/l)	50	40	30	15
OD (mg/l)	0,5	0,5	0,5	0,5
Coliformes (NMP/100 ml)	-	-	250	12 (80%) 2,2 (50%)
Cloro residual disponível (mg/l)	-	-	0,15	0,5
Tratamento Exigido				
Filtração com Areia ⁽⁴⁾	-	-	-	Exigido
Cloração (tempo mínimo de contato)	-	-	60	120
Distâncias				
- de áreas residenciais	300	250	-	-
- de estradas pavimentadas	30	25	-	-
Fonte: Ministério da Saúde Pública de Israel, 1979. Obs.: (1) Todos os valores se referem a um percentual de 80 % , exceto para coliformes totais na categoria D, onde também há especificações para 50 %. (2) Não é aplicável para efluente de lagoa de estabilização com tempo de retenção superior a 15 dias. (3) A irrigação deve ser suspensa duas semanas antes da colheita. (4) Filtração através de areia.				

No Quadro 3.1.5.4-3, são apresentadas normas estabelecidas para a irrigação em regiões áridas do Peru, utilizando efluentes tratados.

QUADRO 3.1.5.4-3 – CATEGORIAS DE CULTIVOS IRRIGADOS COM EFLUENTES TRATADOS EM RELAÇÃO AOS RISCOS PARA A SAÚDE PÚBLICA E A QUALIDADE DOS EFLUENTES

Especificação	Categoria de Cultivos		
	A	B	C
Definições de Cultivos e Restrições	Cultivos não destinados ao consumo humano (ex.: algodão). Cultivos que são processados por calor ou dessecação antes do consumo humano (grãos oleaginosos). Hortaliças e frutas produzidas exclusivamente para enlatados ou outro tipo de processamento que destrói efetivamente os patógenos. Cultivos forrageiros ou outros cultivos para alimentação animal que são dessecados ao sol antes do consumo. Parques em áreas cercadas, sem acesso ao público (viveiros, bosques).	Pastagens e cultivos forrageiros para consumo fresco pelos animais. Cultivos para consumo humano que não tem contato direto com efluente, sempre que não se comercialize os produtos caídos ao chão (ex.: pepino, frutas), irrigados por inundação ou gotejamento. Cultivos para consumo humano que são habitualmente cozidos (ex.: batatas, berinjela, beterraba). Cultivos para consumo humano que são consumidos crus, porém sem casca (ex.: melancia, melão, banana, amendoim, nozes).	Todo cultivo para consumo humano, irrigado com efluentes, que habitualmente é consumido cru (ex.: alface, tomate, cenoura ou fruta regada por aspersão antes da colheita). Gramados (parques, praças e campos esportivos) logo após irrigação com efluentes.
Nível de risco quando se irriga com efluente de baixa qualidade	Baixo	Intermediário	Alto
Qualidade requerida do efluente para evitar riscos à saúde pública	Baixo	Intermediário	Alto

Fonte: LIBHABER, M. et alii. (1985). Reuse of wastewater for irrigation of arid zones South of Lima, Peru. Feasibility study prepared for SEDAPAL and BID. TAHAL Report Nº 04/85/21. Lima, Peru.

No Brasil, a legislação ambiental que trata da classificação das águas⁹, do ponto de vista de irrigação, estabelece os seguintes limites ou condições:

- **"Classe 1:**estas águas quando utilizadas para irrigação de hortaliças ou plantas frutíferas que se desenvolvem rentes ao solo e que são consumidas cruas, sem remoção de casca ou película, não devem ser poluídas por excrementos humanos, ressaltando-se a necessidade de inspeções sanitárias periódicas. Para os demais usos, não deverá ser excedido o limite de 200 coliformes fecais por 100 mililitros, em 80 % ou mais de pelo menos 5 amostras mensais colhidas em qualquer mês,...;
- **Classe 2:**irrigação de hortaliças e plantas frutíferas, desde que não exceda o limite de 1.000 coliformes fecais por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 5 amostras mensais colhidas em qualquer mês...;

⁹ CONAMA - CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução CONAMA Nº 20, de 18 de junho de 1986. Publicada no D.O.U. de 30/07/86

- **Classe 3:**irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras,... até 4.000 coliformes fecais por 100 mililitros em 80% ou mais de pelo menos 5 amostras mensais colhidas em qualquer mês...".

Quando a irrigação é efetuada com a utilização de efluentes com qualidades não ideais, sempre há recomendadas medidas de controle que incluem educação sobre práticas de higiene, utilização de roupas e calçados adequados para a proteção dos trabalhadores no campo, imunização contra a febre tifóide e hepatite, cozimento dos vegetais para consumo, suspensão da irrigação duas semanas antes da colheita e não irrigação por aspersão nas proximidades de casas e de caminhos públicos e rodovias.

Afora os riscos à saúde, cabe destacar que, normalmente, a irrigação com águas servidas é benéfica para os cultivos, pois todo efluente é água com nutrientes. Não obstante, ele pode conter compostos adicionais que podem vir a prejudicar os cultivos, seus consumidores, os solos e as águas subterrâneas. Para prevenir esses riscos, as concentrações máximas recomendadas para os componentes mais importantes de um efluente são as apresentadas no Quadro 3.1.5.4-4.

QUADRO 3.1.5.4-4 – CONCENTRAÇÕES MÁXIMAS RECOMENDADAS PARA IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES, EVITANDO EFEITOS NEGATIVOS PARA CULTIVOS E SOLOS

Parâmetros	Unidades	Cultivos Sensíveis	Cultivos Resistentes
pH	-	6,0-8,5	6,0-8,5
Amônio	(mg/l) N-NH ₄	30	35
Nitrogênio Total	(mg/l) N	40	50
CE (Condutividade Elétrica)	mmho/cm	2	3
Boro	(mg/l) B	0,75	2,5
Cloretos	(mg/l) Cl	210	250
Sulfato	(mg/l) SO ₄	300	500
RAS	%	10	15
Ferro	(mg/l) Fe	5	5
Cobre	(mg/l) Cu	0,2	0,2
Manganês	(mg/l) Mn	0,2	0,2
Zinco	(mg/l) Zn	2,0	2,0
Chumbo	(mg/l) Pb	5,0	5,0
Cádmio	(mg/l) Cd	0,01	0,01
Arsênio	(mg/l) As	0,1	0,1
Cobalto	(mg/l) Co	0,05	0,05
Níquel	(mg/l) Ni	0,2	0,2
Cromo	(mg/l) Cr	0,1	0,1

Fonte: LIBHABER, M. et alii. (1985). Reuse of wastewater for irrigation of arid zones South of Lima, Peru. Feasibility study prepared for SEDAPAL and BID. TAHAL Report Nº 04/85/21. Lima, Peru.

b) Uso Industrial

Em muitas regiões, a reutilização de águas servidas tem sido praticada para abastecimento de torres de resfriamento, alimentação de caldeiras para produção de vapor e água quente, e para outros processamentos industriais envolvendo, entre outras, as indústrias química, têxtil, petrolífera, carbonífera, de celulose e papel etc.

Em geral, a reutilização industrial envolve a necessidade de se dispor de efluentes com tratamento terciário, de natureza físico-química (filtração, sedimentação por processos químicos, desinfecção, correção com produtos químicos, abrandamento, tratamento com carvão ativado, intercâmbio aniônico-catiônico, osmose reversa etc.), específico para cada tipo de uso.

Os principais inconvenientes a serem prevenidos quando da utilização em resfriamento e alimentação de caldeiras dizem respeito aos riscos de corrosão e obstrução de tubulações e outros equipamentos, que podem resultar da presença de sílica, alumínio e pela dureza das águas.

Na indústria química, as exigências de qualidade da água variam, significativamente, de acordo com as características da produção. Em geral, nestes processos necessita-se de águas em um nível neutro (pH de 6,2 a 8,3), brandas e com baixos níveis de turbidez, sólidos em suspensão e silicatos, enquanto que os sólidos dissolvidos e o conteúdo de cloro não são críticos.

As águas usadas na indústria têxtil não devem tingir e, portanto, devem apresentar baixos valores quanto a turbidez, corantes, ferro e manganês. A dureza da água pode originar depósitos de impurezas sobre o tecido e provocar problemas em alguns processos que usam sabões. Os nitratos e nitritos podem gerar inconvenientes nos processos de tingimento.

Os processos de extração e manufatura de produtos do petróleo e carvão toleram águas de qualidade relativamente baixa. As águas para estes processos deverão apresentar pH entre 6 e 9, e menos de 10 mg/l de sólidos em suspensão.

Na indústria de papel, a reutilização de águas servidas é função de custo e qualidade. Quanto mais alta a qualidade do papel a ser produzido, tanto mais sensível à qualidade da água utilizada em sua fabricação. As impurezas, particularmente certos íons metálicos e corantes, podem fazer com que o papel mude de cor com o decorrer do tempo. A atividade biológica pode provocar obstrução e tamponamento de equipamentos e gerar odores, bem como afetar a textura e uniformidade do papel produzido. A presença de ferro, manganês e microorganismos pode provocar a descoloração do papel, enquanto os sólidos em suspensão podem diminuir sua claridade.

Como pode-se ver, os requisitos de qualidade dos efluentes tratados são bastante diversificados. Por este motivo, cada indústria deve planejar a possível utilização e ser a responsável pelos tratamentos específicos que forem necessários, bem como do tratamento de seus rejeitos antes da disposição final.

c) Piscicultura

Em alguns países, como a Índia, principalmente na região de Calcutá, a Tailândia e vários outros do sudeste asiático, as águas servidas, com diferentes graus de tratamento, são utilizadas para a criação de peixes em ambientes confinados (tanques e/ou lagoas).

Esta criação baseia-se no fato de que o conteúdo de nutrientes e a alcalinidade (carbonatos-bicarbonatos) existentes nas águas servidas favorecem o desenvolvimento de algas e uma conseqüente produção de oxigênio através do processo de fotossíntese.

As algas são fontes de alimento para certas espécies de peixes e para outras formas de animais inferiores, que, por sua vez, servem para a nutrição de outras espécies de peixes. As algas, para seu crescimento, necessitam também de outros nutrientes como N, P, K e micronutrientes. Em virtude das algas e animais inferiores serem convertidos em tecido dos peixes, o efluente torna-se mais pobre em carbono e nutrientes e, conseqüentemente, está sendo purificado. O oxigênio produzido pela fotossíntese é essencial para a respiração dos peixes e, por favorecer a oxidação de compostos de enxofre, para a manutenção da água livre de odores desagradáveis.

Os parâmetros críticos para a sobrevivência de peixes em águas servidas são os seguintes:

- Oxigênio Dissolvido (OD): muitas espécies requerem uma alta percentagem de saturação, enquanto outras toleram valores em torno de 25%. As condições de saturação predominantes situam-se entre 8 e 9 mg/l. Uma supersaturação pode ocorrer ao meio-dia, quando o processo de fotossíntese apresenta sua maior intensidade.
- Amônia (NH_4 - NH_3): algumas espécies não toleram valores superiores a 0,5 mg/l, enquanto outras resistem a concentrações de até 15 mg/l. É recomendável manter a concentração abaixo de 2 mg/l.
- Bactérias: a maioria dos peixes não sobrevive em águas servidas não tratadas, e as poucas que o conseguem são contaminadas por bactérias que chegam a afetar seus órgãos internos e tecidos musculares. Tem sido observado que concentrações bacterianas de até 10.000/ml não impedem o

desenvolvimento de espécies resistentes a tais ambientes, mas tais peixes ficam contaminados e seu consumo exigirá um perfeito cozimento.

As águas servidas não são um habitat natural para a maioria das bactérias, especialmente daquelas nocivas e patogênicas de origem intestinal. Assim, de uma concentração inicial situada entre 10^{10} e 10^{14} NMP/ml, poucas bactérias sobrevivem após um período de permanência de 10 dias em águas servidas com temperatura de 30°C. Sob uma temperatura de 25°C, são necessários mais alguns dias de permanência. A diminuição do número de bactérias também é ocasionada por efeito da radiação solar.

Na região de Calcutá, por exemplo, são necessários um a dois meses de permanência para que o esgoto bruto ou diluído possa se tornar adequado para a piscicultura. Este período começa em fevereiro, quando as temperaturas são relativamente baixas. Ali, a adequação da qualidade do efluente é testada empiricamente pela introdução de alguns peixes no tanque. A sobrevivência deles é o teste.

- Detergentes: a dose letal para a carpa comum é 10 mg/l, sendo toleráveis valores de 2 a 4 mg/l. A alimentação de um tanque de criação em 2 a 5% de seu volume, utilizando águas servidas com tratamento primário, não apresenta efeitos adversos.
- Metais Pesados e Outras Substâncias Tóxicas: os peixes só toleram concentrações muito baixas destas substâncias. A sensibilidade varia de espécie para espécie. De uma maneira geral, os padrões aceitáveis para água potável ou de irrigação dão uma boa idéia da qualidade requerida, exceto no que diz respeito à salinidade. A criação de peixes em tanques de águas servidas, ou tanques em geral, tolera salinidades elevadas: uma condutividade de 3,0 S/cm é adequada, mas valores mais elevados ainda são aceitáveis.

