

# VIABILIDADE TÉCNICA E ECONÔMICA PARA O APROVEITAMENTO DE ÁGUA DE CHUVA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE – CAMPUS DE SÃO CRISTÓVÃO

*Jorge Luiz Lima de Carvalho<sup>1</sup>; Lorena Grasielle Nascimento de Oliveira<sup>2</sup>;*

*Luciana Coêlho Mendonça<sup>3</sup>; Ricardo de Aragão<sup>3</sup>*

**RESUMO** - A água é a substância inorgânica mais importante pra a sustentação da vida. Apesar de compor 75% da superfície da Terra, este recurso é escasso em muitas regiões do planeta. Mesmo nas regiões onde há um balanço hídrico positivo, as projeções de órgãos internacionais mostram que a problemática da água tende a aumentar de proporção. Uma medida que tenta atenuar esse cenário é a utilização de águas da chuva como fonte para fins não potáveis, visto que, além de ajudar a conservação dos recursos hídricos, esta medida pode ter retorno financeiro e reduzir a carga de água para redes de drenagem urbana. Assim o presente trabalho teve como objetivo o estudo de viabilidade técnica e econômica para a implantação de um sistema de aproveitamento de água da chuva para fins não potáveis em edificações do Campus de São Cristóvão da Universidade Federal de Sergipe.

**ABSTRACT** - Water is the most important inorganic substance for sustaining life. Despite composing 75% of Earth's surface, water is scarce in many regions of the planet. Even in regions where there is a positive water balance, projections of international agencies show that the problem of water tends to increase in proportion. A measure that tries to mitigate this scenario is the use of rainwater as a source for non-drinking, since, besides helping the conservation of water resources, this may have financial return and reduce the burden of water for urban drainage networks. Thus the present study aimed to study the technical and economic feasibility for the implementation of a system utilization of rainwater for non-potable uses in buildings of the Federal University of Sergipe at São Cristóvão city.

**Palavras-chave:** Água de chuva, aproveitamento, viabilidade técnica e econômica.

---

<sup>1</sup> Engenheiro Civil (UFS). Av. Marechal Rondon, s/n Jardim Rosa Elze, São Cristóvão, SE – Universidade Federal de Sergipe /Departamento de Engenharia Civil.49100-000. E-mail: jorgeluz2004@hotmail.com

<sup>2</sup> Engenheira Civil (UFS). Av. Marechal Rondon, s/n Jardim Rosa Elze, São Cristóvão, SE – Universidade Federal de Sergipe /Departamento de Engenharia Civil.49100-000. E-mail: loregrasi@hotmail.com

<sup>3</sup> Prof. da Universidade Federal de Sergipe. Av. Marechal Rondon, s/n Jardim Rosa Elze, São Cristóvão, SE – Universidade Federal de Sergipe /Departamento de Engenharia Civil.49100-000. E-mail: lumendon@uol.com.br; ricardoaragao@yahoo.com

## 1- INTRODUÇÃO

“O desenvolvimento sustentável deve atender às necessidades do presente, sem comprometer o atendimento das necessidades de gerações futuras”. Essa definição foi utilizada pela primeira vez em 1987, pela Comissão Mundial das Nações Unidas para o Desenvolvimento, que buscava definir políticas e estratégias para o desenvolvimento sustentável no tocante ao social, econômico e ambiental (FIGUEROLA, 2008).

Observa-se, nesta definição, a necessidade de preservação dos recursos naturais, assim como seu uso racional. Dentre estes recursos, a água é sem dúvida o mais importantes. Esse conceito talvez tenha sido esquecido durante toda a década de 90 e início do século XXI, mas, diante do modo de vida da população mundial nestes últimos anos, o mesmo voltou a ser debatido em ambientes acadêmicos e até mesmo populares.

Mesmo sendo abundante no planeta, nem toda água pode ser utilizada pelo homem. Diante do crescimento populacional e do desenvolvimento das indústrias, as fontes de água estão sendo contaminadas, reduzindo ainda mais a parcela disponível para o uso humano (MAY, 2004).

Além da preservação das fontes hídricas hoje disponíveis, a população mundial busca alternativas para a redução no consumo desse recurso e a preservação dos mananciais. A conscientização para o uso racional e a busca por outras fontes hídricas podem ser citadas como tais alternativas. A primeira é bastante divulgada por governos em todo o mundo, já a última, por exigir mais aprofundamento técnico, é mais difundida no meio acadêmico.

A fonte alternativa de água mais abundante e de fácil acesso no nosso planeta é a chuva. Em geral, as águas provenientes das chuvas têm seu uso limitado às funções não potáveis, uma vez que, durante sua captação, pode ocorrer a sua contaminação por sólidos e substâncias tóxicas. Contudo, isso não empobrece ou diminui sua importância no atual cenário de escassez de água, pois mesmo limitando seu uso, a parcela possível de ser utilizada representa um percentual expressivo da demanda diária, quer seja em um órgão público, residência familiar ou mesmo em um edifício.

Além de gerar economia de água, o aproveitamento da chuva traz consigo outras duas grandes virtudes, a saber: a) diminui o pico e a possibilidade de inundações quando aplicada em grande escala; b) pode diminuir despesas de água.

Segundo GONÇALVES *et al.* (2006), a ONU (Organização das Nações Unidas) e a OMS (Organização Mundial de Saúde), desde 1991, desenvolvem atividades com o objetivo de gerenciar o aproveitamento dos recursos hídricos mundiais.

No Brasil, a água da chuva ainda é tida como rejeito, um problema que provoca inundações e alagamentos nas ruas, consequência de mau uso ou mau dimensionamento da obras de drenagem urbana. Toda água captada nos edifícios e nas casas é destinada a rios, canais ou galerias de

drenagem ou muitas vezes misturada ao esgoto, tornando-se assim poluída e de uso impróprio. Porém, segundo CICHINELLI (2008), o atual momento tem trazido avanços significativos nesse assunto. Diversas universidades e centros de pesquisa encontraram na chuva uma alternativa economicamente viável e de fácil implantação em comunidades carentes ou mesmo em prédios públicos, tornando o futuro desse método mais promissor que o foi até hoje. A própria ABNT buscou orientar o corpo técnico sobre a utilização de água da chuva na NBR-15527 (ABNT, 2007), construindo assim um apoio para futuros trabalhos e estudos.

A Articulação no Semi-Árido brasileiro - ASA tem dois projetos de utilização da água da chuva no semi-árido brasileiro que visam à construção de uma área de captação de água e dois tanques de armazenamento. Ambos os projetos atingiram comunidades do semi-árido sergipano.

Outro exemplo de estudo aplicado ao estado de Sergipe no tocante ao aproveitamento da água da chuva é o trabalho elaborado por OLIVEIRA (2009), onde é exposto um estudo simplificado de viabilidade econômica para implantação de um sistema de captação e armazenamento de água da chuva em prédios da Universidade Federal de Sergipe no Campus de São Cristóvão.

Considerando o acima exposto, vê-se na chuva uma dádiva e não um ônus e que embora o aproveitamento dessa nova fonte de água, hoje seja tão primitivo quando nos primórdios do nosso país, o atual cenário renova a oportunidade dessa alternativa sob a luz da sustentabilidade mundial. Este presente trabalho tem por finalidade a avaliação de forma detalhada da viabilidade econômica de um sistema de aproveitamento de água da chuva em prédios da Universidade Federal de Sergipe e terá como principal base o trabalho de OLIVEIRA (2009), além das normas pertinentes, tentando, dessa forma, contribuir para o estudo do aproveitamento da água da chuva.

