

## **Análise de um Vertedouro de Soleira Livre Assente sobre um Paleocanal**

**André Puel<sup>1</sup>, Adalberto Knoth<sup>2</sup>, João Vitor de Bem Silva<sup>3</sup>, Adriano Domingues Livramento<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> IFSC-INSTITUTO FEDERAL DE SANTA CATARINA / DACC / puel@ifsc.edu.br

<sup>2</sup> Geoenergy Engenharia LTDA / Estruturas / adalbertok\_1@yahoo.com.br

<sup>3</sup> Geoenergy Engenharia LTDA / Estruturas / jvdebem@hotmail.com

<sup>4</sup> Geoenergy Engenharia LTDA / Estruturas / adriano.livramento@geoenergy.com.br

### **Resumo**

Este trabalho apresenta os estudos realizados para análise estrutural de um vertedouro de soleira livre a ser construído sobre paleocanal existente no leito do rio.

A campanha de sondagens realizada na etapa de estudos de viabilidade do projeto da Pequena Central Hidrelétrica (PCH) não identificou a presença do paleocanal localizado no leito do rio, sobre o qual estava projetado o eixo do vertedouro.

Após a realização das sondagens complementares, foi verificada a existência de um paleocanal, com aproximadamente 30 metros de largura, 40 metros de comprimento e cerca de 16 metros de profundidade. No entanto, parte do vertedouro e de outras estruturas da PCH já estavam em execução. Na sequência, foram identificados os materiais aluvionares que o preenchem, a saber: cascalhos, seixos, matacões, pedras e pedregulhos com argila arenosa de cor marrom.

Os estudos de estabilidade global e as análises de percolação mostraram que não seria possível construir o vertedouro sobre o material aluvionar que preenchia o paleocanal, sendo necessária a realização de escavação, limpeza completa do paleocanal e preenchimento com concreto.

Todavia, o preenchimento com concreto requer a análise das tensões que se estabelecerão na estrutura durante a etapa de construção e, com base no Critério Eletrobras, nas situações de operação da usina: caso de carregamento normal (CCN) e caso de carregamento excepcional (CCE) para nível d'água máximo (T.R. 1.000 anos).

Para o estudo das tensões na estrutura, realizou-se modelagem tridimensional por meio de elementos sólidos, no software SAP2000. A análise dos resultados mostrou que as tensões internas são relativamente baixas, com concentração em algumas regiões da estrutura. Em razão disso, foi necessário inserir malha de aço para melhorar o desempenho da estrutura.

### **Palavras-chave**

PCH; Vertedouro; Paleocanal; Fundação; Elementos finitos.

### **Introdução**

O projeto completo da fundação envolve diversas etapas, entre elas: análise do solo, concepção estrutural, definição das condições de contorno, verificação de estabilidade, análise de tensões, dimensionamento de armaduras e verificações de serviço.