Virtualmente, é requerida uma completa ausência de algumas substâncias tóxicas que são bio-acumuláveis tanto pelos peixes como pelo ser humano. Entre tais substâncias, incluem-se: hidrocarbonetos aromáticos; hidrocarbonetos alifáticos halogenados; metais pesados; herbicidas; inseticidas organoclorados; inseticidas com organofosfatos e carbamatos; e compostos bifenílicos policlorados. Por tais motivos, a utilização de águas servidas para piscicultura deve-se limitar àquelas de origens domésticas. A possível utilização de águas industriais depende de um exame minucioso acerca de sua origem e qualidade.

No enchimento de um tanque para piscicultura, a água servida deve preencher as características acima. Para a manutenção das perdas por evaporação e infiltração, podem ser utilizadas águas com padrões mais baixos de qualidade, devido ao potencial de purificação dos tanques.

Águas servidas brutas têm sido utilizadas com sucesso, mas não são recomendadas. O efluente primário (sedimentação, lagoa anaeróbica) é aceitável, mas aquele com um tratamento secundário parcial (lagoas facultativas) é ainda melhor. De modo a manter o conteúdo de oxigênio, a carga de DBO₅ pode, seguramente, ser de 200 kg/ha/dia e até mais.

3.1.5.5 ESQUEMAS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS

a) Métodos Convencionais

Alguns esquemas convencionais de tratamento de águas servidas para fins de irrigação com restrições incluem tratamento preliminar (remoção de sólidos grosseiros, gorduras e areia), tratamento primário (decantação, flotação e digestão e secagem do lodo) e tratamento secundário (lagoas de oxidação de vários tipos, lagoas aeradas, filtros percoladores, lodos ativados e contactores biológicos rotativos).

O efluente secundário contém, geralmente, em torno de 20 mg/l de sólidos suspensos e 5 a 10% de DBO das águas servidas não tratadas, valores adequados para a descarga em muitos rios. Porém, considerando que as águas servidas não tratadas contém entre 10⁷ e 10⁸ coliformes fecais por 100 ml, é evidente que os tratamentos convencionais, primário e secundário, salvo sejam complementados com desinfecção, não podem produzir um efluente que atenda às diretrizes de Engelberg (≤ 100 coliformes fecais por 100 ml). Além disso, os sistemas convencionais de tratamento, mesmo com desinfecção, em geral, não são efetivos para a remoção de ovos de helmintos. Portanto, os tratamentos primário e secundário não atendem ao exigido pelos critérios de Engelberg para reutilização sem restrições, sendo que o efluente resultante de um tratamento primário, em relação ao secundário, apresenta maiores problemas estéticos e de moléstias ambientais e, além disso, exige equipamentos adicionais para remoção dos sólidos suspensos antes de ser utilizado para irrigação por gotejamento.

Não obstante, existe um processo de tratamento convencional, denominado "sistema de lagoas de estabilização", que pode produzir um efluente com qualidade que satisfaz às diretrizes de Engelberg. Este tipo de tratamento é adequado quando se dispõe de área suficiente a um custo razoável. É preferível que as lagoas sejam dispostas em série: lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa e esta, por sua vez, seguida por uma ou mais lagoas de maturação (polimento), com um tempo de retenção total de 10 a 50 dias, dependendo da temperatura ambiente e da qualidade requerida do efluente. O efluente deste tipo de sistema, além de atender às diretrizes de Engelberg, apresenta baixas concentrações de DBO, porém ainda contém concentrações relativamente altas de sólidos suspensos, como se pode ver no Quadro 3.1.5.5-1.

Um conjunto de lagoas conectadas em série possibilita uma maior redução de patógenos que uma lagoa única, no mesmo tempo de retenção. No Quadro 3.1.5.5-1, são apresentados exemplos da qualidade de efluentes obtida em várias partes do mundo, através da utilização de lagoas em série, em um tempo total de detenção superior a 25 dias.

QUADRO 3.1.5.5-1 – RESULTADOS DA OPERAÇÃO DE UM SISTEMA DE UMA SÉRIE DE CINCO LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO NO NORDESTE DO BRASIL (*)

Amostras	Tempo de Retenção (dias)	DBO ₅ (mg/l)	Sólidos Suspensos (mg/l)	Coliformes fecais (NMP/100 ml)	Nematódeos Intestinais (Nº/l)
Águas Servidas	-	240	305	4,6 x 10 ⁷	804
Efluente de:					
- Lagoa Anaeróbia	6,8	63	56	2,9 x 10 ⁶	29
- Lagoa Facultativa	5,5	45	74	3,2 x 10 ⁵	1
- Lagoa de Maturação-1	5,5	25	61	2,4 x 10 ⁴	0
- Lagoa de Maturação-2	5,5	19	43	450	0
- Lagoa de Maturação-3	5,8	17	45	30	0

Fonte: MARA D., SILVA S.A. (1986). "Removal of Intestinal Nematode Eggs in Tropical Waste Stabilization Ponds". J.of Tropical Medicine and Hygiene, 892, 71-74

(*) EXTRABES - Estação Experimental de Tratamento Biológico de Esgotos Sanitários - UFPB - Campina Grande, PB.

QUADRO 3.1.5.5-2 – QUALIDADE DE EFLUENTES DE VÁRIAS ESTAÇÕES DE TRATAMENTO COM LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO EM SÉRIE, COM TEMPOS DE DETENÇÃO SUPERIORES A 25 DIAS

Local	Nº de Lagoas em Série	Qualidade dos Efluentes (Coliformes fecais – NMP/100ml)
Austrália, Melbourne	8 – 11	100
Brasil, Campina Grande, PB	5	30
França, Cogolin	3	100
Jordânia, Amnan	9	30
Peru, Lima	5	100
Tunísia, Tunes	4	200

Fonte: BARTONE, C.R., ARLOSOROFF, S. (1987). "Reuse of Pond Effluents in Developing Countries". Water Science and Technology, 19 (12).

Um tratamento convencional adicional (tratamento terciário), visando à produção de efluente para irrigação sem restrições, em geral, consiste de coagulação e sedimentação com sulfato de alumínio e polieletrólitos, seguida por filtração e cloração. Este processo é uma prática comum para tratamento de águas superficiais turvas, assim como o processo de filtração direta ou de contato.

Outro processo terciário adicional é o tratamento com cal, seguido por lagoas de maturação, para recarbonatação e volatilização do amônio. Estas lagoas são similares às lagoas de maturação ou polimento do sistema de lagoas de estabilização, projetadas para a remoção de helmintos e patógenos.

Outros processos que visam o melhoramento da qualidade físico-química de efluentes, tais como filtração, nitrificação e absorção de carbono, têm um efeito mínimo sobre a redução de bactérias patogênicas, porém, a filtração é efetiva na remoção de helmintos.

3.1.5.6 MÉTODOS ALTERNATIVOS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES

Nos últimos anos, foram desenvolvidos alguns métodos de tratamento de baixo custo, que podem ser utilizados para a obtenção de efluentes passíveis de uso para irrigação com restrições ou como processos adicionais aos processos convencionais, produzindo efluentes sem restrições para irrigação e outros usos.

Entre estes processos, destacam-se:

- escoamento sobre o terreno e recolhimento do efluente em drenos superficiais, onde as águas servidas são tratadas durante seu fluxo sobre taludes graduais, cobertos por gramados;
- aquicultura de plantas aquáticas, árvores, peixes, aves e, geralmente, cadeias biológicas de purificação;
- tratamento em reservatórios profundos;
- infiltração lenta;
- infiltração rápida por campos de recarga de águas subterrâneas e captação do efluente infiltrado através do bombeamento em poços de recuperação ou Tratamento Solo-Aqüífero (TSA);

3.1.5.7 ARMAZENAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS PARA IRRIGAÇÃO

A variação, durante o ano, das vazões das águas servidas municipais, é diferente da demanda para irrigação, uma vez que esta ocorre principalmente durante a estação seca. Para compensar esta diferença e tendo em vista um uso eficiente do efluente, torna-se necessário o seu armazenamento sazonal. Em caso contrário, é necessário se contar com uma alternativa para sua disposição durante as estações nas quais não se utiliza ou há um uso parcial do efluente disponível para irrigação.

Existem duas possibilidades de armazenamento de efluentes: armazenamento superficial e armazenamento em aquíferos subterrâneos. Em ambos os casos, o armazenamento atua como uma etapa de tratamento suplementar.

A necessidade de armazenamento é freqüentemente mencionada em literatura, mas poucos detalhes adicionais são apresentados e pouco se conhece sobre os efeitos do tratamento durante o período de retenção. Todavia, é certo que os reservatórios proporcionam um tratamento complementar, através de uma série de processos biológicos e químicos que ocorrem na água retida. Ao mesmo tempo,

os reservatórios de armazenamento superficial de efluentes para irrigação podem ser utilizados para piscicultura, a qual também participaria do processo de melhoria da sua qualidade, além de agregar ao processo outra considerável fonte de rendimentos.

3.1.5.8 CUSTOS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS

Nos Quadros 3.1.5.8-1 a 3.1.5.8-5 são apresentadas estimativas de custos para a implantação, operação e manutenção de estações de tratamento de águas servidas, levando em consideração diferentes tipos de tratamentos e de reutilização dos efluentes tratados. Na Figura 3.1.5.8-1, estão representados, de uma forma esquemática, os principais tipos de tratamentos considerados na definição destes custos.

QUADRO 3.1.5.8-1 – CUSTO DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS POR LAGOAS PARA IRRIGAÇÃO COM RESTRIÇÕES NO NORDESTE DO BRASIL

TIPO DE TRATAMENTO: SECUNDÁRIO – LAGOAS
TIPO DE REUTILIZAÇÃO: IRRIGAÇÃO COM RESTRIÇÕES

Vazão de Águas Servidas (m ³ /dia)	5.000	10.000	25.000	50.000	100.000
Unidades de Tratamento e Investimentos (10³ US\$)					
Preliminar	29	50	104	181	315
Lagoas Anaeróbias	29	50	104	181	315
Lagoas Facultativas	459	800	1.665	2.899	5.048
Investimento Total	517	900	1.873	3.262	5.678
Parâmetros					
% de Perdas	7	7	7	7	7
Dias de Tratamento/Ano	365	365	365	365	365
Dias de Aplicação/Ano	270	270	270	270	270
Volume Anual de Aplicação (10 ⁶ m ³)	1,26	2,51	6,28	12,56	25,11
Demanda de Eletricidade (kWh/m ³)	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
Demanda Anual de Eletricidade (kWh)	7,30E+04	1,46E+05	3,65E+05	7,30E+06	1,46E+06
Custos Anuais (10⁶ US\$)					
Recuperação de Capital (8% - 15 anos - 0,11683)	0,06	0,11	0,22	0,38	0,66
Operação e Manutenção (2%)	0,01	0,02	0,04	0,07	0,11
Custo de Eletricidade (US\$ 0,04/kWh)	0,00	0,01	0,01	0,03	0,06
Custos Anuais Totais (10 ⁶ US\$)	0,07	0,13	0,27	0,48	0,84
Custo do Efluente (US\$/m³)	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03

Fonte: Estudo de Impacto Ambiental – EIA do PTSF (FUNCATE – Consórcio Jaakko Pöyry-Tahal – Jun/2000).

Obs.: Não incluído o custo do terreno.

QUADRO 3.1.5.8-2 – CUSTO DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS POR LAGOAS PARA IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES NO NORDESTE DO BRASIL

TIPO DE TRATAMENTO: SECUNDÁRIO – LAGOAS
TIPO DE REUTILIZAÇÃO: IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES

Vazão de Águas Servidas (m ³ /dia)	5.000	10.000	25.000	50.000	100.000
Unidades de Tratamento e Investimentos (10³ US\$)					
Preliminar	29	50	60	217	1.367
Lagoas Aeróbicas	29	50	60	217	1.367
Lagoas Facultativas	459	800	1.665	2.899	5.048
Lagoas de Maturação	459	800	1.665	2.899	5.048
Investimento Total	976	1.700	3.450	6.231	12.829
Parâmetros					
% de Perdas	16	16	16	16	16
Dias de Tratamento/Ano	365	365	365	365	365
Dias de Aplicação/Ano	270	270	270	270	270
Volume Anual de Aplicação (10 ⁶ m ³)	1,53	3,07	7,67	15,33	30,66
Demanda de Eletricidade (kWh/m ³)	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
Demanda Anual de Eletricidade (kWh)	1,46E+05	2,92E+05	7,30E+05	1,46E+05	2,92E+06
Custos Anuais (10⁶ US\$)					
Recuperação de Capital (8% - 15 anos - 0,11683)	0,11	0,20	0,40	0,73	1,50
Operação e Manutenção (2%)	0,02	0,03	0,07	0,12	0,26
Custo de Eletricidade (US\$ 0,04/kWh)	0,01	0,01	0,03	0,06	0,12
Custos Anuais Totais (10 ⁶ US\$)	0,14	0,24	0,50	0,91	1,87
Custo do Efluente (US\$/m³)	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06

Fonte: Estudo de Impacto Ambiental – EIA do PTSF (FUNCATE – Consórcio Jaakko Pöyry-Tahal – Jun/2000).

Obs.: Não incluído o custo do terreno.