## **2- OBJETIVO**

Verificar a viabilidade técnica e econômica para a construção e implantação de um sistema de aproveitamento de água da chuva para fins não potáveis nas dependências do Centro de Convivência e prédios circunvizinhos situados no Campus de São Cristóvão da Universidade Federal de Sergipe.

## **3- METODOLOGIA**

### **3.1- Descrição da área de estudo**

As edificações, onde o sistema de aproveitamento de águas pluviais poderá ser implantado, estão localizadas no Campus de São Cristóvão da Universidade Federal de Sergipe – UFS e compreendem o Centro de Convivência (4000m<sup>2</sup>), o Prédio Mutidepartamental (1400m<sup>2</sup>), os

Departamentos de Engenharia Elétrica (1000m<sup>2</sup>), Nutrição e Farmácia (110 m<sup>2</sup>) e o Laboratório de Ecomateriais (900m<sup>2</sup>).

OLIVEIRA (2009), após análises iniciais, constatou que, para tornar o sistema viável, a área de captação deverá ser o telhado do Centro de Convivência, buscando, dessa forma, um volume de reservatório tal que atenda o volume da demanda, mas que não torne as dimensões do reservatório grandes para torná-lo inviável. Com exceção do Centro Multidepartamental, todos os demais prédios ainda estão em fase de construção ou projeto. No entanto, o Centro de Convivência já tem diversas partes de sua estrutura geral construída.

A estrutura do telhado do Centro de Convivência, que já está construído, é composta de quatorze águas. Cada sete destas formam um conjunto. Cada par de águas é acoplado a uma calha por onde é captado o volume de água. O volume captado pelas calhas é dividido e escoam por dois condutores horizontais de diâmetros iguais a 150 mm, independentes, paralelos, de mesmo sentido e que estão localizados na estrutura do telhado. Em contrapartida, o outro conjunto de águas é uma versão “espelhada” deste, e escoam em sentido contrário. Todo o volume escoado é distribuído para condutores verticais, os quais são direcionados para jardins e áreas livres próximas ao prédio. Os condutores são apoiados nas barras das treliças do telhado. Na Figura 1, é ilustrado o telhado do Centro de Convivência.

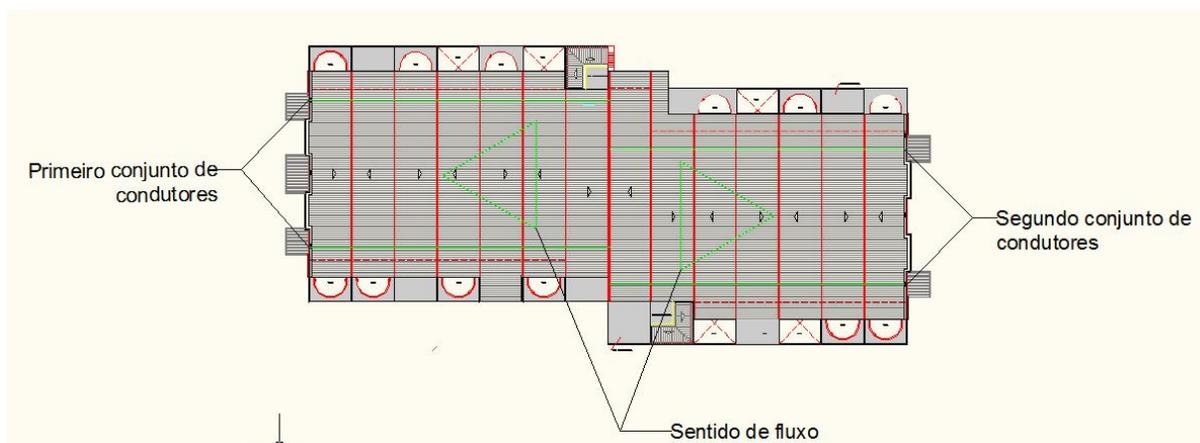


Figura 1 – Telhado do Centro de Convivência e conjunto de condutores

### 3.2- Concepção do projeto

O sistema terá cinco subsistemas: captação e condução, armazenamento, tratamento, de recalque e de abastecimento emergencial. A captação se manterá como o sistema atual, através das calhas e condutores horizontais e verticais. As calhas não serão substituídas, enquanto que os condutores poderão ser aproveitados ou não.

O sistema de tratamento, com exceção do reservatório de descarte de primeiras águas, deverá receber toda a água de entrada, seja da chuva ou de um poço artesiano, a ser também implantado. Este sistema será composto de reservatório de descarte, filtro de areia e sistema dosador de cloro.

O armazenamento ocorrerá em dois reservatórios: um inferior e outro superior. O reservatório inferior será construído abaixo da rampa de acesso do Centro de Convivência (Figura 2) e receberá a água tratada do sistema de tratamento. O sistema de recalque, composto de um conjunto motor-bomba, fará a elevação da água do reservatório inferior para o reservatório superior, que será construído ao norte do Centro de Convivência. Deste reservatório, sairão tubulações que abastecerão os reservatórios destinados a abastecer os vasos sanitários e torneiras para lavagem de pisos e irrigação de jardins.

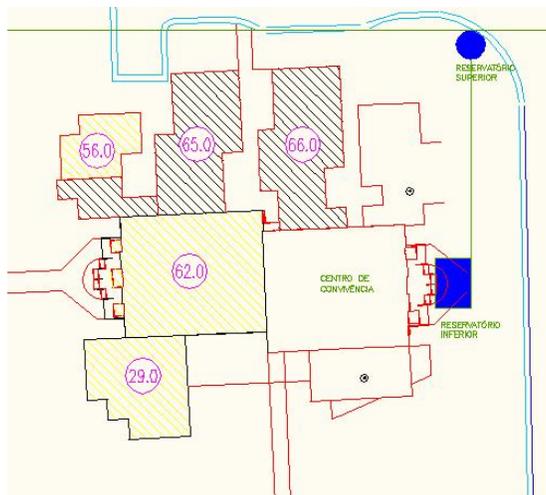


Figura 2 – Sugestão para localização do sistema

Em meses de seca, em que a água da chuva não seja suficiente para abastecer a demanda de água, o sistema será abastecido por um poço artesiano, o qual descarregará sua vazão no filtro de areia do sistema de tratamento. Caso o sistema precise passar por manutenção corretiva ou preventiva, deverá existir uma tubulação de água potável que descarregue no reservatório superior. A tubulação deve ter uma válvula de boia e um registro para regular a vazão. Estes dois elementos são de suma importância para evitar a conexão cruzada. O poço artesiano e a tubulação de água potável compõem o sistema de abastecimento emergencial.

### 3.3- Previsão do consumo de água

O uso final da água determinará o seu consumo. Sua utilização será apenas para irrigação de jardins, lavagem de pisos e descargas de vasos sanitários e mictórios. Desta forma, não haverá a necessidade de um tratamento criterioso da água.

Segundo Tomaz (2003), o uso de água não potável em ambientes públicos pode ser definido em dois tipos: interno e externo. Para o sistema em questão, o uso interno será caracterizado apenas como a utilização em vasos e mictórios, já para o uso externo a sua utilização será em jardinagem e

lavagem de pisos. A Equação 1 será aplicada para estimar a demanda total de utilização de água para fins não potáveis.

$$DDt = DDi + DDe \quad (1)$$

em que: DDt: demanda diária total; DDi: demanda diária interna (vasos sanitários e mictórios); DDe: demanda diária externa (jardinagem e lavagem de pisos).