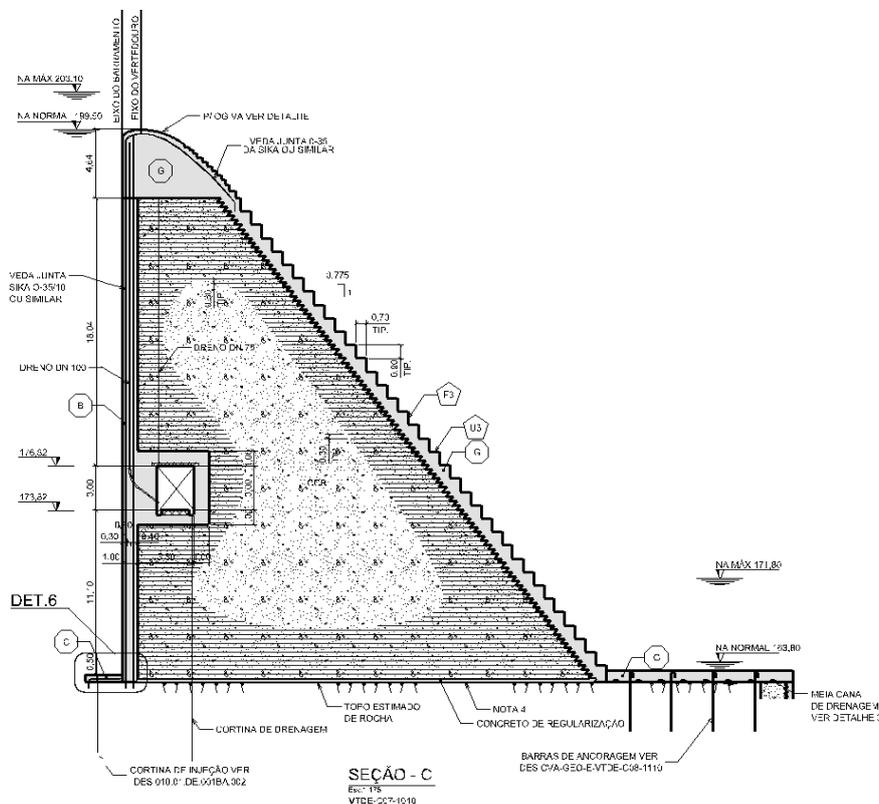
Nesse artigo é apresentado um estudo de um vertedouro de soleira livre a ser construído sobre paleocanal existente no leito do rio, modelado pelo método dos elementos finitos, abordando as etapas de concepção estrutural e análise de tensões.

Para o estudo das tensões na estrutura, realizou-se modelagem tridimensional por meio de elementos sólidos, no software SAP2000. A análise dos resultados mostrou que as tensões internas são relativamente baixas, com concentração em algumas regiões da estrutura. Em razão disso, nessas regiões, foi necessário inserir malha de aço para melhorar o desempenho da estrutura.

## Geometria

A estrutura da PCH em estudo constitui-se em um vertedouro com soleira livre, maciço de concreto compactado com rolo (CCR) e faces em concreto convencional (CCV). O projeto traz o vertedouro dividido em dez blocos, com comprimentos variáveis, sendo que os seis maiores blocos (maior coluna d'água) possuem galeria de drenagem, que atua reduzindo o esforço de subpressão na base da estrutura. O perfil de jusante do vertedouro possui talude de 1,00:0,775 (V:H). Já o talude de montante é vertical e, no pé de montante da barragem, tem-se uma laje de subpressão de 2,50 m de comprimento.

No ponto mais alto o vertedouro possui cerca de 37,30 m de altura. Sob os Blocos 4B, 5 e 6, foi constatada na campanha de sondagens complementares, a presença do paleocanal, que faz com que a altura do vertedouro seja ainda maior. Por exemplo, no Bloco 5, as investigações geológicas indicam que a altura máxima pode chegar a 55 metros. A posição das juntas entre os blocos foi ajustada, de modo a reduzir o Bloco 4B para 8,50 metros de largura e aumentar o Bloco 5 para 23,50 metros de largura. Com este ajuste no projeto, as juntas de retração entre os blocos foram posicionadas em regiões com menor concentração de tensões na estrutura. Também foi alterada a posição da galeria de drenagem na região do paleocanal, sendo deslocada para jusante, de modo que os drenos sejam posicionados na região em que o vertedouro se apoia na rocha.



Após o levantamento, por meio das sondagens complementares e das escavações que vinham sendo executadas *in loco*, foi possível mapear as dimensões do paleocanal e elaborar os estudos para a definição da solução adotada.