QUADRO 3.1.5.8-3 – CUSTO DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS ATRAVÉS DE INSTALAÇÕES MECÂNICAS PARA IRRIGAÇÃO COM RESTRIÇÕES NO NORDESTE DO BRASIL

TIPO DE TRATAMENTO: SECUNDÁRIO – LAGOAS
TIPO DE REUTILIZAÇÃO: IRRIGAÇÃO COM RESTRIÇÕES

Vazão de Águas Servidas (m ³ /dia)	5.000	10.000	25.000	50.000	100.000
Unidades de Tratamento e Investimentos (10³ US\$)					
Preliminar	46	80	167	290	505
Lodo Ativado e Sedimentação Final	1.608	2.800	5.828	10.147	17.667
Tratamento de Lodo Excedente	402	700	1.457	2.537	4.417
Investimento Total	2.056	3.580	7.451	12.974	22.588
Parâmetros					
% de Perdas	7	7	7	7	7
Dias de Tratamento/Ano	365	365	365	365	365
Dias de Aplicação/Ano	270	270	270	270	270
Volume Anual de Aplicação (10 ⁶ m ³)	1,26	2,67	6,28	12,56	25,11
Demanda de Eletricidade (kWh/m ³)	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Demanda Anual de Eletricidade (kWh)	1,55E+06	3,10E+06	7,76E+06	1,55E+07	3,10E+07
Custos Anuais (10⁶ US\$)					
Recuperação de Capital (8% - 15 anos - 0,11683)	0,24	0,42	0,87	1,52	2,64
Operação e Manutenção (3%)	0,06	0,11	0,22	0,39	0,68
Custo de Eletricidade (US\$ 0,04/kWh)	0,06	0,12	0,31	0,62	1,24
Custos Anuais Totais (10 ⁶ US\$)	0,36	0,65	1,40	2,53	4,56
Custo do Efluente (US\$/m³)	0,29	0,24	0,22	0,20	0,18

Fonte: Estudo de Impacto Ambiental – EIA do PTSF (FUNCATE – Consórcio Jaakko Pöyry-Tahal – Jun/2000).

Obs.: Não incluído o custo do terreno.

QUADRO 3.1.5.8-4 – CUSTO DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS ATRAVÉS DE INSTALAÇÕES MECÂNICAS PARA IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES NO NORDESTE DO BRASIL

TIPO DE TRATAMENTO: SECUNDÁRIO – LAGOAS

TIPO DE REUTILIZAÇÃO: IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES

Vazão de Águas Servidas (m ³ /dia)	5.000	10.000	25.000	50.000	100.000
Unidades de Tratamento e Investimentos (10³ US\$)					
Preliminar	46	80	167	290	505
Lodo Ativado e Sedimentação Final	1.608	2.800	5.828	10.147	17.667
Tratamento de Lodo Excedente	402	700	1.457	2.537	4.417
Lagoa de Maturação	459	800	1.665	2.899	5.048
Investimento Total	2.516	4.380	9.116	15.873	27.636
Parâmetros					
% de Perdas	1	1	1	1	1
Dias de Tratamento/Ano	365	365	365	365	365
Dias de Aplicação/Ano	270	270	270	270	270
Volume Anual de Aplicação (10 ⁶ m ³)	1,64	3,29	8,21	16,43	32,85
Demanda de Eletricidade (kWh/m ³)	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
Demanda Anual de Eletricidade (kWh)	1,62E+06	3,25E+06	8,12E+06	1,62E+07	3,25E+07
Custos Anuais (10⁶ US\$)					
Recuperação de Capital (8% - 15 anos - 0,11683)	0,29	0,51	1,07	1,85	3,23
Operação e Manutenção (3%)	0,08	0,13	0,27	0,48	0,83
Custo de Eletricidade (US\$ 0,04/kWh)	0,06	0,13	0,32	0,65	1,30
Custos Anuais Totais (10 ⁶ US\$)	0,43	0,77	1,66	2,98	5,36
Custo do Efluente (US\$/m³)	0,26	0,24	0,20	0,18	0,16

Fonte: Estudo de Impacto Ambiental – EIA do PTSF (FUNCATE – Consórcio Jaakko Pöyry-Tahal – Jun/2000).

Obs.: Não incluído o custo do terreno.

QUADRO 3.1.5.8-5 – CUSTO DE TRATAMENTO DE ÁGUAS SERVIDAS ATRAVÉS DE INSTALAÇÕES MECÂNICAS PARA USOS DIVERSOS NO NORDESTE DO BRASIL

TIPO DE TRATAMENTO: SECUNDÁRIO – LAGOAS

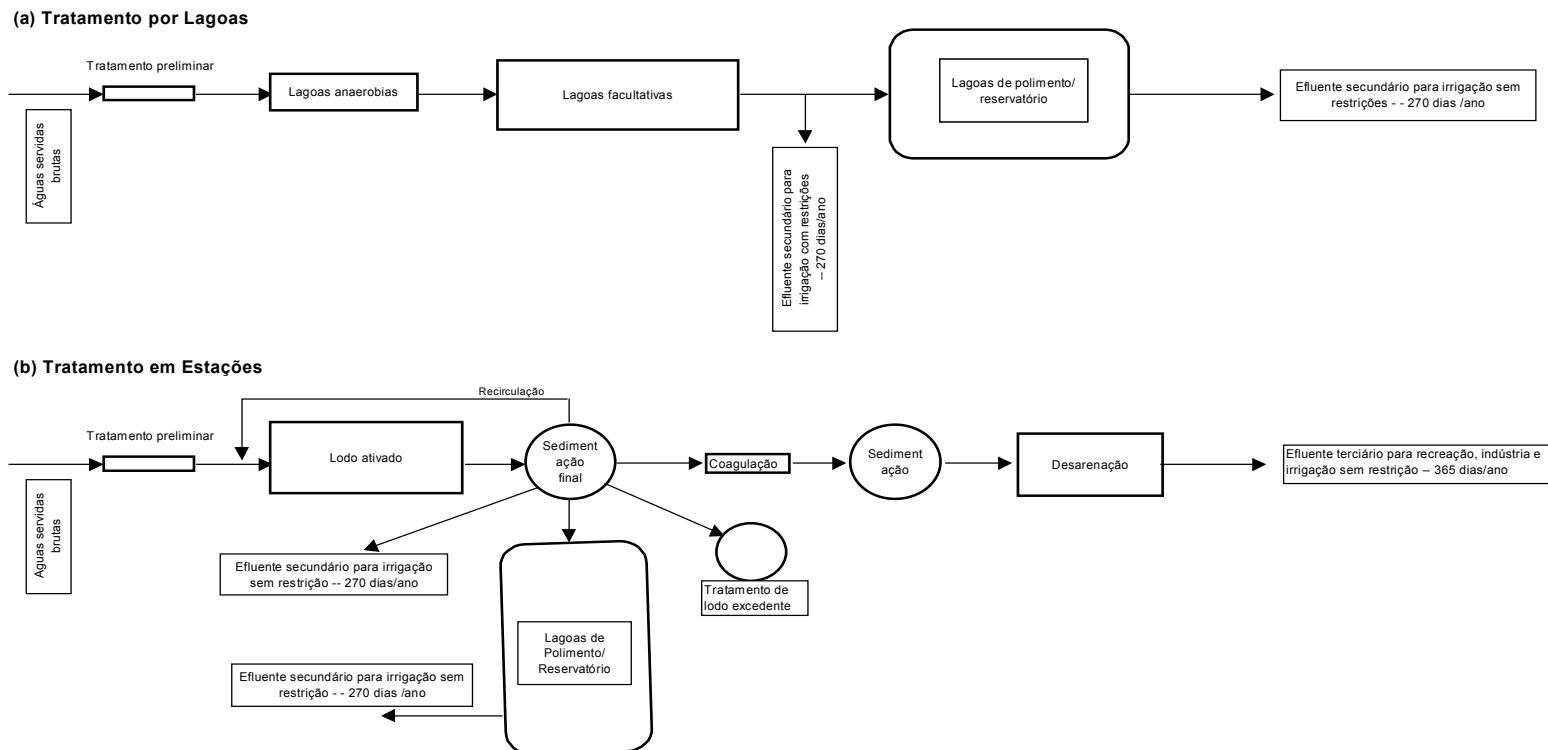
TIPO DE REUTILIZAÇÃO: RECREAÇÃO, USO INDUSTRIAL E IRRIGAÇÃO SEM RESTRIÇÕES

Vazão de Águas Servidas (m ³ /dia)	5.000	10.000	25.000	50.000	100.000
Unidades de Tratamento e Investimentos (10³ US\$)					
Preliminar	46	80	167	290	505
Lodo Ativado e Sedimentação Final	1.608	2.800	5.828	10.147	17.667
Tratamento de Lodo Excedente	402	700	1.457	2.537	4.417
Coagulação, Sedimentação e Filtração	459	800	1.665	2.899	5.048
Investimento Total	2.516	4.380	9.116	15.873	27.636
Parâmetros					
% de Perdas	1	1	1	1	1
Dias de Tratamento/Ano	365	365	365	365	365
Dias de Aplicação/Ano	365	365	365	365	365
Volume Anual de Aplicação (10 ⁶ m ³)	1,81	3,61	9,03	18,07	36,14
Demanda de Eletricidade (kWh/m ³)	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
Demanda Anual de Eletricidade (kWh)	1,92E+06	3,83E+06	9,58E+06	1,92E+07	3,83E+07
Custos Anuais (10⁶ US\$)					
Recuperação de Capital (8% - 15 anos - 0,11683)	0,29	0,77	1,07	1,85	3,23
Operação e Manutenção (2%)	0,08	0,20	0,27	0,48	0,83
Custo de Eletricidade (US\$ 0,04/kWh)	0,08	0,15	0,38	0,77	1,53
Produtos Químicos	0,05	0,11	0,27	0,54	1,08
Custos Anuais Totais (10 ⁶ US\$)	0,50	1,23	1,99	3,64	6,67
Custo do Efluente (US\$/m³)	0,28	0,34	0,22	0,20	0,18

Fonte: Estudo de Impacto Ambiental – EIA do PTSF (FUNCATE – Consórcio Jaakko Pöyry-Tahal – Jun/2000).

Obs.: Não incluído o custo do terreno.

FIGURA 3.1.5.8-1 – ESQUEMAS PARA ESTIMATIVA DE CUSTO DE TRATAMENTO NO NORDESTE DO BRASIL



A grande restrição da alternativa de Reutilização de Águas Servidas é que as águas servidas mais facilmente coletáveis e tratáveis são aquelas provenientes dos despejos domésticos, que são subproduto do abastecimento humano. O volume disponível, usualmente, é muito reduzido em relação às demandas industriais e, sobretudo, às demandas para irrigação.

Para as bacias hidrográficas do Nordeste Setentrional beneficiadas pelo Projeto de Integração, no cenário alternativo, no ano de 2025, a demanda de abastecimento humano nas áreas urbanas foi estimada em cerca de 24 m³/s, dos quais 10,7 m³/s referem-se a demandas localizadas na Região Metropolitana de Fortaleza e 2,9 m³/s na Região Metropolitana de João Pessoa.

Considerando uma taxa de retorno de 80% dessa água, a produção de esgotos domésticos associada a todas as bacias seria de 19,2 m³/s, dos quais 8,5 m³/s despejados na Região Metropolitana de Fortaleza e 2,3 m³/s na Região Metropolitana de João Pessoa, restando apenas cerca de 8,4 m³/s no interior, onde a viabilidade de irrigação seria maior. Este valor ainda teria que ser reduzido pelas perdas relacionadas à acumulação para posterior uso.

A demanda industrial em todas as bacias, considerando o mesmo cenário, é de 13,7 m³/s, dos quais 8,9 m³/s na Região Metropolitana de Fortaleza e 3,3 m³/s na Região Metropolitana de João Pessoa, ou seja, ainda que houvesse uma eficiência razoável na recuperação das águas industriais, o valor recuperável tem custo elevado se tiver que ser reaproveitado, pelas próprias características dos efluentes industriais. Seriam também pouco aproveitáveis fora das regiões metropolitanas.

3.1.6 CHUVA INDUZIDA

3.1.6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As nuvens são compostas de inúmeras gotas minúsculas de água, que são demasiado pequenas para cair como chuva, em virtude da turbulência do ar. Um milhão de gotinhas são necessárias para produzir uma gota de chuva, que poderá perdurar durante a queda da nuvem até o solo. O processo de formação das gotas maiores é, em geral, lento e ineficiente, tanto que as nuvens podem desaparecer ou se evaporar antes de se converter em precipitação.

Certas substâncias, quando incorporadas ao interior das nuvens, podem atuar como catalisadores para a coagulação das gotinhas minúsculas. A injeção artificial de tais substâncias dentro das nuvens é denominada de "semeadura de nuvens". Pode-se dizer que a semeadura de nuvens aumenta a eficiência de conversão do conteúdo de água das nuvens em precipitação e aumenta a quantidade de chuvas.

3.1.6.2 TRATAMENTO ADAPTADO ÀS CONDIÇÕES DAS NUVENS

Existe uma grande variação na qualidade e condições das nuvens que apresentam potencial para produzir chuva. Algumas condições importantes são:

- temperatura acima e abaixo das nuvens;
- intensidade do movimento vertical do ar dentro da nuvem;
- distribuição do tamanho das gotinhas;
- quantidade de gelo dentro da nuvem;
- arranjo espacial;
- distribuição da velocidade do vento em relação à altitude.