Por falta de dados que relacione a demanda de água por vasos sanitários, essa será estimada com base em reservatórios já existentes no Centro de Convivência. Cada banheiro já construído tem um reservatório de 2 m<sup>3</sup> e um número de 5 vasos sanitários ou mictórios.

Estes reservatórios, segundo o Engenheiro da Prefeitura da UFS, têm capacidade de armazenamento para dois dias de consumo sem reposição de água, logo a demanda diária será a metade do volume do reservatório existente. Esta demanda diária será utilizada como parâmetro base para os banheiros, levando em conta que para cada banheiro com cinco sanitários teremos a demanda de 200L por vaso ou mictório, relação entre a metade da capacidade do reservatório e a quantidade de vasos sanitários.

Para a demanda externa, deve-se primeiramente estimar as demandas de jardinagem e lavagem de pisos separadamente. Assim, segundo TOMAZ (2003), deve-se utilizar a Tabela 1 para determinar o consumo semanal de água para irrigação e, de posse desta demanda, será calculada a demanda diária. TOMAZ (2000) estipula um valor de 1 a 2 L/m<sup>2</sup> para a demanda diária para a lavagem de pisos e pátios, sendo para este caso adotado um valor intermediário de 1,5L/m<sup>2</sup> de água.

Tabela 1 - Estimativa semanal de água para irrigação de jardins

Diâmetro da mangueira		Volume semanal em litros de água de irrigação para jardins conforme a área.					
Polegadas	Centímetros	50 m <sup>2</sup>	100 m <sup>2</sup>	200 m <sup>2</sup>	300 m <sup>2</sup>	400 m <sup>2</sup>	500 m <sup>2</sup>
1/2"	1,27	590	1179	2358	3537	4716	5895
1"	2,54	1179	2358	4716	7074	9432	11790
2"	5,08	2358	4716	9432	14148	18864	23580
3"	7,62	3538	7076	14152	21228	28304	35380
4"	10,16	4716	9432	18864	28296	37728	47160

Fonte: Tomaz (2003)

### 3.4- Volume de água aproveitável

Para a determinação do volume de água aproveitável, a NBR 15527 (ABNT, 2007) recomenda o uso da Equação 2. Essa equação toma como referência o coeficiente de escoamento superficial e a eficiência do sistema de descarte inicial.

$$Q(t) = P \times A \times C \quad (2)$$

em que: Q(t): volume anual, mensal ou diário de água de chuva aproveitável; P: precipitação anual, mensal ou diária de água (mm); A: área de coleta (m<sup>2</sup>); C: coeficiente de escoamento superficial da cobertura.

Segundo TOMAZ (2003), pode ser adotado o coeficiente de Runnof para o escoamento superficial, cujos valores variam entre 0,7 e 0,9 para telhas de alumínio, que se aplica ao estudo em questão. Os dados pluviométricos da cidade de São Cristóvão (mm) para os anos de 1963 a 2008 foram obtidos do Centro de Meteorologia de Sergipe (CEMESE, 2009).

### 3.5- Dimensionamento de calhas e condutores

Já existe no centro de convivência uma linha de condutores horizontais, verticais e calhas que podem ser aproveitados na construção do sistema. Assim deve-se fazer uma verificação se a vazão de projeto é atendida para este diâmetro de 150mm. Quanto às calhas, neste trabalho não foi verificado seu dimensionamento, por se entender que as calhas foram dimensionadas de acordo com as normas vigentes.

Os condutores horizontais serão unidos, passando a formar apenas duas linhas ao invés de quatro, como atualmente. O sentido de escoamento também será modificado. As duas novas linhas escoarão para o reservatório inferior que estará localizado abaixo das rampas de acesso no lado norte do prédio. Dessa forma, serão necessárias apenas duas linhas ao invés de quatro, o fluxo será orientado para apenas um último receptor ao invés de dois e não será necessária a utilização de linhas por terra, o que exigiria a escavação ou o contorno das edificações pelas linhas de condutores.

Segundo a NBR 10844 (ABNT, 1989), para a determinação da vazão de projeto e conseqüentemente o dimensionamento dos condutores horizontais, deve-se utilizar a Equação 3, a qual leva em consideração os seguintes fatores: intensidade pluviométrica da região (I); período de retorno (T) e área de contribuição (A).

$$Q(p) = IA(cap)/60 \quad (3)$$

em que: A(cap): área de captação (m<sup>2</sup>); I: intensidade pluviométrica da região (mm/h); Q(p): vazão de projeto (L/min).

Para a determinação da intensidade pluviométrica, considerou-se a orientação da NBR 15527 (ABNT, 2007), 125 mm/h e um período de 5 anos. A área de contribuição deve ser definida conforme Equação 4, pois o telhado do prédio é uma superfície inclinada (ABNT, 1989).

$$A(cap) = (a + h/2).b \quad (4)$$

em que: a: largura do telhado (m); h: altura do telhado (m); b: comprimento do telhado (m).

Segundo a NBR 10844 (ABNT, 1989), as tabelas com dados dos coeficientes de Manning e da capacidade de condutores horizontais de seção circular em função da declividade (%) devem ser utilizadas para a determinação do diâmetro dos condutores horizontais. Como os condutores são ligados em série, serão dimensionados atentando ao acúmulo de vazão proporcionado pela adição do fluxo de cada calha que descarrega na linha de condutores.

Para os condutores verticais, ITO (1998) *apud* TOMAZ (2003) apresenta a Tabela 2 que correlaciona as áreas de contribuição máxima com os diâmetros utilizados. Esta tabela será utilizada para a determinação dos diâmetros neste estudo.

Tabela 2 – Condutores Verticais – Área máxima de contribuição em m<sup>2</sup>

Diâmetro	Vel. Max (m/s)	Vazão Máxima (L/min)	Intensidade em mm/h e L/min.m <sup>2</sup>							
			100	125	150	175	200	225	250	275
			1,67	2,08	2,5	2,92	3,33	3,75	4,17	4,58
75	1,28	339,6	203,4	163,3	135,8	116,3	102,0	90,6	81,4	74,1
100	1,50	706,9	423,3	340,0	228,8	242,1	212,3	188,5	169,5	154,3
125	1,81	1332,7	798,0	640,7	533,1	456,4	400,2	355,4	319,6	291,0
150	1,97	2088,8	1250,8	1004,2	835,5	715,3	627,3	557,0	500,9	456,1
200	2,38	4486,2	2686,3	2156,8	1794,5	1536,4	1347,2	1196,3	1075,8	979,5
250	2,75	8099,4	4849,9	3893,9	3239,8	2773,8	2432,3	2159,8	1942,3	1768,4

Fonte: ITO (1998) *apud* TOMAZ (2003)

### 3.6- Dimensionamento do reservatório

A NBR 15527 (ABNT, 2007) sugere a utilização do método de Rippl para a determinação do volume do reservatório. De acordo com a norma, poderão ser utilizadas séries mensais ou diárias de precipitação. Este método permite e garante o abastecimento constante da água tanto no período chuvoso quanto no seco (TOMAZ, 2003). Pelas Equações 5 e 6, determina-se este volume.

$$S(t) = D(t) - Q(t) \quad (5)$$

$$V = \Sigma (S), \text{ somente para valores } S(t) > 0 \quad (6)$$

em que: S(t): é o volume de água no reservatório no tempo t; Q(t): é o volume de chuva aproveitável no tempo t; D(t): é a demanda ou consumo no tempo t; V: é o volume do reservatório (m<sup>3</sup>).