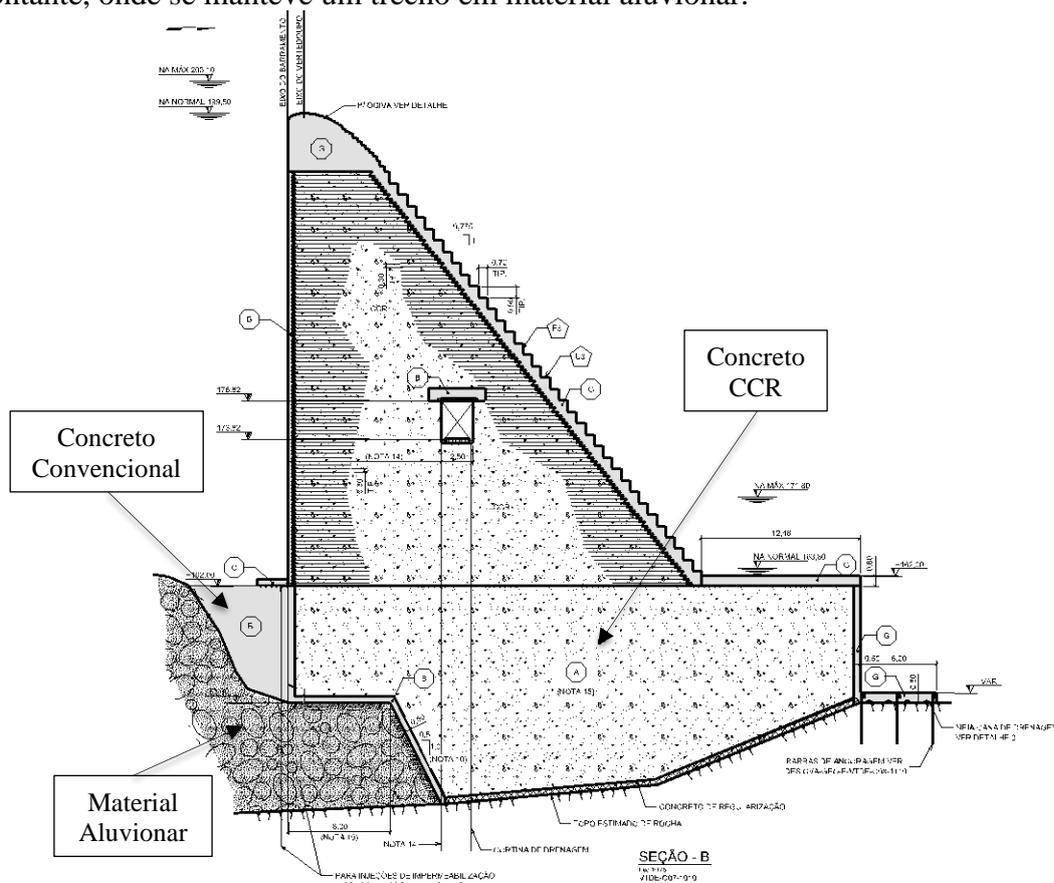


**Figura 2 – Vista geral do Barramento – Ao centro o paleocanal**



**Figura 3 – Vista geral do paleocanal**

Na figura 4 é apresentada a forma proposta para a geometria do Vertedouro. A solução adotada foi escavar toda a região do paleocanal para posterior preenchimento com concreto CCR, exceto a montante, onde se manteve um trecho em material aluvionar.