Não existe um método único a ser indicado para todos os tipos de nuvens. Existem tipos de nuvens que não darão resultados por nenhum método de chuva induzida. Além disso, é importante escolher o método correto, o local, o tempo e a dosificação a usar. Por isso, para que a operação tenha êxito, necessita-se da monitorização das condições variáveis por instrumentação especial da física das nuvens.

3.1.6.3 PRINCIPAIS TIPOS DE SEMEADURA DE NUVENS

a) Semeadura Glaciogênica

Freqüentemente, as nuvens ascendem a alturas onde a temperatura está abaixo de 0°C. Em tais situações, as gotinhas de água convertem-se facilmente em gelo, porém são "sobre-esfriadas". Esta é uma situação instável e, por isto, um cristal minúsculo de gelo vai crescer rapidamente pela aglomeração de gotinhas "sobre-esfriadas". Este é o mecanismo natural das chuvas. Quando a concentração de cristais de gelo na nuvem é sub-ótima, a dosificação de substâncias que produzem gelo pode induzir chuva ou aumentar a sua quantidade.

Um método pertinente é a semeadura com quantidades minúsculas de iodeto de prata na forma de aerosol. A operação pode ser feita por avião, que semeia a substância nos ventos ascendentes para as nuvens, ou por geradores terrestres que queimam uma solução de iodeto de prata em acetona, produzindo o aerosol de iodeto, que ascende até às nuvens pelo ar aquecido. Sob certas condições, o avião semeia dentro das nuvens. Isto se chama "semeadura dinâmica", porque ela pode crescer rapidamente e incorporar massas adicionais de ar úmido e frio.

a.1) Semeadura Higroscópica

Substâncias higroscópicas, como o sal comum, absorvem muita água em um meio ambiente úmido. Por isto, um pequeno grão de sal dentro da nuvem pode produzir uma grande gota de água que pode cair. O uso do sal para este fim tem vários métodos alternativos, mas nem todos são factíveis.

Um que pode ser factível chama-se "semeadura tipo CCN - Cloud Condensation Nuclei", que quer dizer condensação de nuvens. Em geral, existem grãos de aerossol que contém algo de material solúvel dentro das nuvens sobre áreas terrestres. Tais grãos produzem pequenas gotinhas de condensação e, quando sua concentração é limitada, não haverá chuva. Sob tais condições, a semeadura por avião de grãos minúsculos de sal, abaixo do fundo das nuvens, pode produzir uma reação em cadeia de formação de grandes núcleos de CCN. Este método pode ter êxito quando a temperatura do fundo das nuvens é inferior a 14°C. Em comparação, o método acima citado de "semeadura dinâmica" com iodeto de prata mostra-se exitoso quando a temperatura do fundo é maior do que 17°C.

3.1.6.4 EFICIÊNCIA POTENCIAL DA CHUVA INDUZIDA

Sob condições e métodos adequados, a eficiência pode alcançar entre 10 e 20% da chuva natural, quando o aumento percentual pertence igualmente a chuvas pequenas e abundantes. Aparentemente, sob condições muito áridas, o aumento não é superior a 10%.

A alternativa de chuva induzida não se mostra muito atrativa para o Nordeste Setentrional, sobretudo pela baixa eficiência associada às condições climáticas da região, bem como pelos custos que envolvem muitas tentativas nem sempre exitosas de provocar chuva.

3.1.7 AÇUDAGEM E GESTÃO DA OFERTA DE ÁGUA SUPERFICIAL

3.1.7.1 GANHOS POR AÇUDAGEM

Conforme verificado no Capítulo 2, as possibilidades de oferta hídrica adicional na região receptora do empreendimento da Integração de Bacias são limitadas, em face do quase esgotamento da opção de novos açudes de regularização plurianual. Os Estudos de Inserção Regional identificaram os açudes Figueiredo, na bacia do rio Jaguaribe, e Oiticica, na bacia do rio Piranhas, este em cota baixa para não haver perda de água no açude Armando Ribeiro, a jusante, como mais viáveis de serem implantados. Eles adicionam menos de 10 m³/s de oferta hídrica no total, já considerando a eficiência de gestão dos açudes.

Por outro lado, é de esperar que haja perda de água nas bacias receptoras por implantação de pequenos e médios açudes de distribuição da água pelas bacias, especialmente nos trechos mais altos e pobres de recursos hídricos, conforme já se verificou ocorrer em algumas bacias do semi-árido. A oferta adicional por açudagem poderá ser integralmente compensada, senão sobrepassada, pelas perdas de água prováveis de ocorrer pela construção de novos açudes nas cabeceiras das bacias, tal o nível já atingido pela açudagem na região setentrional do Nordeste.

3.1.7.2 GANHOS POR GESTÃO

No que se refere à gestão da oferta hídrica, para que seja viabilizada, é relevante realizar a integração de bacias, proporcionando um esquema operacional mais previsível, permitindo maior garantia de suprimento das demandas prioritárias em caso de seca prolongada. O empreendimento de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional está em linha com esse propósito.

Por outro lado, há que melhorar o sistema de gestão institucional dos Estados com vistas a implantar a outorga e a cobrança da água, organizando um sistema flexível de suprimento aos diferentes usuários, de acordo com as necessidades e prioridades sociais. O Estado do Ceará já conta com um sistema mais avançado de gestão dos recursos hídricos, enquanto a Paraíba e o Rio Grande do Norte se estruturam atualmente para seguir o exemplo Cearense.

Os ganhos de água por melhor gestão já estão contemplados nas estimativas da disponibilidade hídrica e dos usos principais de água, no âmbito dos estudos realizados para o empreendimento. As perdas por gestão dos açudes foram assumidas como 12,5% em média e os índices de consumo de água para áreas urbanas e irrigação foram de 25% e 0,45 l/s/ha, que representam avanços importantes em relação à situação vigente no Nordeste e no país. Consequentemente, não há que avaliar ganhos por açudagem e gestão, já que foram incorporados nos estudos de balanço hídrico do empreendimento em análise.

3.1.8 RESUMO DE CUSTOS DAS ALTERNATIVAS

O Quadro 3.1.8-1, a seguir, apresenta os custos anuais das alternativas de obtenção de águas para o Nordeste Setentrional consideradas anteriormente. Deve-se considerar, no entanto, as limitações de cada uma dessas alternativas no atendimento às demandas locais da região beneficiada pelo Projeto de Integração do São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional, conforme apresentado nos itens anteriores. Verifica-se que o custo da água bruta ou tratada obtida a partir do Projeto de Integração de Bacias, considerando todos os seus

componentes, na área receptora, só é maior do que o custo da água subterrânea em condições favoráveis de exploração.

QUADRO 3.1.8-1 – CUSTOS ANUAIS DAS ALTERNATIVAS TECNOLÓGICAS (R\$/m³)⁽¹⁾

Alternativa	Recuperação de Capital	Energia	O & M	Total
Exploração de Água Subterrânea	0,10	0,03	0,01	0,14
Dessalinização de Água Salobra ⁽²⁾	0,21	0,30	0,46	0,97
Reutilização de Águas Servidas ⁽³⁾	0,63	0,12	0,26	1,01
Exploração de Água Subterrânea com Dessalinização	0,37	0,33	0,47	1,17
Dessalinização de Água do Mar ⁽⁴⁾	0,81	0,78	0,67	2,26

(1) 1US\$ = R\$ 3,00

(2) Dessalinização por Eletrodialise, considerando usina de meio porte.

(3) Águas servidas através de instalações mecânicas para usos diversos (10.000 m³/dia).

(4) Dessalinização por Osmose Reversa, considerando usina de meio porte.

3.1.9 SISTEMAS COMPLEMENTARES PARA COMUNIDADES DISPERSAS

3.1.9.1 CISTERNAS

Além das alternativas de fonte de água apresentadas anteriormente, deve-se considerar como uma alternativa de reservação hídrica complementar ao empreendimento de Integração de Bacias, a captação da água de chuva em cisternas, para abastecimento prioritário à população dispersa na zona rural.

De acordo com estudos recentes realizados no Plano Decenal de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco, nas condições climáticas do semi-árido, num ano de seca (com precipitação da ordem de 300 mm), um sistema de captação (telhado de 40 m²) e armazenamento da água de chuva de média eficiência consegue captar 10.500 litros de água, o que seria suficiente para atender quase que 100% da demanda anual de água para beber e cozinhar de uma família de 5 pessoas (cerca de 6 l/dia por pessoa).

O modelo de cisterna rural mais utilizado no semi-árido é a cisterna de placas, que além de apresentar baixo custo, apresenta vantagens de construção, segurança e durabilidade.

A contaminação da água obtida dessa forma ainda representa um obstáculo na garantia de sua potabilidade, conforme a conceituação do Ministério da Saúde (Portaria 1.496/00 de 29/12/2000), que estabelece que uma água potável deve possuir ausência de coliformes totais.

As principais fontes de contaminação da água armazenada estão relacionadas a questões de educação sanitária, tais como: proximidade de animais nas cisternas; armazenamento de águas oriundas de outras fontes nas cisternas; utilização de recipientes de coleta contaminados; descarte inadequado das primeiras águas de

chuva; e, também, deficiências no tamponamento dos reservatórios. Diante deste quadro, é fundamental a associação de programas de educação e de qualidade de água a toda e qualquer iniciativa de captação de águas de chuva.

O custo unitário médio de implementação de uma cisterna rural com capacidade de 16.000 litros, incluindo mobilização social, capacitação da família, educação ambiental, pesquisa tecnológica, monitoramento, avaliação e pesquisa sócio-econômica e de resultados é de R\$ 1.200,00.

A garantia do enchimento anual de 1 milhão de cisternas, por exemplo, disponibilizando 16 m³/ano, representa uma acumulação total de 16 milhões m³/ano, equivalente a 0,5 m³/s. Sendo viável enchê-las todas duas vezes ao ano, a oferta hídrica será de 1 m³/s. Trata-se, portanto, de alternativa não competitiva em termos de oferta com o Projeto de Integração (que poderá ofertar entre 70 e 86 m³/s) e também de uma opção complementar relevante para o abastecimento de unidades familiares rurais isoladas ou pequenas comunidades distantes de açudes ou aquíferos. Devem ser vistas com prioridade como forma de garantir água para beber de unidades dispersas no semi-árido, porém não resolvem o problema da disponibilidade para manutenção de culturas irrigadas, para garantir a sustentabilidade da produção de alimentos.

3.1.9.2 SISTEMAS SIMPLIFICADOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Uma das técnicas de atendimento mais utilizadas nas comunidades rurais do Nordeste são os chamados sistemas simplificados, que consistem basicamente de um conjunto composto por poço; conjunto motor-bomba para captação da água; reservatório elevado; sistema de desinfecção (cloração); e chafariz, para distribuição da água à comunidade.

Esses sistemas, em geral, garantem o atendimento de até 500 pessoas, considerando um consumo per capita de 70 l/pessoa/dia.

O custo médio de implementação de um sistema simplificado é de R\$ 90.000,00, incluindo mobilização social, educação ambiental, pesquisa tecnológica, monitoramento, avaliação e pesquisa sócio-econômica e de resultados.

Da mesma forma que a captação de água de chuva, tais sistemas, por si só, não são suficientes para o atendimento da demanda hídrica total do Nordeste Setentrional. A implantação desse tipo de sistema é fortemente condicionada pela disponibilidade, em quantidade e qualidade, de águas subterrâneas. Trata-se também de uma opção complementar para atendimento das comunidades rurais posicionadas sobre aquíferos e distantes das fontes hídricas superficiais sustentáveis.

3.1.10 GANHOS DECORRENTES DE ALTERNATIVAS DE TRANSPORTE DA ÁGUA POR DUTOS OU CANAIS

3.1.10.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A capacidade máxima de adução dos canais destinados ao transporte das vazões envolvidas no Projeto de Integração do Rio São Francisco com outras bacias é de 89 m³/s (Trecho I – Eixo Norte) a 10 m³/s (Trecho V – Eixo Leste), com valores na captação de respectivamente 99 m³/s e 28 m³/s nos Eixos Norte e Leste, sendo a diferença de capacidades alocadas ao Estado de Pernambuco, na bacia do São Francisco.

A solução de transporte adotada pelo Projeto de Integração consistiu na adução por canais, com exceção de pequenos trechos em túnel ou aquedutos e das linhas de recalque, em condutos metálicos. Esta decisão foi precedida de análises econômicas comparativas com solução em canais abertos e condutos metálicos, consolidadas no relatório R4 - Curvas Paramétricas de Obras Típicas (Estudo de Viabilidade Técnico-Econômica, MI/1999).

A solução em canal aberto se impôs fundamentalmente devido ao seu baixo custo em relação às tubulações, tendo em vista a magnitude das vazões previstas no Projeto. A variabilidade das vazões transferidas do rio São Francisco para os açudes receptores é de tal ordem que a solução por canais, pela flexibilidade operativa, é também efetivamente mais viável, do ponto de vista operacional, além de mais econômica do ponto de vista do consumo de energia elétrica, uma vez que as perdas hidráulicas por atrito nas tubulações é muito superior às perdas nos canais, de apenas 10 cm por km.