Para auxiliar a execução deste método, será utilizada a Tabela 3, sugerida por TOMAZ (2003).

Tabela 3 - Exemplo de dimensionamento do reservatório baseado no Método de Rippl

Meses	Chuva média mensal (mm)	Demanda mensal (m <sup>3</sup> )	Área de captação (m <sup>2</sup> )	Volume de chuva mensal (m <sup>3</sup> )	Demanda de chuva (m <sup>3</sup> )	Diferença acumulada (m <sup>3</sup> )

Fonte: TOMAZ (2003)

O reservatório deverá conter um extravasor para situações em que o reservatório não comporte o volume de água captado. Este tubo deverá conter uma tela para evitar a entrada de insetos e animais e deverá ser ligado, junto com a tubulação de limpeza, à drenagem de águas pluviais do Campus. Também deverá ser exigida a construção de uma entrada e inspeção e limpeza.

### 3.7- Sistema de recalque e poço artesiano

O sistema de recalque será dimensionado conforme metodologia proposta por CREDER (2006), Equação 7, para o cálculo da vazão horária que a bomba precisará recalcar e sugere o valor de 20% como capacidade horária da bomba. Este valor será adotado para o cálculo.

$$Q = CD \times CH \quad (7)$$

em que: Q: vazão recalcada (m<sup>3</sup>/h); CD: consumo diário (m<sup>3</sup>); CH: capacidade horária da bomba.

Para a determinação da potência do motor da bomba é exigida a determinação da altura manométrica. Para tanto, faz-se necessária à determinação do diâmetro das tubulações de recalque e sucção. A Equação 8 possibilita a determinação do diâmetro da tubulação de recalque, o de sucção será o imediatamente superior a este.

$$Dr = 1,3(Q)^{0,5}(X)^{0,25} \quad (8)$$

em que: Dr: diâmetro de recalque do sistema (m); Q: vazão recalcada (m<sup>3</sup>/s); X: relação entre tempo de funcionamento e 24 h.

A potência do motor é calculada pela Equação 9.

$$P = Q \times H_{man} / (75 \times \eta) \quad (9)$$

em que: P: potência do motor (CV); Q: vazão recalcada (L/s);  $\eta$ : rendimento do conjunto motor bomba, neste caso CREDER (2006) orientar adotar 50%; H<sub>man</sub>: altura manométrica total (m.c.a.).

O sistema de recalque do poço artesiano será considerado semelhante ao sistema de recalque para o reservatório elevado, sendo a bomba submersa, pois o dimensionamento detalhado requer um maior aprofundamento e estudo sobre posição do lençol freático na região.

### 3.8- Tratamento

O tratamento indicado por MAY (2004) para os fins de lavagem de pisos, irrigação de jardins e utilização em vasos sanitários é o composto por reservatório de descarte, filtração por filtro de areia e a cloração, que será feita pelo mecanismo de difusão de cloro. Segundo MAY (2004), o difusor de cloro consiste em uma mistura de 340g de cloro em pó (hipoclorito de cálcio) e 850g de areia lavada para tornar a difusão do cloro lenta, e tem um volume aproximado de 1 L. Essa mistura é colocada em um recipiente plástico e colocado na água desinfetando 1 m<sup>3</sup> por um mês. O recipiente deverá conter dois furos em lados opostos com um diâmetro de 0,6cm. Para valores de

reservatórios superiores a 1 m<sup>3</sup> ou em que haja uma grande remoção de água, deve-se utilizar volumes superiores e proporcionais da mistura.

O reservatório de descarte será dimensionado para descartar os primeiros dois mm de precipitação conforme orientação da NBR-15527 (ABNT, 2007) e deve conter um sistema para regular o fluxo da água quando o reservatório alcançar o volume de projeto (ALVES *et al.*, 2008). Para a determinação do filtro a ser utilizado, será adotada a metodologia proposta por PIVELI (2009). O filtro deverá estar sempre afogado para evitar a turbulência no reservatório e será de filtração descendente.

Para determinação da área de filtração necessária utilizar-se-á a Equação 10.

$$A_t = Q/T_f \quad (10)$$

em que:  $A_t$ : área total (m<sup>2</sup>);  $Q$ : vazão média diária (m<sup>3</sup>/dia);  $T_f$ : taxa de filtração (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/dia).

A vazão média diária para a determinação do sistema de filtração será determinada por:

$$Q_{md} = Vol_{máx}/n^\circ \text{ de dias do mês} \quad (11)$$

em que:  $Q_{md}$ : vazão média diária (m<sup>3</sup>/dia);  $Vol_{máx}$ : maior volume médio mensal precipitado (m<sup>3</sup>);  $n^\circ$  de dias do mês: número de dias do mês em questão.

Para a determinação do maior volume mensal precipitado, utilizar-se-ão os mesmos dados usados para a determinação do volume aproveitável de água.

### 3.9- Estudo de viabilidade econômica

Uma vez dimensionados todos os elementos do sistema, deve-se determinar os custos de instalação e manutenção do sistema e a economia proporcionada pela implantação deste. Este estudo tem a finalidade de obter o período de retorno dos gastos oriundos da implantação e manutenção. Para o cálculo da economia de água, utilizou-se a tarifa cobrada pela Companhia de Saneamento de Sergipe – DESO, para órgãos públicos. Estas tarifas estão disponíveis no seu endereço eletrônico através de um simulador (DESO, 2009).

Os custos oriundos de bombas, tubulações e conexões serão determinados através de levantamentos de preços utilizando o Software ORSE (Orçamento de Obras de Sergipe) disponibilizado pela Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas do Estado de Sergipe (CEHOP, 2009), e formarão o custo de implantação do projeto.

A energia utilizada para funcionamento do sistema terá seu custo estimado com base na tarifa da concessionária local, ENERGISA, a qual disponibiliza em seu site a tarifa convencional para instituições de serviço público (ENERGISA, 2009), e será calculado pela Equação 12 (Dias, 2007).

$$C_{energia} = (V \cdot \gamma \cdot H) / (3,6 \cdot 10^6 \cdot \eta) \cdot p \quad (12)$$

em que:  $C_{energia}$ : consumo anual (R\$);  $V$ : volume de água recalcada no ano (m<sup>3</sup>);  $\gamma$ : peso da água (9.810 N/m<sup>3</sup>);  $\eta$ : rendimento do conjunto;  $p$ : tarifa cobrada (R\$/kWh).

A composição dos custos de operação e construção dos reservatórios será calculada conforme orientação de TOMAZ (2003), onde é indicado o custo de US\$ 173/m<sup>3</sup> para reservatórios de 50m<sup>3</sup> e de US\$ 107/m<sup>3</sup> para reservatórios de 300m<sup>3</sup>. Valores intermediários serão interpolados linearmente e corrigidos conforme o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - SINAPI. Este índice relaciona o custo do m<sup>2</sup> construído no Brasil e tem sua variação registrada ano a ano pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. Dessa forma, podem-se relacionar os valores indicados por TOMAZ (2003) com os custos atuais.