Pode-se admitir, entretanto, que uma alternativa de transporte das águas através de adutoras com escoamento forçado poderia ser viável nos trechos por onde transitam as menores vazões. Essa limitação baseia-se em critérios de dimensionamento hidráulico-econômico de tubulações, associados a características tais como velocidade de escoamento, pressões, diâmetro do tubo, espessura da chapa etc.

Admitindo esta possibilidade, é feita a seguir uma análise comparativa, onde são discutidas as características das alternativas de adução em canais (adotada no Projeto de Integração) e através de adutoras, sendo avaliadas as vantagens e desvantagens, bem como os custos associados a cada alternativa. Foi selecionado um trecho mais favorável teoricamente à solução por adutoras fechadas, com bombeamento pequeno de apenas 10,4 m de altura e vazão reduzida de 10 m³/s. Trata-se do Trecho VI, com 110 km (103 km em canal), que interliga o Trecho I à bacia do rio Brígida, em Pernambuco.

Admitindo uma velocidade máxima recomendável de escoamento em tubulações forçadas de 1,5 m/s, para escoar a vazão de 10 m³/s prevista para Trecho VI, seria necessária uma adutora de 3,00 m de diâmetro.

A extensão, em linha reta, do local de derivação no Trecho I, no reservatório Parnamirim, até o açude Chapéu é de cerca de 40 km, e deste até o açude Entremontes, de mais 40 km, perfazendo uma extensão total aproximada (em linha reta) de 80 km. Para efeitos de estimativa dos custos e avaliação de perdas, considerou-se, para este trecho, uma extensão total em adutoras de 90 km, em contraposição à distância de 110 Km associada à solução em canal, uma vez a adutora permite transpor vales enquanto que o canal deve acompanhar aproximadamente a topografia do terreno, tendo assim maior extensão.

3.1.10.2 ESTIMATIVA DE CUSTOS

A análise comparativa dos custos canal *versus* adutora foi desenvolvida a partir de curvas paramétricas de obras típicas, elaboradas nos estudos de viabilidade do empreendimento, conforme já referido. Nestes estudos elaboraram-se curvas paramétricas de canais e adutoras, tendo como objetivo a definição de curvas representativas para cada obra, permitindo a interpolação de valores intermediários.

Uma primeira análise das curvas apresentadas no referido relatório mostra que, considerando apenas os custos incorridos para implantação de cada uma das alternativas (canais ou adutoras), só haveria alguma competitividade entre os custos nas seguintes condições:

- canal escavado em rocha, com seção de escoamento revestida com concreto projetado (a solução em canal mais onerosa); e
- adutora em tubo de aço, com assentamento na superfície de terreno em rocha (a solução em adutora mais econômica).

As Figuras 3.1.10.2-1 e 3.1.10.2-2 apresentam as curvas paramétricas estabelecidas para estes dois tipos de solução. Os custos apresentados referem-se a Junho/1998.

Para a vazão de 10 m³/s, o custo por metro linear de canal escavado em rocha, com seção de escoamento revestida com concreto projetado varia de R\$ 1.470, para altura de escavação nula, a R\$ 6.356, para altura de escavação de 15 m.

FIGURA 3.1.10.2-1 – CURVA PARAMÉTRICA DE CUSTO DE CANAL ESCAVADO EM ROCHA COM SEÇÃO DE ESCOAMENTO REVESTIDA COM CONCRETO PROJETADO – ALTURAS DE ESCAVAÇÃO ENTRE 0 E 15 M

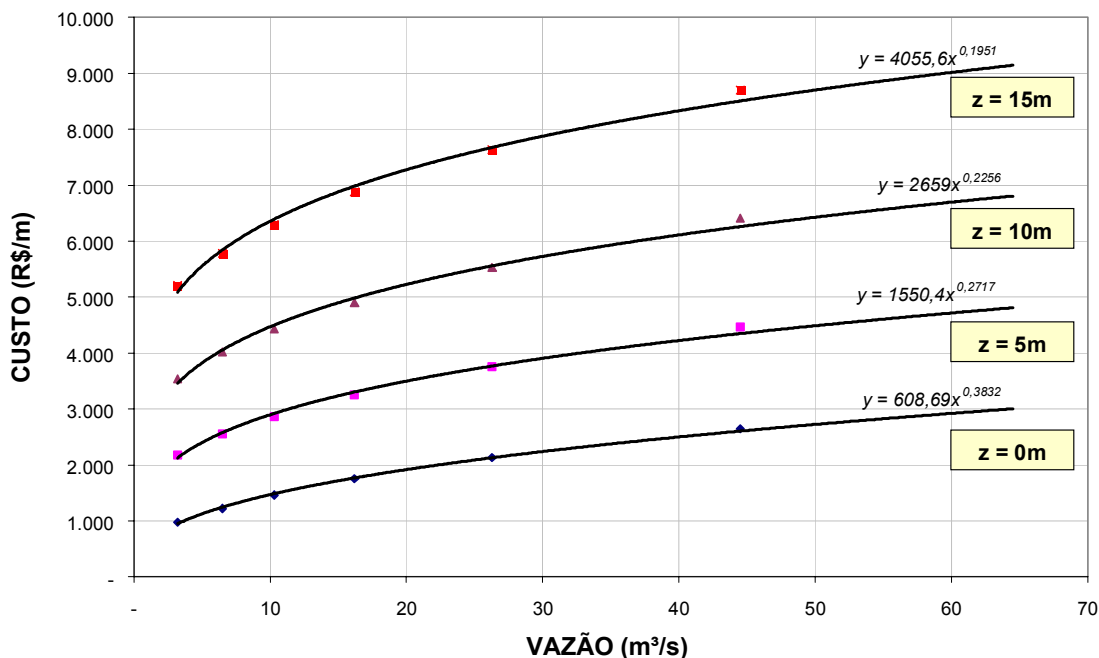
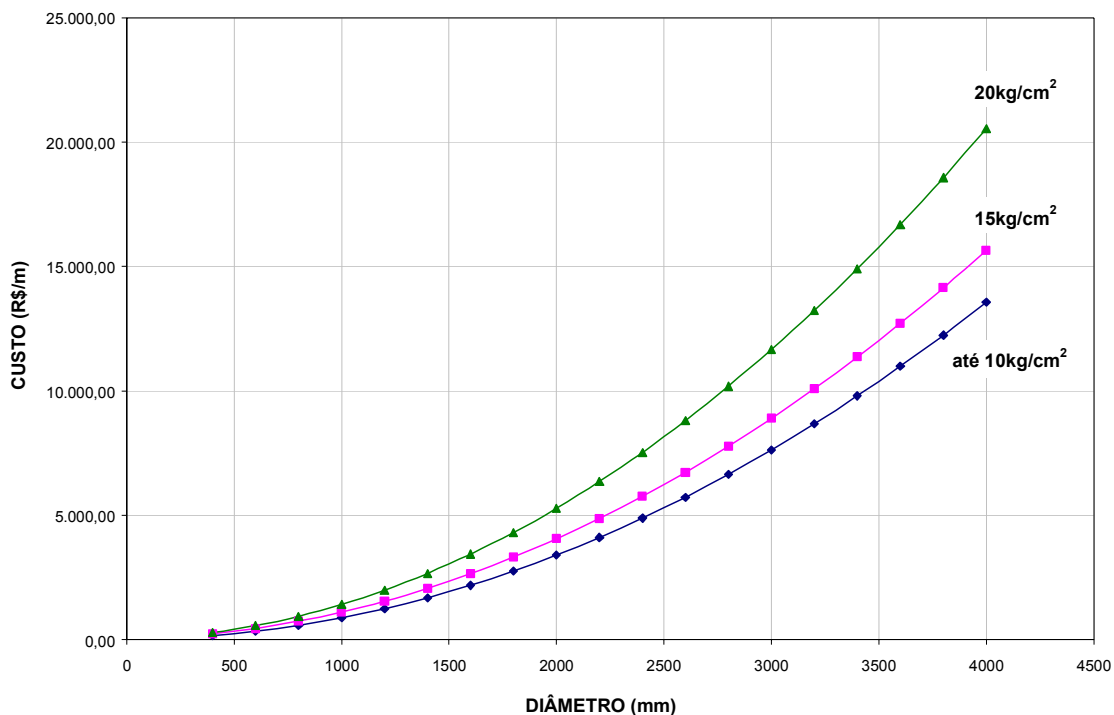


FIGURA 3.1.10.2-2 – CURVA PARAMÉTRICA DE CUSTO DE ADUTORA EM TUBO DE AÇO COM ASSENTAMENTO NA SUPERFÍCIE DE TERRENO EM ROCHA PARA PRESSÃO DE ATÉ 10, 15 E 20 KG/CM²



Já para adutoras de 3000 mm de diâmetro, os custos por metro linear variam de R\$ 7.625 a R\$ 11.659, respectivamente, para pressões de 10 e 20 kg/cm².

Portanto, o custo de adutora só se torna competitivo com o custo de canal se a profundidade de escavação do canal for superior a 15 m e a pressão na adutora for inferior a 10 kg/cm².

Cabe ressaltar, ainda, que o projeto considerando a alternativa em canal foi desenvolvida de maneira a minimizar as escavações obrigatórias em rocha, diminuindo assim seus custos de implantação.

3.1.10.3 AVALIAÇÃO DAS PERDAS ENERGÉTICAS POR ATRITO

As perdas de carga por atrito ao longo de uma adutora de 3,00 m de diâmetro, com extensão de 90 km, considerando um coeficiente de Manning de 0,012, podem ser estimadas em 40 m.

Isso significa uma necessidade de 40 metros na altura manométrica de bombeamento para contrabalançar somente as perdas por atrito ao longo do conduto, que somada à altura de bombeamento de 10,4 m, no caso avaliado resultaria em 50,4 m de consumo de energia elétrica para viabilizar o fluxo da vazão no trecho.

A solução em canal apresenta uma perda hidráulica de cerca de 10 m ao longo de todo o percurso, que somado à altura de bombeamento na elevatória planejada, corresponderia a um consumo de energia elétrica total de 20,4 m, para viabilizar o fluxo da vazão no trecho. Portanto, a opção por adutora forçada levaria a um incremento de consumo de energia de (50,4 - 20,4 = 30m), ou seja, 150% do resultado em canal.

3.1.10.4 AVALIAÇÃO DAS PERDAS POR EVAPORAÇÃO

A alternativa de transporte da água através de canais resulta em perdas por evaporação na medida em que a superfície livre da água está exposta às condições ambientais.

Considerando uma seção típica de canal ($Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$), com área da superfície líquida de 20 m² por metro linear e a extensão dos canais de 103 km, e admitindo uma altura de evaporação de 2.000 mm/ano, resulta em uma perda 0,13 m³/s, ou seja, cerca de 1,3% da vazão aduzida.

Essa perda não ocorre em adutoras, de modo que a vazão bombeada pode ser, no caso de adutoras, cerca de 1% menor que a vazão necessária nos canais, atenuando a diferença de custo operacional mencionada no item anterior.

3.1.10.5 PERDAS POR RETIRADAS CLANDESTINAS AO LONGO DOS CANAIS

Nas vizinhanças do sistema de canais do Projeto de Integração do São Francisco com o Nordeste Setentrional há numerosos pequenos povoados e vilas que atualmente contam com suprimento hídrico precário, freqüentemente baseado em fontes com baixa confiabilidade quantitativa e/ou água de qualidade inadequada.

A proximidade entre essas comunidades e o sistema hidráulico da integração (canais, reservatórios etc), dadas as críticas condições hídricas locais, cria uma situação na qual as instalações estarão sob constante ameaça de retiradas clandestinas, que poderão ocasionar acidentes com riscos de vida, contaminação das águas bombeadas e danos às estruturas físicas.

Antecipando parte das futuras pressões por água, que naturalmente ocorrerão quando da implantação do empreendimento, viabilizando o acesso dos habitantes rurais ocupantes daquelas faixas marginais ao longo dos canais, o projeto prevê o atendimento das demandas difusas ao longo dos canais para os principais usos: abastecimento humano, dessedentação animal, irrigação e reassentamento populacional.

O atendimento dessas demandas, além de contribuir para o aumento da qualidade de vida das populações residentes em pequenos povoados e vilas rurais situados nas vizinhanças do sistema hidráulico do projeto, reduzirá os riscos associados a eventuais tentativas de uso clandestino das águas dos canais e reservatórios.

Os riscos de contaminação, de fato, são maiores para a solução em canais, mas deve-se lembrar que as águas que estão sendo aduzidas nos canais são águas brutas, que necessariamente requerem algum tipo de tratamento antes de sua distribuição para uso humano, mesmo que o transporte seja feito através de adutoras em condutos forçados, ou seja, o fato das águas serem aduzidas por canais ou adutoras em conduto forçado não dispensa a necessidade de tratamento.

Por outro lado, é de ressaltar que em grande parte de sua extensão, os canais planejados atravessam regiões próximas ao divisor de águas nas bacias receptoras, onde o risco de contaminação por efluentes domésticos é mais baixo.

3.1.10.6 ASPECTOS CONSTRUTIVOS – CONSTRUÇÃO MODULAR

Uma das vantagens da alternativa de transporte das vazões por adutoras com escoamento forçado está associada à possibilidade de implantação física modular do sistema de integração do São Francisco com o Nordeste Setentrional, segundo o faseamento das vazões nas diversas etapas do projeto.

O custo de implantação de duas adutoras com características semelhantes, é mais que o dobro do custo de uma só adutora com o dobro da vazão, porque os diâmetros não têm redução proporcional, e os custos de transporte, canteiro de obras e construção não caem proporcionalmente. Nestes casos, ao se trazer para o valor presente o custo de implantação da segunda etapa da adutora, obtém-se uma redução significativa dos custos da obra. A vantagem de custo, dada à redução referida, depende do prazo entre as etapas e da taxa de juros considerada. Para um intervalo de tempo entre as etapas de 15 anos e uma taxa de 12%, a redução seria de cerca de 85% do custo da adutora da segunda etapa e de cerca de 40% do custo total das duas etapas. Para um intervalo de 10 anos e taxa de juros de 7%, a redução de custo da segunda etapa seria de 50% e a redução do custo das duas etapas seria de 25%.

Considerando os custos construtivos reais, que envolvem mobilização da construtora, gestão de obra, logística, desmobilização, suprimento de energia para construção, entre outros, a redução de custo total efetiva pode cair pela metade.

No caso da solução de transporte das águas por canais, o dimensionamento e a implantação dos mesmos teriam que ser feitos considerando a vazão máxima prevista para cada trecho na etapa final do projeto, resultando em uma ociosidade parcial dos canais nos primeiros anos de operação do empreendimento. De fato, a implantação de canais em duas etapas fica extremamente prejudicada, uma vez que o início das obras de uma possível segunda etapa implicaria na interrupção da primeira etapa do sistema para que a seção de escoamento pudesse ser ampliada.

No entanto, deve-se considerar que o custo de implantação de um canal com metade da capacidade final corresponde a cerca de 80% do custo do canal com suas dimensões definitivas, não se justificando um faseamento em sua construção, pois resultaria numa economia de apenas cerca de 20%. Essa pequena diferença é plenamente justificada, pois a capacidade de vazão do canal trapezoidal dobra com pequena elevação da profundidade.

Finalmente, há que considerar outras variáveis decisórias na questão da divisão em etapas de obras com as características em consideração, já que decisões orçamentárias e oportunidade política nem sempre são faseadas de acordo com o planejamento. São exemplos dessa situação, inúmeras obras hidráulicas no país, planejadas, ao menos em parte, para uma situação compatível com o objetivo final do empreendimento.

Para vazões mais elevadas, a dificuldade de faseamento em sistemas de condutos forçados aumenta, pois seriam necessárias várias linhas de adutoras simultâneas por etapa, na medida em que há limitações construtivas para adutoras longas de grande diâmetro e capacidade de vazão.

3.1.10.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tomando por base o Trecho VI e os custos apresentados no item 3.1.8.3 para adutora em tubo de aço de 3000 mm de diâmetro, com assentamento na superfície de terreno em rocha, para pressão até 10kg/cm² (R\$ 7.625/metro linear) e a extensão prevista de 90 km, somente os custos referentes à implantação da adutora totalizariam R\$ 686,25 milhões. Se realizada em duas etapas, esse custo poderia ser reduzido para cerca de R\$ 500 a 600 milhões, dependendo da defasagem de tempo e da taxa de desconto adotada.

Por outro lado, o custo final do Trecho VI considerando a solução com canais a céu aberto, incluindo custos de aquisição de terras e benfeitorias, relocações, obras de drenagem, túneis, aquedutos, estruturas de captação e bombeamento, barramentos, estruturas de controle e derivação e outras obras de infra-estrutura, foi orçado em R\$ 230,54 milhões, ou seja, cerca de 1/3 do custo somente das adutoras, sem considerar, por exemplo, os custos energéticos adicionais em função do aumento da altura de bombeamento e os custos dos dispositivos hidráulicos auxiliares e de proteção.

Para o Trecho I, cujas vazões e pressões são superiores às projetadas para o Trecho VI, seriam necessárias cerca de 9 linhas de 3,0 m de diâmetro para escoar as vazões de 99 e 89 m³/s. As alturas manométricas também são maiores para esse trecho. Admitindo os custos apresentados no item 3.1.10.3 para adutora em tubo de aço de 3.000 mm de diâmetro, com assentamento na superfície de terreno em rocha, para pressão até 20kg/cm² (R\$ 11.659/metro linear) e a extensão prevista de aproximadamente 90 km, somente os custos referentes à implantação da adutora totalizariam R\$ 9.443,79 milhões.

O custo do Trecho I, considerando a solução com canais a céu aberto, incluindo custos de aquisição de terras e benfeitorias, relocações, obras de drenagem, túneis, aquedutos, estruturas de captação e bombeamento, barramentos, estruturas de controle e derivação e outras obras de infra-estrutura, foi orçado em R\$ 862,51 milhões. Portanto, mais que 10 vezes inferior ao custo somente das adutoras, sem considerar, por exemplo, os custos energéticos adicionais em função do aumento da altura de bombeamento e os custos dos dispositivos hidráulicos auxiliares e de proteção.

Os valores apresentados anteriormente permitem concluir que, mesmo traduzindo todas as possíveis vantagens em termos de funcionalidade associadas à alternativa de transporte das águas por adutoras em conduto forçado em decréscimos financeiros, ainda assim os custos a ela associados não seriam competitivos com a solução de transporte das águas bombeadas através de canais a céu aberto, para vazões e objetivos similares aos propostos pelo empreendimento.

Nada impede, no entanto, que se adote a solução de adutora em condutos forçados para trechos específicos do Projeto, nos quais as questões de segurança ou de logística determinarem seu emprego, mesmo considerando os acréscimos de custo envolvidos. Tais soluções particulares, todavia, devem ser alvo de estudos específicos, inerentes a fases mais avançadas do Projeto.

3.1.11 CONCLUSÕES

As informações e análises realizadas nos itens precedentes deste Capítulo demonstram que a opção tecnológica adotada para o suprimento de reforço hídrico ao Nordeste Setentrional é consistente, dos pontos de vista técnico, econômico e social, na medida em que seus possíveis substitutos ou não atendem ao objetivo proposto no volume planejado, ou são opções complementares e não concorrentes, beneficiando públicos distintos na área do projeto.

A disponibilidade hídrica proporcionada por outras fontes locais é limitada no Nordeste Setentrional, quando se pleiteia um suprimento hídrico sustentável com garantia elevada de fornecimento e baixo risco de racionamento. Novos açudes, numa região já repleta de empreendimentos desse tipo, não poderão criar ofertas adicionais significativas, podendo nem mesmo compensar as perdas hídricas nas bacias receptoras, no contexto total da bacia, na medida em que novos açudes menores, necessários para melhor distribuição da oferta hídrica superficial no espaço, tendem a reduzir as ofertas garantidas por açudes situados a jusante. A gestão eficaz dos açudes é importante e já foi considerada na avaliação do balanço hídrico avaliado para a região receptora.

A adição de fontes subterrâneas sustentáveis e de qualidade adequada é também limitada, não alterando significativamente a situação hídrica da região. Considerando possíveis limitações de bombeamento do reservatório de Sobradinho, quando estiver com volumes baixos armazenados, o suprimento do déficit hídrico projetado para 2025 terá que contar com a complementação de fontes locais, mesmo que com qualidade restrita ou sustentabilidade prejudicada a mais longo prazo, como é o caso da exploração de aquíferos confinados com redução das reservas acumuladas. Nesse contexto, cerca de 18,3 m³/s adicionais teriam que ser explorados nos aquíferos Jandaíra e Açu, a médio prazo, para atender as demandas locais projetadas.

O reuso de águas servidas de áreas urbanas é também limitado, embora deva ser considerado. Na avaliação da região metropolitana de Fortaleza, por exemplo, é considerada uma utilização por reuso de cerca de 4 m³/s (30%), conforme referido no Capítulo 2. A experiência em países mais desenvolvidos mostra que essa oferta é limitada em usos e em percentual da água tratada, sendo utilizada

nas áreas urbanas predominantemente em irrigação urbana, não considerada no cômputo das demandas regionais.

A utilização da água dessalinizada do mar para atendimento urbano litorâneo apresenta-se ainda onerosa, comparativamente à uma transferência hídrica de longa distância, como a do rio São Francisco para o sistema de açudes que abastece Fortaleza. Se, por um lado, é provável uma redução de custos dos equipamentos de dessalinização, no futuro, é também provável um aumento dos custos da energia necessária nessa tecnologia. Tais custos onerariam, desnecessariamente, os consumidores locais, em havendo fontes alternativas de menor custo, em especial no que se refere ao consumo de energia elétrica, que é da ordem de US\$ 26 cents/m³ de água, valor sozinho mais elevado do que o previsto para a água proporcionada pelo projeto de Integração de Bacias. Por isso, tem sido uma tecnologia adotada em sociedades industrializadas, com alta capacidade de pagamento ou em regiões secas com grande produção petrolífera.

A utilização de opções alternativas de captação local, tais como as originárias nas águas da chuva, é importante para atender o consumo humano difuso, situado distante das fontes hídricas sustentáveis, sendo uma opção complementar aos projetos estruturantes, como o da integração de bacias. No mesmo caso encontram-se as soluções de suprimento por poços à população dispersa.

Finalmente, não sendo possível a médio prazo suprir de forma sustentável as demandas hídricas da área receptora, somando-se as fontes locais, mas também considerando as dificuldades de utilização dessas fontes, seus custos, suas garantias de suprimento e, especialmente, o cenário realista de que perdas hídricas adicionais serão inevitáveis na região, em face do já elevado comprometimento do potencial hídrico colocado em disponibilidade efetiva, haverá que prover reforço hídrico externo à região, como forma de viabilizar um desenvolvimento social e econômico equitativo no país. Esse reforço, como demonstrado, deverá ocorrer através do rio São Francisco.

3.2 ALTERNATIVAS LOCACIONAIS

3.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O processo de escolha da alternativa de traçado do canal teve dois grandes momentos, um iniciou com os estudos realizados pelas equipes de engenharia e inserção regional, as quais, por sua vez, se pautaram na estratégia macroeconômica e nas necessidades da região, como pode ser visto nos itens anteriormente citados, tais como: os condicionamentos do suprimento da oferta hídrica; a avaliação das demandas hídricas regionais; as justificativas do

empreendimento; os objetivos do projeto e a sinergia hídrica do projeto com outros existentes e dependentes de integração de bacias.

Os estudos citados acima indicaram preliminarmente 22 (vinte e duas) alternativas, a partir de 6(seis) trechos conforme pode ser visto no Quadro 3.2.1-1 abaixo:

QUADRO 3.2.1-1 – ALTERNATIVAS DE TRAÇADO

Trecho	Sub-trecho	Denominação	N ^o Alternativas / Denominação	
Trecho I	Sub-trecho 1	IP	03	I-P1, I-P2 e I-P3
	Sub-trecho 2	I	03	I-I1, I-I2 e I-I3
Trecho II	-	Alternativa II	03	Alternativas II1, II2 e II3
Trecho III	-	Alternativa III	03	Alternativas III1, III2 e III3
Trecho IV	-	Alternativa IV	06	Alternativas IV1, IV2, IV3, IV4, IV5 e IV6
Trecho V	-	Alternativa V	02	Alternativas V1, V2
Trecho VI	-	Alternativa VI	02	Alternativas VI1 e VI2

Esse conjunto de alternativas geradas foi resultado de análise técnicas e econômicas, onde se considerou dentre outros aspectos gerais já citados acima, alguns mais específicos, ou seja:

- O comportamento hidráulico e capacidade dos rios receptores para o escoamento das vazões aduzidas, de modo a prevenir enchentes, instabilizações das margens e processos erosivos indesejáveis;
- A viabilidade de geração de energia através do aproveitamento de algumas quedas no sistema adutor principal, de forma a recuperar parte da energia necessária ao bombeamento;
- O reforço hídrico e os ganhos sinérgicos de vazão com a operação integrada dos reservatórios existentes, a serem integrados ao sistema adutor, privilegiando aqueles posicionados estrategicamente em relação aos maiores centros de demanda, tais como: Atalho; Orós; Castanhão; Chapéu; Entremontes; Eng. Ávidos; São Gonçalo; Coremas/Mãe D'água; Armando Ribeiro Gonçalves; Pau dos Ferros; Santa Cruz; Poço da Cruz e Epitácio Pessoa (Boqueirão);
- As condicionantes geotécnicas que pudessem gerar instabilidade nos canais a serem construídos;
- A busca das menores alturas de bombeamentos para minimizar os custos de operação;
- A identificação e escolha de áreas favoráveis para efeito de minimização das obras especiais e de reservatórios intermediários, com o fim de diminuir custos da obra e perdas d'água por evaporação;

- A escolha de traçados que facilitassem uma maior flexibilidade de distribuição das águas transpostas para as bacias receptoras e com isso promover um melhor atendimento das populações existentes por gravidade, para diminuir custos adicionais de bombeamento para a população rural situada na área de influência dos canais;
- A melhor localização da tomada d'água no rio São Francisco de forma a proteger o sistema de bombeamento do acúmulo de sedimentos em sua proximidade, evitando assim problemas com a manutenção e operação;

O outro momento do processo de escolha da alternativa foi a avaliação ambiental das diversas opções de traçado apresentadas pela Equipe de Engenharia, considerando os elementos relevantes que pudessem restringir o traçado em termos da perda de qualidade ambiental na região.