O SINAPI indica um acréscimo de 50,83% ao preço do m<sup>2</sup> construído para o período entre 2003 e 2009. Para custo de manutenção, ELOY (2009) determina a média para o m<sup>3</sup> produzido, como sendo igual a R\$ 0,52/m<sup>3</sup> e, deste total, 41,23% é referente ao custo de manutenção, que será estimado em R\$ 0,21/m<sup>3</sup> de água usada. Pela Equação 13, será estimado custo de manutenção.

$$CM_{\text{Manutenção}} = 0,21 \cdot DDT \cdot dm \quad (13)$$

em que:  $CM_{\text{Manutenção}}$ : custo mensal de manutenção (R\$);  $DDT$ : demanda diária total (m<sup>3</sup>);  $dm$ : quantidades de dias em que o sistema será utilizado.

O custo mensal de produtos químicos será estimado através do levantamento quantitativo mensal dos produtos usados no clorador por difusão e seus respectivos preços adquiridos no ORSE. A Equação 14 será usada para determinar o custo com produtos químicos.

$$CM_{\text{Produtos}} = Q_{\text{areia}} \cdot C_{\text{areia}} + Q_{\text{cloro}} \cdot C_{\text{cloro}} \quad (14)$$

em que:  $CM_{\text{Produtos}}$  = custo mensal de produtos químicos (R\$);  $Q_{\text{areia}}$  = quantidade de areia lavada usada por mês (m<sup>3</sup>);  $C_{\text{areia}}$  = custo da areia lavada (R\$/m<sup>3</sup>);  $Q_{\text{cloro}}$  = quantidade de cloro em pó usada por mês (kg);  $C_{\text{cloro}}$  = custo do cloro em pó (R\$/kg).

Dessa forma, o custo mensal com operação e manutenção será calculado pela Equação 15 (GONÇALVES *et al.*, 2006) e o custo de implantação do sistema ao final empreendimento deverá ser calculado pela Equação 16.

$$A = 12 * CM_{\text{Produtos}} + CM_{\text{Manutenção}} + CM_{\text{Energia}} \quad (15)$$

em que:  $A$ : custo anual com operação e manutenção (R\$);  $CM_{\text{Produtos}}$ : custo mensal de produtos químicos (R\$);  $CM_{\text{Manutenção}}$ : custo anual de manutenção (R\$);  $CM_{\text{Energia}}$ : custo anual de energia (R\$).

$$V(f) = V(i) * (1+i)^p \quad (16)$$

em que:  $V(f)$ : valor final pago do empreendimento (R\$);  $V(i)$ : valor inicial financiado (R\$);  $i$ : taxa de juros (% a.a);  $p$ : tempo de financiamento (ano).

Segundo GONÇALVES *et al.* (2006), o custo de manutenção de ser calculado pela Equação 17, com o valor presente necessário para a operação e manutenção anual do sistema.

$$P = A((1+i)^n - 1) / (i(1+i)^n) \quad (17)$$

em que:  $P$ : valor presente (R\$);  $A$ : custo anual com operação e manutenção (R\$);  $i$ : taxa de juros (% a.a).  $n$ : vida útil do projeto (anos).

De posse do custo de implantação e operação do sistema, pode-se determinar o custo total e o período de retorno diante da economia de água proporcionada através da Equação 19 (GONÇALVES *et al.*, 2006).

$$P(r) = (V(f) + P) / E(a) \quad (19)$$

em que: P(r): período de retorno (anos); V(f): valor final (R\$); P: valor presente (R\$); E(a): economia de água anual (R\$/ano).

## 4- RESULTADOS OBTIDOS

### 4.1- Previsão de consumo

De posse das plantas baixas dos prédios que serão atendidos pelo sistema, foi determinada que quantidade de banheiros nos prédios é de 74 unidades. Admitindo-se consumo diário de cada um de 200L, obteve-se que o consumo interno de água não potável, composto apenas pela demanda dos vasos sanitários, seria de 14,8 m<sup>3</sup>/dia. Para o consumo externo, devem ser estimados os consumos com irrigação de jardins e lavagem de pisos e pátios de forma separada.

Ainda de posse das plantas baixas dos prédios, foram obtidas as áreas de jardinagem e, com o uso dos dados da Tabela 1 e adotando-se uma mangueira de 1” para a irrigação, foi determinado o consumo semanal de água com irrigação de cada um dos prédios. Logo, sendo o consumo semanal total igual a 34,19 m<sup>3</sup>, o consumo diário de água para a irrigação será 4,88 m<sup>3</sup>.

Para estimar o consumo com lavagem de pisos, foi considerada a utilização para limpeza de pátios, salas de aula e banheiros. Neste consumo, não foi incluídos limpezas em áreas que exijam maior tratamento da água, mesmo que só para limpeza. São exemplos os laboratórios e consultórios dos Departamentos de Farmácia e Nutrição e as copas e cozinhas. Utilizando o valor intermediário recomendado por TOMAZ (2000) de 1,5L/m<sup>2</sup> de água para a demanda diária para a lavagem de pisos, foi determinado o consumo semanal total de 11,50m<sup>3</sup> para lavagem de pisos dos prédios.

Usando a Equação 1, pôde-se estimar a demanda total de água não potável, uma vez que a demanda interna será somente a demanda dos vasos sanitários, e a demanda externa será a soma da de irrigação e lavagem de pisos.

$$DDt = DDi + DDe = 14,8 + 4,88 + 11,50 = 31,18 \text{ m}^3/\text{dia}$$

### 4.2- Volume de água aproveitável

Na Figura 1, é notório que as diversas águas do telhado são de diferentes dimensões, então, torna-se necessário o cálculo de cada uma das áreas separadamente, usando a Equação 2 e as plantas baixas do Centro de Convivência. O valor da área total das águas do telhado resultou em 3507,43m<sup>2</sup>.

Utilizando a Equação 2, os dados pluviométricos (CEMESE, 2009) e a área total do telhado (3507,43m<sup>2</sup>), foi construída a Tabela 4, em que são mostradas as estimativas de volume de água aproveitável durante os meses do ano. Estes dados serão usados para dimensionar o reservatório inferior.

Tabela 4 – Volume de água aproveitável em função dos meses

Meses	Precipitação média mensal (mm)	Área de captação (m <sup>2</sup> )	Coef. De Runnof	Volume aproveitável (m <sup>3</sup> )
Jan	71,02	3507,43	0,9	224,19
Fev	82,28			259,73
Mar	107,54			339,47
Abr	213,13			672,78
Mai	228,59			721,59
Jun	217,22			685,70
Jul	206,68			652,42
Ago	128,35			405,16
Set	78,87			248,97
Out	58,93			186,02
Nov	46,25			146,00
Dez	35,96			113,51

#### 4.3- Dimensionamento dos condutores horizontais e verticais

Para o dimensionamento dos condutores horizontais, utilizou-se a Equação 3 para construção da Tabela 5, na qual são mostradas as vazões acumuladas para a sequência de captação das águas das calhas pelos condutores. Estas vazões são calculadas para a metade das áreas das águas, pois a vazão será dividida em duas linhas de condutores, como já descrito, e são somadas para compor a vazão de cada uma das calhas.

Tabela 5 – Dimensionamento dos condutores horizontais

Calha	Água	Área (m <sup>2</sup> )	Área para 1 condutor (m <sup>2</sup> )	Área de captação por calha (m <sup>2</sup> )	Vazão por calha (L/min)	Vazão acumulada (L/min)	Condutor (mm)
1	1	245,68	122,84	245,68	499,55	499,55	150
	2	245,68	122,84				
2	3	245,68	122,84	245,68	499,55	999,10	200
	4	245,68	122,84				
3	5	275,41	137,71	260,55	529,77	1528,87	250
	6	245,68	122,84				
4	7	224,44	112,22	112,22	228,18	1757,05	250
5	8	275,41	137,71	137,71	280,00	2037,05	250
6	9	275,41	137,71	260,55	529,77	2566,83	300
	10	245,68	122,84				
7	11	245,68	122,84	245,68	499,55	3066,38	300
	12	245,68	122,84				
8	13	245,68	122,84	245,68	499,55	3565,93	300
	14	245,68	122,84				

Adotou-se inclinação de 0,5%, pois a extensão da linha de condutores é de cerca de 100m e a distância vertical disponível é de apenas 0,9m. Utilizou-se o período de retorno de 5 anos, conforme orienta a NBR 10844 (ABNT, 1989), uma vez que a área de captação é um telhado. Para a determinação da intensidade pluviométrica, optou-se por escolher a cidade de Aracaju que é a mais próxima a São Cristóvão, pois a NBR 10844 não contempla sua intensidade pluviométrica.

As colunas 1 e 2 da Tabela 5 representam a numeração das calhas e águas, respectivamente. A área de contribuição de cada uma das “águas” do telhado é apresentada na coluna 3. Na coluna 4, tem-se a área de contribuição para cada uma das linhas de condutores.

A coluna 5 é a soma das áreas de cada uma das “águas” que descarrega em sua respectiva calha. Os condutores horizontais recebem o volume captado em série, e isso é mostrado na coluna 6. Este dimensionamento é aplicado para a primeira linha de condutores horizontais, mas pode ser usada na segunda linha, pois estas são simétricas. Os condutores verticais foram dimensionados utilizando a Tabela 2, adotando uma intensidade pluviométrica de 125 mm, o valor mais próximo de 122mm sugerido pela NBR 10844, e o diâmetro de 250 mm. Embora o diâmetro de 250 mm atenda à vazão final escoada pelos condutores horizontais (3565,93 L/min), Tabela 6, serão usados tubos com diâmetro de 300mm para evitar o uso de reduções e possíveis estrangulamentos do fluxo.

#### **4.4- Dimensionamento do reservatório de armazenamento**

OLIVEIRA (2009) orienta a captação apenas para o telhado do Centro de Convivência. Foi utilizada a metodologia de Rippl para o dimensionamento do reservatório (ABNT, 2007), que é mostrado na Tabela 6. O método de Rippl determina que o reservatório tenha o volume igual ao valor do somatório dos valores positivos para a diferença acumulada entre a demanda e a entrada.

Assim, como apenas no mês de maio este saldo é positivo, o volume de armazenamento de água da chuva no reservatório inferior deverá ser 50 m<sup>3</sup> com altura mínima de 3,00 m para que o clorador por difusão funcione efetivamente, segundo recomendações de DANIEL (2006).

O reservatório superior deverá ter um volume de 40% do volume para dois dias de consumo (CREDER, 2006). Logo, como o consumo diário é de, aproximadamente, de 32 m<sup>3</sup>, o reservatório superior deverá ter um volume de 25m<sup>3</sup> (raio = 2,0m; H<sub>útil</sub> = 2,0m).

O volume do reservatório inferior deverá ser aumentado para 90 m<sup>3</sup> (H<sub>útil</sub> = 4,0m; L<sub>útil</sub> = 4,5m; C<sub>útil</sub> = 5,0m), pois, em períodos de seca, o déficit de água deverá ser suprido pelo poço artesiano, que deverá apenas atender ao volume necessário para manter o reservatório com água suficiente para o consumo diário (31,18 m<sup>3</sup>).

Sendo o volume do reservatório inferior igual a 90m<sup>3</sup>, mesmo quando este estiver sendo suprido pelo poço artesiano (31,18 m<sup>3</sup>), ainda sobrarão um volume de 58,82 m<sup>3</sup> (volume do

reservatório inferior – volume do máximo suprido pelo poço) para o armazenamento de água da chuva.

Tabela 6 – Dimensionamento do reservatório

Meses	Chuva média mensal (mm) (1)	Área de captação (m <sup>2</sup> ) (2)	Entrada (m <sup>3</sup> /mês) (3) (1)*(2)	Dias no mês (4)	Consumo diário (m <sup>3</sup> ) (5)	Demanda mensal (m <sup>3</sup> ) (6) (5)*(4)	Saldo (m <sup>3</sup> ) (7) (3)-(6)
Jan	71,02	3507	224,19	22	31,18	707,96	-483,77
Fev	82,28		259,73	20		643,60	-383,87
Mar	107,54		339,47	22		707,96	-368,49
Abr	213,13		672,78	22		707,96	-35,18
Mai	228,59		721,59	21		675,78	45,81
Jun	217,22		685,70	22		707,96	-22,26
Jul	206,68		652,42	23		740,14	-87,72
Ago	128,35		405,16	21		675,78	-270,62
Set	78,87		248,97	22		707,96	-458,99
Out	58,93		186,02	22		707,96	-521,94
Nov	46,25		146,00	21		675,78	-529,78
Dez	35,96		113,51	23		740,14	-626,63

Vale ressaltar que, no emprego de precipitação média no cálculo do volume do reservatório, supõe-se que o regime climático seguirá o mesmo padrão na maioria dos meses e anos. Entretanto, mesmo estando São Cristóvão próximo do litoral, onde as chuvas são mais frequentes, haverá anos em que as médias mensais estarão abaixo ou acima da série histórica. Isto reflete no volume do reservatório que, para anos onde o regime de precipitação é menor que a média, o mesmo não receberá o volume acima calculado (Tabela 6).

Assim, para assegurar confiabilidade na maioria dos anos, ao invés da precipitação média, poderia ser utilizada a precipitação com 85 ou 95% de probabilidade de ser igualada ou superada (TOMAZ, 2003). Como reflexo desta ação, tem-se que o reservatório inferior deveria ter dimensões bem maiores do que o descrito acima (Tabela 6). Porém, por limitação de espaço e também por razões econômicas, nem sempre é possível implantar grandes reservatórios. Desta forma, mesmo não levando a um dimensionamento extremamente confiável, o emprego da precipitação média permite uma garantia de acumulação de água na maioria dos casos.

#### 4.5- Sistema de recalque e poço artesiano

Para o cálculo da vazão de recalque do sistema do reservatório inferior para o superior, utilizou-se a Equação 7. Segundo CREDER (2006), a bomba deve ter capacidade horária mínima de 15% do consumo diário, adotando a capacidade 20%, a bomba deverá funcionar durante 5 horas.

$$Q = CD \times CH = 31,18 \times 0,2 = 6,24 \text{ m}^3/\text{h} = 0,00173 \text{ m}^3/\text{s}.$$

O diâmetro de recalque foi calculado utilizando a Equação 8.

$$D_r = 1,3(Q)^{0,5}(X)^{0,25} = 1,3(0,00173)^{0,5}(5/24)^{0,25} = 0,0366\text{m} = 3,6\text{cm}$$

$$D_r = 1 \frac{1}{2}'' = 3,81\text{cm}$$

O diâmetro de sucção será o imediatamente superior ao de recalque, logo:

$$D_s = 2''.$$

A perda de carga foi calculada com base nos comprimentos reais das tubulações (plantas baixas) e comprimentos equivalentes das tubulações de recalque e sucção. Para as perdas localizadas, têm-se as seguintes composições:

Recalque: 1 válvula de retenção leve:  $L = 3,2$  m; 3 cotovelos  $90^\circ$ :  $L = 3,2 \times 3 = 9,6$  m; 1 saída de canalização:  $L = 3,2$  m;  $L_r = 72 + 9 = 81$  m;  $L_t = 81 + 3,2 + 3,2 + 9,6 = 97$  m.  $J = 0,11$  m/m;  $H_{f1} = 97 \times 0,11 = 10,67$  m.c.a.