Para avaliação das alternativas foi elaborado pela equipe ambiental envolvida nos estudos um mapa de diretrizes e vulnerabilidades ambientais (em anexo), que norteou as escolhas mais sustentáveis ambientalmente, além de socialmente mais favoráveis.

Cabe ressaltar que as diretrizes ambientais propostas foram intensamente discutidas com a equipe de engenharia no sentido de estabelecer um ponto de equilíbrio entre as variáveis técnicas, ambientais, sociais e econômicas.

A troca de opiniões entre as duas equipes resultou em otimizações ambientais dos traçados propostos e possibilitaram a mitigação, em alguns casos, e a eliminação em outros, de impactos negativos, bem como a potencialização de impactos positivos das ações estruturais e não-estruturais do projeto.

As diretrizes ambientais, ainda que representando fatores eminentemente qualitativos, subsidiou sobremaneira o processo decisório da opção de traçado afinal adotada no Projeto de Integração da Bacia do São Francisco com o Nordeste Setentrional, pois proporcionou elementos para que os estudos de engenharia fossem desenvolvidos levando em conta as oportunidades de otimização ambiental, ou seja, buscando a minimização dos efeitos negativos e a potencialização dos efeitos benéficos ainda na fase de concepção do empreendimento.

As diretrizes ambientais foram também importantes no sentido de apontar os desvios das diversas alternativas, em relação ao seu "ótimo ambiental", desvios que constituiriam custos ambientais quantificáveis e monetariamente valoráveis.

As diretrizes ambientais indicadas a seguir foram agrupadas em três grandes grupos, segundo os seus objetivos, a saber:

1- Aquelas dirigidas predominantemente ao campo agro-sócio-econômico.

O maior traço comum deste primeiro conjunto de diretrizes foi a busca da maximização do aproveitamento das oportunidades de desenvolvimento existentes ao longo dos trechos de adução de águas do projeto, visando contribuir, tanto quanto possível, para a fixação de populações nas áreas interioranas sujeitas a intenso processo migratório, em função da escassez hídrica. Integram este grupo as diretrizes que tratam:

- do atendimento aos usos ribeirinhos em trechos de leitos fluviais naturais;
- do aproveitamento dos recursos edáficos locais (ao longo dos trechos de condução das águas transpostas);
- das condições de acesso à água (para abastecimento domiciliar e uso produtivo em projetos de irrigação já existentes e nas áreas atualmente desenvolvidas com agricultura de sequeiro); e
- da destinação de pequenas vazões para reforço do suprimento hídrico a pequenos açudes públicos situados nas proximidades dos trechos de condução de águas em canais.

Embora apresentadas em separado, com finalidade ilustrativa, a segunda e a terceira diretrizes deste grupo foram tratadas em conjunto, já que se apurou, em observações conjuntas dos mapas pedológicos e de uso dos solos, que as áreas de concentração de uso coincidem, em grande parte, com as mais aptas para agricultura. Além de conferir maior objetividade às propostas, o tratamento espacial e analítico conjunto dessas duas diretrizes contribuiu tanto para sua consistência técnica quanto para facilitar a visualização cartográfica e sua incorporação ao projeto de engenharia.

2- Diretrizes de caráter jurídico-institucional, voltadas para minimizar às áreas de atrito legal (de cunho ambiental ou outros) que eventualmente dificultariam a implantação do projeto, a saber:

- interferências com áreas de preservação permanente; e
- impactos diretos ou indiretos (via aumento de pressões antrópicas) sobre outras áreas protegidas por Lei (Unidades de Conservação e Terras Indígenas).

3- Diretrizes sócio-ambientais, que são recorrentes em empreendimentos de grande porte na área de recursos hídricos, quais sejam:

- interferências com ambientes terrestres de interesse biológico, diretas ou através da introdução de novas pressões antrópicas e;

- inundação de várzeas agricultáveis para formação de reservatórios.
- efeito da captação de água na área circunvizinha, em especial no Eixo Norte.

3.2.2 RESUMO DO PROCESSO DE ESCOLHA DA ALTERNATIVA DE TRAÇADO

Considerando todos os aspectos acima e a interação permanente entre as equipes de projeto e do meio ambiente, a escolha de alternativa seguiu resumidamente as seguintes etapas:

• 1º Etapa

Essa etapa consistiu da definição pela Equipe de Engenharia das **Alternativas Básicas de Traçado**, apresentando viabilidade técnica e econômica, considerando macro critérios diretamente relacionados aos aspectos do projeto, a exemplo da busca pela sinergia entre os açudes existentes (visando a gestão e controle hídrico) e melhores situações de atendimento às populações da região do semi-árido (garantia de água perene). O resultado levou à formulação de 23 alternativas subdivididas em diversos trechos e sub-trechos conforme o quadro citado acima e a descrição a seguir:

a) Trecho I – Da captação no rio São Francisco às cabeceiras do rio Salgado, afluente do rio Jaguaribe.

O trecho I se desenvolve no Estado de Pernambuco até o divisor de águas, num primeiro sub-trecho, denominado I-P, e num segundo sub-trecho, no Estado do Ceará, denominado I-I, indo do divisor de águas até o rio Salgado, afluente do rio Jaguaribe.

Para o sub-trecho pernambucano foram estudados dos traçados iniciais, I-P1 continuado por I-P2, e I-P3. Para o sub-trecho cearense foram estudadas 3 opções iniciais, uma pelo vale do riacho dos Porcos, afluente do rio Salgado, uma pela obreira direita, até o túnel de entrada para a bacia do rio Piancó, afluente do rio Piranhas, continuada como variante até o túnel de entrada a cabeceira do rio Piranhas, e uma terceira pela ombreira esquerda do rio dos Porcos.

b) Trecho II – Liga o rio Salgado à bacia do rio Piranhas, na Paraíba.

Este trecho comportou três alternativas, uma pelo rio Piancó, afluente do rio Piranhas (opção II-1), com variante pela ombreira direita do rio Piancó (opção II-2), outra pelas cabeceiras do rio Piranhas (Açude Eng. Ávidos) a partir do trecho I-I1, e a terceira pelo rio do Peixe, também afluente do rio Piranhas (opção II-3).

Este trecho também abastece o Estado do Rio Grande do Norte, no rio Piranhas-Açú.

c) Trecho III – Integra o Trecho-I (I-I) com o rio Jaguaribe

O trecho III foi previsto para aduzir a parcela da água transposta para o Estado do Ceará, especificamente para a bacia do rio Jaguaribe, integrando os açudes de Orós e Castanhão. Foram estudadas três alternativas de traçado: uma pela ombreira esquerda no sopé da Chapada do Araripe, dando continuidade ao Trecho I-13, passando próximo a Juzeiro do Norte e desembocando no rio Carui, afluente do rio Jaguaribe a montante do açude Orós; outra, pelo próprio leito do rio Salgado até a sua confluência com o rio Jaguaribe; e uma terceira, aproveitando o canal do sub-trecho I-11, pela obreira direita do rio dos Porcos até a cabeceira do rio Piranhas, e daí um canal de retorno ao rio Salgado.

d) Trecho IV – Integração com a bacia do rio Apodi (RN)

O trecho IV foi estudado para aduzir a parcela de água destinada ao rio Apodi no Estado do Rio Grande do Norte. Foram estudadas cinco alternativas: uma (Trecho IV-1) dando continuidade ao canal do sub-trecho I-11 do qual se bifurcam as ligações para a bacia do alto Piranhas e para o rio Salgado, aduzindo água ao açude Pau dos Ferros, no rio Apodí. Uma segunda opção (IV-2), estudada na proposta de projeto de 1994, dando segmento ao Trecho III-2, com captação no rio Salgado e bombeamento para as cabeceiras do rio do Peixe/PB, e daí seguindo próximo ao divisor de águas PB/CE até o rio Apodí/RN. A terceira opção (IV-3), compatível com a opção III-1, retirando água do açude de Orós, com túnel sob o divisor de águas CE/RN, e daí para o açude Santa Cruz, no rio Apodí. A opção IV-4 integra o açude Castanhão com a Chapada do Apodi e posteriormente o açude Santa Cruz, similarmente à proposta do projeto elaborado em 1985. Para efeito comparativo de custos, foi avaliada uma opção IV-5 integrando o açude Santa Cruz à Chapada do Apodí, sendo o trecho complementar às opções IV-1, IV-2 e IV-3. Finalmente, foi avaliada uma opção IV-6, que supre o açude Santa Cruz a partir do açude Armando Ribeiro Gonçalves, no rio Açú.

e) Trecho V – Integra o rio São Francisco ao rio Paraíba

O trecho V foi previsto para aduzir água ao Açude Poço da Cruz (PE) e para o Açude Eptácio Pessoa (também chamado Boqueirão, PB), na bacia do rio Paraíba. Foram estudadas duas alternativas: a primeira, captando água no lago de Itaparica, até o açude Poço da Cruz, na bacia do rio São Francisco, em Pernambuco, continuando até as cabeceiras do rio Paraíba (opção V-1). A segunda, compatível com os trechos I-11 e II-1, levando água do açude Coremas,

no rio Piancó até as cabeceiras do rio Taperoá, afluente do rio Paraíba (opção V-2). Nesta última opção, haveria que suprir o açude Poço da Cruz com sub-trecho da alternativa V-1.

f) Trecho VI – Integração do Trecho-I com a bacia do rio Brígida, em Pernambuco

Este trecho foi previsto para aduzir águas aos açudes de Entremontes e Chapéu no Estado de Pernambuco. Foram estudadas duas alternativas, uma compatível com o trecho I-P1 / I-P2 e outra com o trecho I-P3.

• 2º Etapa

Nessa etapa foram considerados estudos técnicos específicos, com ênfase para avaliação do comportamento hidráulico de corpos d'água, viabilidade de geração de energia elétrica, flexibilidade de operação e ganhos na gestão hídrica, vazão definida de 6 m³/s no rio dos Porcos; e suprimento dos centros de demanda da Chapada do Apodi (RN), Castanhão (CE), Armando Ribeiro Gonçalves (RN). Paralelamente, para racionalizar custos, foram eliminados traçados alternativos para atendimento de uma mesma bacia, sendo pré-selecionada sempre a opção com menor custo, dentre aquelas que melhor atendiam as restrições indicadas no mapa de diretrizes e de vulnerabilidade ambiental (em anexo). Foram assim evitados traçados que interferiam com as grandes APA's, com o sítio paleontológico da Várzea do Sousa (PB) – opção II-3 - e com a Terra Indígena Kambiuá (PE) - opção V-1.

Analisados todos as condicionantes envolvidas, assim como os resultados das simulações operacionais, foram definidos alguns traçados alternativos para o arranjo do projeto, tendo por base duas configurações distintas:

- Configuração A: constituída pelos sub-trecho IP2 e Trechos VI1, I-I1 e V1;
- Configuração B: constituída pelos sub-trecho IP2 e Trechos VI1, I-I1/IV2/III3, II3 e V1.

Tais configurações básicas, por sua vez, foram combinadas com outras alternativas dos trechos II, III e IV, constituindo 10 opções de traçado conforme Quadro 3.2.2-1 a seguir:

QUADRO 3.2.2-1 – CONFIGURAÇÕES BÁSICAS DAS OPÇÕES DE TRAÇADOS

Traçado	Configuração Básica		Outros Trechos
U1	A	IP2 e VI1, I-I1 e V1	III2, II1 e IV4
U2	A	IP2 e VI1, I-I1 e V1	II1, III2, IV3 e IV5
U3	A	IP2 e VI1, I-I1 e V1	II1, III2, IV5 e IV6
U4	A	IP2 e VI1, I-I1 e V1	II3, III2, IV1 e IV5
U5	A	IP2 e VI1, I-I1 e V1	II1, III1, III2, IV1, IV3 e IV5
U6	A	IP2 e VI1, I-I1 e V1	II3, III2, IV1, IV2, IV3, IV5, IV6 e IV7
U7	B	IP2 e VI1, VI1, I-I1/IV1/III3 e V1	II3, III2 e IV5
U8	B	IP2 e VI1, I-I1/IV1/III3 e V1	II3, III2 e IV4
U9	B	IP2 e VI1, I-I1/IV1/III3 e V1	II3, III1, III2, IV3 e IV5
U10	B	IP2 e VI1, I-I1/IV1/III3 e V1	II3, III2, IV3, IV5 e IV7

As principais características das opções escolhidas acima podem ser vistas no Quadro 3.2.2-2, apresentado a seguir.