Sucção: 1 válvula de pé com crivo:  $23,7$  m; 1 cotovelo  $90^\circ$ :  $L = 3,4$  m; 1 registro de gaveta aberto:  $L = 0,8$  m;  $L_s = 2,0$  m;  $L_t = 2,0 + 0,8 + 3,4 + 23,7 = 29,9$  m;  $J = 0,028$  m/m;  $H_{f2} = 29,9 \times 0,028 = 0,837$  m.c.a;  $H_{man} = 9 + 0,837 + 10,67 = 19,70$  m.c.a.

Para a vazão de  $1,75\text{L/s}$  e  $H_{man} = 19,70\text{m.c.a}$  calculada com a Equação 9, pôde-se estimar a potência exigida ao conjunto. Segundo CREDER (2006), o valor do rendimento dos conjuntos motor-bomba varia entre 40 e 50 %. Adotou-se um rendimento de 50%.

$$P = Q \times H_{man} / (75 \times \eta) = 1,75 \times 19,70 / (75 \times 0,5) = 0,91\text{CV}.$$

Adotar-se-á um conjunto motor-bomba de 1 CV para recalque para o reservatório superior e um conjunto motor-bomba submersa similar para o poço artesiano.

#### 4.6- Tratamento

Sendo o volume do reservatório igual a  $90\text{m}^3$ , o volume mínimo de armazenamento  $31,18\text{m}^3$ , adotou-se um valor médio,  $60\text{m}^3$ , para cálculo do volume de água que deverá ser tratado pelo clorador. Como  $340\text{g}$  de cloro e  $850\text{g}$  de areia tratam  $1\text{m}^3$  de água em mês, precisa-se de  $21\text{kg}$  ( $11\text{L}$ ) de cloro e  $51\text{kg}$  ( $20\text{L}$ ) de areia para tratar  $60\text{m}^3$ . Essa mistura terá um volume total de cerca de  $35\text{L}$  e deverá ser distribuída em sete garrafas plásticas de  $5\text{L}$  cada. Estas garrafas devem ser distribuídas de forma homogênea no reservatório inferior e trocados seus produtos a cada mês.

O filtro será composto apenas de camada simples de areia, que de acordo com recomendações de PIVELLI (2009) tem uma taxa de filtração de  $120\text{m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$ . Para o cálculo da vazão, utilizou-se a Equação 11, sendo maio o mês de maior volume de entrada.

$$Q_{md} = \text{Vol}_{\text{máx}} / n^\circ \text{ de dias do mês} = 721,59 / 21 = 34,36\text{m}^3/\text{dia}.$$

A partir da Equação 10, determinou-se a área de filtração.

$$A_t = Q / T_f = 34,36 / 120 = 0,29\text{m}^2.$$

Para fins construtivos, adotou-se a área de 1 m<sup>2</sup> e altura de 0,7m, totalizando 0,7m<sup>3</sup> de areia. Para a camada de suporte, adotou-se camada de pedregulho com altura 0,075m, ou seja 0,075m<sup>3</sup>. O reservatório de descarte será dimensionado para descartar os primeiros 2mm de precipitação. Logo, o volume deste será de 7 m<sup>3</sup> (H<sub>útil</sub> = L<sub>útil</sub> = C<sub>útil</sub>= 2,00m), pois a área de captação é 3507m<sup>2</sup>.

#### 4.7- Estudo de viabilidade econômica

Para o levantamento dos custos de implantação do sistema foi construída a Tabela 7.

O custo anual com energia foi obtido através da Equação 12.

$$C_{\text{energia}} = ((V \cdot \gamma \cdot H_{\text{man}}) / (3,6 \cdot 106 \cdot \eta)) \cdot p =$$

$$C_{\text{energia}} = ((8138 \times 9810 \times 19,70) / (3,6 \times 10^6 \times 0,50)) \times 0,11574 = \text{R\$ } 101,13.$$

Como foram considerados dois conjuntos elevatórios (recalque e poço artesiano), o custo total com energia será igual a duas vezes R\$101,13, ou seja, R\$202,26. Os custos mensais com produtos químicos são mostrados na Tabela 8.

Assim, o custo de operação e manutenção anual será calculado pela Equação 15.

$$A = 12 \cdot CM_{\text{Produtos}} + C_{\text{Manutenção}} + C_{\text{Energia}} = 12 \cdot 294,28 + 1763,79 + 202,26 = \text{R\$ } 5.497,41.$$

Usando a Equação 16, foi determinado o valor total que será pago com o financiamento da obra. Foram adotados valores de 9% a.a e 8 anos (máximo) como parâmetros de financiamento, conforme informação Banco Nacional do Desenvolvimento (BNDES, 2009).

$$V(f) = V(i) \cdot (1+i)^n = 83681,92 \times (1+0,09)^8 = \text{R\$ } 16.6741,47.$$

Para o cálculo do valor presente, utilizou-se a Equação 17 para uma taxa de juros de 9% a.a. e uma vida útil de 20 anos (DIAS, 2007).

$$P = A \cdot ((1+i)^n - 1) / (i(1+i)^n) = 5497,41 \times ((1 + 0,09)^{20} - 1) / (0,09(1 + 0,09)^{20}) = \text{R\$ } 50.183,35$$

A economia de água trazida pelo sistema foi estimada através do simulador de consumo da DESO, e é mostrada na Tabela 9.

Assim, o período de retorno será determinado pela Equação 18.

$$P(r) = (V(f) + P) / E(a) = (166741,47 + 50183,35) / 92935,20 = 2,33 \text{ anos.}$$

Portanto, em 2 anos e 4 meses o capital investido terá retorno.

Tabela 7 - Composição dos custos de implantação

Elemento	Unid	QTD	Preço Unitário (RS)	Fonte do preço	Custo total (RS)
<b>Custos de Implantação</b>					
Reservatórios					
Reservatório Inferior (mão de obra inserida)	Unidade	1	39691,34	TOMAZ(2003)/SINAPI	39.691,34
Reservatório Superior (mão de obra inserida)	Unidade	1	12190,08	TOMAZ(2003)/SINAPI	12.190,08
Sistema elevatório					
Conjunto moto-bomba, motor 1 cv, monofásico, hm = 14 a 26 m, q = 2,5 a 7,0 m3/h	Unidade	1	637,45	ORSE	1.274,90
Bomba submersa marca Grundfos ou similar, modelo unifilit kp250 - 220volts - monofásico	Unidade	1	1.078,39	ORSE	1.078,39
Tratamento					
Reservatório de descarte das primeiras águas (mão de obra inserida)	Unidade	1	3503,49	TOMAZ(2003)/SINAPI	3.503,49
Seixo rolado	m³	0,08	51,42	ORSE	4,11
Areia lavada (Filtro)	m³	0,7	25,00	DIAS (2007)	17,50
Alvenaria (Filtro)	m²	9	11,00	DIAS (2007)	99,00
Tubos e conexões					
Tubos 1 1/2"	m	81	5,59	ORSE	452,79
Tubos 2"	m	2	10,62	ORSE	21,24
Cotovelos 1 1/2"	Peça	3	2,48	ORSE	7,44
Cotovelos 2"	Peça	1	8,86	ORSE	8,86
Luvas 1 1/2"	Peça	13	1,76	ORSE	22,88
Luvas 2"	Peça	1	4,58	ORSE	4,58
Válvula de retenção 1 1/2"	Peça	1	74,30	ORSE	74,30
Válvula de pé com crivo 2"	Peça	1	70,20	ORSE	70,20
Registro de gaveta 2"	Peça	1	27,77	ORSE	27,77
Tubos 200 mm	m	36	23,39	ORSE	842,04
Tubos 250 mm	m	60	39,53	ORSE	2.371,80
Tubos 300 mm	m	105	62,62	ORSE	6.575,10
Curva 300 mm	Peça	4	351,65	ORSE	1.406,60
Tê 200 mm	Peça	2	113,62	ORSE	227,24
Tê 250 mm	Peça	4	393,42	ORSE	1.573,68
Tê 300 mm	Peça	6	585,83	ORSE	3.514,98
Mão de Obra					
Mão de Obra Hidráulica	Dia	60	150,00	RAMOS(2009)	9.000,00
Mão de Obra Elétrica	Dia	5	140,00	RAMOS(2009)	700,00
				Total (RS)	84.760,31

Tabela 8 – Composição dos custos mensais com produtos químicos

Elemento	Unidade	Quantidade	Preço Unitário (RS)	Fonte do preço	Custo total (RS)
<b>Custos de Implantação</b>					
Areia lavada (Filtro)	m³	0,011	25,00	DIAS (2007)	0,28
Hipoclorito de cálcio	kg	21	14	ORSE	294,00
				Total	294,28

Tabela 9 - Benefício econômico do sistema

Meses	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Custo mensal (m <sup>3</sup> )	707,96	643,60	707,96	707,96	675,78	707,96	740,14	675,78	707,96	707,96	675,78	740,14
Valor economizado (R\$)	7834,06	7118,38	7834,06	7834,06	7476,22	7834,06	8191,90	7476,22	7834,06	7834,06	7476,22	8191,90

Fonte: DESO (2009)

## 5- CONCLUSÕES

Este trabalho buscou contribuir para a preservação da água, analisando a viabilidade econômica da implantação e operação de um sistema de aproveitamento de água da chuva em prédios da UFS. Foi possível perceber que o tempo de retorno para o investimento necessário seria de 2 anos e 4 meses.

O principal custo de implantação foi o custo com reservatórios que chegariam a 60% do custo total de implantação. Dessa forma estes componentes devem ser construídos de forma eficaz para não inviabilizar a construção do sistema. A manutenção e operação do sistema, embora represente 23% do custo total, não pode ser negligenciada ou esquecida, pois a eficiência do tratamento e a qualidade da água sofrem influência direta destas ações.

Para tanto deve ser traçado um plano de manutenção em que se verifique a qualidade da água tratada e situação de todos os componentes do sistema, corrigindo suas possíveis falhas. O sistema, apesar de necessitar de várias intervenções de manutenção e operação ao longo de sua vida, tem um valor ambiental grande. A implantação somente não garantirá a economia e qualidade da água.

Portanto, diante do exposto, foi constatado que a implantação do sistema é viável e que embora os custos sejam relativamente elevados, o benefício social e ambiental gerado é imensurável.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Centro de Meteorologia de Sergipe pelo fornecimento da série histórica de precipitações da cidade de São Cristóvão.

## BIBLIOGRAFIA

- ALVES, W.; ZANELLA, L.; SANTOS, M. F., Sistema de aproveitamento de águas pluviais para uso não potáveis. Revista Técnica, 99-104. Abril, 2008.
- ASA. Articulação no semi-árido brasileiro. Disponível em <<http://www.asabrasil.org.br/>>. Acessado em 10 de setembro de 2009.
- ABNT. NBR 10844: Instalações prediais de águas pluviais. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS Rio de Janeiro, 1989.

ABNT. NBR 15527: Água de chuva – aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis – Requisitos. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS Rio de Janeiro, 2007.

BNDES. Programa Emergencial de Financiamento – PEF. Disponível em <[http://www.bndes.gov.br/SiteBNDES/bndes/bndes\\_pt/Institucional/Apoio\\_Financeiro/Linhas\\_Programas\\_e\\_Fundos/pef.html](http://www.bndes.gov.br/SiteBNDES/bndes/bndes_pt/Institucional/Apoio_Financeiro/Linhas_Programas_e_Fundos/pef.html)>. Banco Nacional do Desenvolvimento. Acessado em 14 de novembro de 2009.

CEMESE. Dados diários de precipitação. Centro de Meteorologia de Sergipe. Disponível em <<http://www.semarh.se.gov.br/meteorologia/modules/tiny0/index.php?id=50>>. Acessado em 03 de novembro de 2009.

CEHOP. ORSE. Pesquisas de Insumos. Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas do Estado de Sergipe. Disponível em <<http://200.199.118.135/orse/insumosargumento.asp>>. Acessado em 04 de novembro de 2009.

CICHINELLI, G. Soluções não potáveis. Revista Técnica, 54-58. Abril, 2008.

CREDER, H. Instalações hidráulicas e sanitárias. Livros técnicos e científicos editora S.A. Rio de Janeiro, 5ª ed., 2006.

DANIEL, L. A. *et al.* Métodos alternativos de desinfecção da água. 1. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2006.

DESO. Seu consumo de água. Disponível em <<http://www.desose.com.br/deso.php?var=1090585094#>>. Acessado em 12 de novembro de 2009.

DIAS, I. C., JÚNIOR, G. B., & GADELHA, C. L.. Análises da Viabilidade Econômica de Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais para Fins Não- Potáveis em Residências na Cidade de João Pessoa - PB. Revista Econômica do Nordeste, 543-562. Dezembro, 2007.

ELOY, J. N.; CRUZ, J. F. Avaliação do custo operacional e tarifa média para valoração das perdas em sistemas de abastecimento de água. In. 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2005, Campo Grande, Brasil. Anais. Campo Grande: ABES: 2005.

ENERGISA. Conta de energia: Tarifas. Disponível em <<http://www.segipe.energisa.com.br/Default.aspx?tabid=1223>>. Acessado em 14 de novembro de 2009.

FIGUEROLA, V. Projetos sustentáveis. Revista Técnica, pp. 44-52. Abril, 2008.

GONÇALVES, R. F. *et al.* Uso racional da água em edificações. 1. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2006.

IBGE. SINAPI. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em <[http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/indicadores/precos/sinapi/sinapi\\_200909\\_1.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/indicadores/precos/sinapi/sinapi_200909_1.shtm)>. Acessado em 3 de novembro de 2009.

MAY, S. Estudo da viabilidade do aproveitamento de água de chuva para consumo não potável em edificações. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana – Escola Politécnica, 2004.

OLIVEIRA, L. G. N. Estudo simplificado de implantação de um sistema de aproveitamento de águas pluviais para o uso não potável em edificações da Universidade Federal de Sergipe. Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal de Sergipe, 2009.

PIVELLI, R. P. (s.d.). Filtração. Disponível em: <<http://www.phd.poli.usp.br/phd/docentes/sidney/material/grad/Filtra%C3%A7%C3%A3o.ppt>> Acessado em 12 de novembro de 2009.

TOMAZ, P. Aproveitamento de água de chuva para áreas urbanas e fins não potáveis. São Paulo: Navegar, 2003. 180p.

TOMAZ, P. Previsão de consumo de água: Interface das Instalações prediais de água e esgoto com os serviços públicos. São Paulo: Navegar, 2000.