QUADRO 3.2.2-2 – CARACTERÍSTICAS DOS TRAÇADOS ALTERNATIVOS

Traçado	Canal Artificial	Canal Natural Sem Tratamento	Canal com Proteção de Margem	Canal com Proteção de Fundo e Margem	Túnel Classe III	Túnel Classe IV	Aqueduto	UHE	Estrutura de Dissipação	EB
	km	km	Km	Km	km	km	km	un	m	MW
Traçado U1	565	358	20	70	62	-	8	-	50	183
Traçado U2	659	201	20	70	77	-	9	-	50	186
Traçado U3	636	358	20	70	62	-	9	-	50	191
Traçado U4	548	358	43	70	54	-	4	-	50	206
Traçado U5	737	446	20	70	81	20	9	-	50	186
Traçado U6	724	201	8	70	65	-	8	-	50	200
Traçado U7	588	358	72	70	72	-	3	-	216	182
Traçado U8	576	358	37	70	67	-	4	-	216	183
Traçado U9	748	446	37	70	86	20	5	-	216	186
Traçado U10	776	201	37	70	82	-	7	-	216	191

• 3º Etapa

A terceira etapa definiu para as opções do Quadro 3.2.2-2, a partir dos critérios já especificados no Capítulo 2, a melhor opção em termos de custos de investimento e operação, gestão da água do empreendimento, benefícios sociais, facilidade construtiva e interferências ambientais nos rios receptores.

Do ponto de vista econômico (custo de investimento) sabendo-se que as melhores opções técnicas possíveis já estavam refletidas nos dez arranjos definidos,

procedeu-se à eliminação daquelas que apresentaram um diferencial de custo superior a 10% (Quadro 3.2.2-3), em relação à de menor valor apresentado (alternativa U1). Cinco alternativas (U1, U3, U4, U7 e U8) foram então selecionadas para a continuação do processo seletivo, sendo sua descrição caracterizada abaixo:

QUADRO 3.2.2-3 – CUSTOS DAS DIVERSAS ALTERNATIVAS PROPOSTAS

Traçado	Custos das estruturas R\$ * 10 ⁶	Eventuais R\$ * 10 ⁶	Total com eventuais U\$ R\$ * 10 ⁶	Total com eventuais U\$ US\$ * 10 ⁶	Custo Relativo
Traçado U 1	1,774	266.0	2,040.0	1,774	100.0
Traçado U 2	2,009	301.4	2,310.4	2,009	113.2
Traçado U 3	1,933	209.2	2,142.2	1,933	109.0
Traçado U 4	1,812	271.9	2,083.9	1,812	102.1
Traçado U 5	2,168	325.4	2,493.4	2,168	122.2
Traçado U 6	2,155	323.4	2,478.4	2,155	121.5
Traçado U 7	1,854	278.1	2,132.1	1,854	104.5
Traçado U 8	1,811	271.6	2,082.6	1,811	102.1
Traçado U 9	2,208	331.1	2,539.1	2,208	124.5
Traçado U 10	2,304	346.0	2,650.0	2,304	129.9

Traçado U1

O Eixo Norte é composto dos trechos Cabrobó – Jatí, até o açude Atalho, na cabeceira do riacho dos Porcos, de onde segue um canal pelo Vale do rio dos Porcos até a cabeceira do rio Salgado, de onde as águas transpostas caminham até o açude Castanhão. Deste, um outro canal com bombeamento aduz água à Chapada do Apodí, que também será atendida por um canal paralelo a partir do açude Santa Cruz, no rio Apodí. As águas para a bacia do rio Piranhas-Açú são aduzidas por um outro canal partindo do açude Atalho pela ombreira direita até um túnel interligando o Ceará com a Paraíba nas cabeceiras do rio Piancó, em Ibiara. No Eixo Leste, a opção inclui o trecho Itaparica – Monteiro, nas cabeceiras do rio Paraíba, atendendo com uma bifurcação intermediária o açude Poço da Cruz, no rio Moxotó. O trecho VI integra o trecho I, de Salgueiro até o açude Entremontes. Neste trajeto, as águas interferem com a Várzea sedimentar do riacho dos Porcos e as águas destinadas à bacia do rio Apodí misturam-se com as águas do rio Jaguaribe.

Traçado U3

É similar ao traçado U1, só se diferenciando por aduzir água ao rio Apodí a partir do açude Armando Ribeiro, no rio Açú, passando toda a vazão para Paraíba e Rio Grande do Norte, no Eixo Norte, pelo rio Piancó e Piranhas.

Traçado U4

É similar ao projeto elaborado em 1994, prevendo o lançamento de toda a vazão transposta no Eixo Norte no rio Salgado, de onde as águas para as bacias dos rios Piranhas e Apodí são bombeadas para a Paraíba, bifurcando-se um canal em Bom Jesus para cada bacia.

Traçado U7

É similar aos anteriores, com a diferença de que é lançada no rio dos Porcos uma vazão máxima de 6 m³/s, para evitar problemas erosivos na área sedimenta. Toda a vazão transposta no Eixo Norte vai para o açude Atalho que deste em canal por gravidade, próximo ao divisor de águas Ceará – Paraíba, até um túnel que penetra o Estado da Paraíba e lança água no açude Eng. Avidos, na cabeceira do rio Piranhas. Este canal continua até o açude Pau dos Ferros, no rio Apodí, tendo uma outra bifurcação para a bacia do rio Jaguaribe, para atender o açude Castanhão. A concentração da água transposta no Eixo Norte num único canal reduz custos, pois aproveita pequeno investimento para uma maior capacidade de vazão, além de possibilitar que não sejam misturadas águas de diferentes bacias receptoras, facilitando a gestão da água e sua cobrança para cada Estado beneficiado.

Traçado U8

É similar ao traçado anterior com a diferença de que é eliminado o trecho de canal que vai para a cabeceira do rio Apodí, lançando toda água para o Jaguaribe e Apodí no açude Castanhão. Deste partiria um canal direto para a Chapada do Apodí.

Além disso, as alternativas selecionadas quanto ao custo de implantação foram comparadas, desta vez, quanto ao custo operacional, tomando-se como item mais representativo desse custo o consumo de energia elétrica em termos do seu valor presente, com base nos seguintes parâmetros: vida útil da obra de 30 anos, taxa de desconto de 8% ao ano e tarifa projetada de energia de US\$ 45.00/MWh.

Os resultados dessa comparação apontaram a alternativa U7 como a mais promissora, seguida das alternativas U1 e U8, conforme Quadro 3.2.2-4.

QUADRO 3.2.2-4 – CUSTO DE CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA

Traçado	Custo US\$ (x 10 ⁸)			Custo Relativo
	Consumo de Energia Elétrica (custo anual)	Consumo de Energia Elétrica para 30 anos a valor presente	Diferença Ci - C _{min}	
U1	43,34	527,00	4,94	101,0
U3	45,12	548,62	26,55	105,1
U4	48,74	592,56	70,50	113,5
U7	42,94	522,06	-	100,0
U8	43,34	527,00	4,94	101,0

Ainda para subsidiar o processo de seleção entre as cinco opções, foi também considerado o benefício sócio-econômico nos municípios impactados pelo projeto, tendo em vista suas populações e o índice de desenvolvimento (IDR), que agrega a renda e sua distribuição, o acesso à água e o saneamento básico, e o nível de alfabetização da população, dentre outros aspectos. O Quadro 3.2.2-5 sintetiza tais características.

QUADRO 3.2.2-5 – CARACTERÍSTICAS DOS MUNICÍPIOS ATRAVESSADOS PELAS OBRAS

Traçados	População			IDR (médio)	Número de Municípios	Densidade Rural (hab/km ²)
	Total	Urbana	Rural			
U1	1.224.918	630.754	594.164	25,88	62	10,08
U3	1.269.962	669.389	600.573	26,87	65	9,92
U4	1.476.527	781.308	695.219	27,17	83	11,19
U7	1.377.106	713.423	663.683	26,51	82	10,97
U8	1.301.617	665.895	635.722	26,09	68	10,61

Fonte: Recontagem População 1996 – IBGE

IDR – Índice de Desenvolvimento Relativo, calculado em termos médios ponderados com a população.

Pode-se observar que as alternativas U4 e U7 contemplam o maior número de municípios atendidos, além de apresentarem as maiores populações e IDRs elevados.

• 4º Etapa

Por fim, com a definição das cinco melhores opções de traçado, basicamente o resultado de combinações e otimizações técnicas e econômicas, procedeu-se a **Escolha da Melhor Alternativa de Traçado**, agora sendo considerandos critérios ambientais específicos, visando o “ótimo ambiental”. Nessa fase, basicamente utilizaram-se os aspectos ambientais na análise, notadamente aqueles voltados para as questões legais e institucionais, sócio-econômicas e os ambientais propriamente ditas através da consulta do mapa de diretrizes e de vulnerabilidade ambiental (em anexo).

a) Traçado U1 e U3

Esses dois traçados foram considerados do ponto de vista ambiental como bastante impactantes com relação ao aumento dos processos erosivos e assoreamento dos leitos dos rios Salgado e Piancó, que comportariam vazões mais concentradas em áreas aluvionares e leitos limitados, face ao volume de água a ser aduzido. Destacam-se ainda as possíveis relocações de populações em áreas produtivas e inundação de eventuais terras férteis e, por outro, um maior potencial de poluição e de perda da qualidade das águas transpostas. Por outro lado, a mistura de águas transpostas com rios de domínio estadual seria um fator negativo para efeito da gestão dos recursos hídricos. Do ponto de vista energético, a alternativa U3 supera em mais de 5% o custo operacional da melhor opção operacional.

b) Traçado U4

Esse traçado, assim como o anterior, além de apresentar interferência com a área sedimentar do rio dos Porcos, apresenta a mesma desvantagem de gestão das alternativas anteriores e custos operacionais significativamente superiores. A passagem de água pelo rio do Peixe, onde se situa o Parque Nacional do Vale dos Dinossauros, conflita com as diretrizes ambientais definidas para o projeto.

c) Traçado U7

Esse traçado é o que apresenta melhor potencial para gestão e controle das águas transpostas, visto não haver mistura das águas transpostas com águas locais para as diferentes bacias, além de apresentar uma maior flexibilidade para distribuição da água de forma concorrencial entre os principais centros de demanda, aumentando a segurança do retorno social do empreendimento. Um outro fator de extrema importância dessa alternativa, ao utilizar o espigão entre os Estados do Ceará e da Paraíba, é reduzir sobremaneira os impactos de desapropriação e as interferências sobre o modo de vida das famílias residentes, quando comparada com as outras alternativas que usam os fundos-de-vale (leitos naturais), locais tradicionalmente intensamente ocupados. Adicionalmente as áreas mais baixas, dominadas topograficamente pelo canal do Eixo Norte, poderão ser atendidas por gravidade, inclusive reenchendo pequenos açudes situados nas cabeceiras dos vales dos riachos afluentes dos rios Salgado, Piranhas, Peixe e Apodí.

Com relação aos aspectos estritamente ambientais, a alternativa atende de forma adequada às diretrizes ambientais estabelecidas, não interferindo com Unidades de Conservação, Terras Indígenas e Comunidades Especiais, além de manter distâncias razoáveis entre o canal e as mesmas de forma a reduzir possíveis pressões antrópicas. A fragmentação de áreas de interesse biológico não é maior

que nas demais alternativas e os principais açudes podem ser direta ou indiretamente beneficiados pelo efeito sinérgico, que representa redução de perdas hídricas, em linha com as diretrizes do desenvolvimento sustentável.

Finalmente, do ponto de vista do custo operacional, é a melhor opção para a obtenção da sustentabilidade operacional do empreendimento, não só pelo menor bombeamento, mas pelo potencial de aproveitamento de quedas topográficas externas ao empreendimento, para aproveitamento do potencial hidrelétrico.

d) Traçado U8

Essa alternativa apresenta, de forma geral, as mesmas vantagens do traçado U7, com a desvantagem de misturar as águas transpostas com águas locais da bacia do rio Jaguaribe, para depois abastecer a bacia do rio Apodí, no Rio Grande do Norte. Outro aspecto desfavorável é, neste caso, o não atendimento à bacia do Alto Apodi, cujas fontes hídricas são limitadas para o suprimento de uso múltiplo à população.

3.3 CARACTERÍSTICAS DA ALTERNATIVA SELECIONADA

3.3.1 INTRODUÇÃO

Conforme visto no item anterior, o processo de seleção da alternativa de traçado mais promissor foi realizado tendo por base os aspectos referentes aos custos de investimento e operação, flexibilidade e eficiência operacional, gestão e controle da água, além dos aspectos ambientais, incluindo os legais e institucionais bem como os sociais.

Dessa forma, os estudos então realizados concluíram pela adoção do traçado U7 como o mais promissor, considerando o melhor aproveitamento em relação as questões técnicas, econômicas e ambientais.

As características dessa alternativa foram otimizadas, em etapas posteriores dos estudos de viabilidade, sendo a alternativa de traçado vigente, cuja caracterização foi feita no Capítulo 2.

Os melhoramentos de projeto efetuados foram essencialmente os seguintes:

- redução do número de reservatórios intermediários;
- transferência da captação do Eixo Norte no rio São Francisco para o leito principal do rio, a montante da Ilha Assunção;

- ajuste das vazões para cada bacia e centro de demanda em função de estudos de otimização;
- redimensionamento dos canais de bifurcação para as bacias dos rios Apodí, Piranhas e Jaguaribe, com o objetivo de otimizar a obtenção da sinergia hídrica nos açudes receptores;
- previsão de tomadas d'água intermediárias no sistema hidráulico para abastecimento dos riachos dominados pelo canal principal;
- faseamento dos trechos finais dos canais em função do aumento gradual de vazões planejado e da capacidade de vazão dos rios receptores.