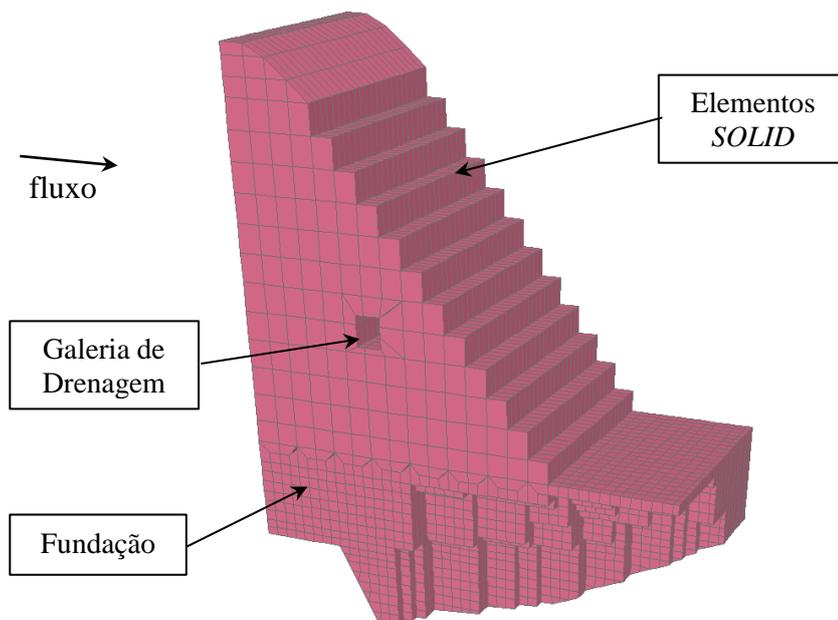


**Figura 4 – Vertedouro – Seção transversal após ajustes do projeto.**

### Descrição do modelo adotado

A estrutura foi analisada por meio do método dos elementos finitos, através de modelagem tridimensional no programa SAP2000, onde o Bloco 5 foi modelado com base em elementos do tipo *Solid*, de 6 e 8 nós.

Na concepção do modelo matemático, foram realizadas pequenas aproximações de maneira a otimizar a modelagem considerando a melhoria do processamento da estrutura, mas sempre com o cuidado para evitar distorções que possam influenciar significativamente os resultados nos pontos de interesse. Na fundação a malha de elementos foi refinada, de modo a aumentar a precisão dos resultados.



**Figura 5 – Visualização do modelo tridimensional no software SAP2000.**

Os esforços serão aplicados no modelo por meio de elementos de placa bidimensionais (shells), nas faces a serem carregadas. A esses shells foram atribuídas rigidez e massa praticamente nulas, de modo que os esforços sejam totalmente transmitidos para a modelagem em elementos *solid*, sem influenciar nos resultados.

Como condição de contorno foram considerados apoios flexíveis do tipo *springs*, que simulam molas não-lineares com coeficientes de rigidez determinados com base nas propriedades da fundação existente.

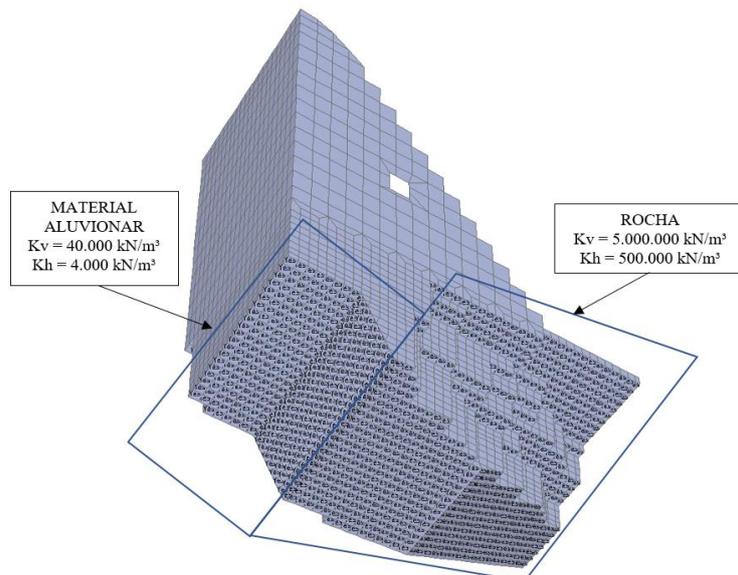
Para a fundação apoiada em rocha, foram empregadas molas com os seguintes coeficientes de rigidez:

- Coeficiente de mola vertical:  $k_v = 5.000.000 \text{ kN/m}^3$
- Coeficiente de mola horizontal:  $k_h = 500.000 \text{ kN/m}^3$
- Tensão admissível:  $\sigma_{adm} = 10 \text{ MPa}$

Para a região da fundação apoiada em material aluvionar, foram empregadas molas com os seguintes coeficientes de rigidez:

- Coeficiente de mola vertical:  $k_v = 40.000 \text{ kN/m}^3$
- Coeficiente de mola horizontal:  $k_h = 4.000 \text{ kN/m}^3$
- Tensão admissível:  $\sigma_{adm} = 0,2 \text{ MPa}$

Como condição de contorno, as molas verticais funcionam somente à compressão, portanto, quando solicitadas à tração, são anuladas em um processo iterativo.

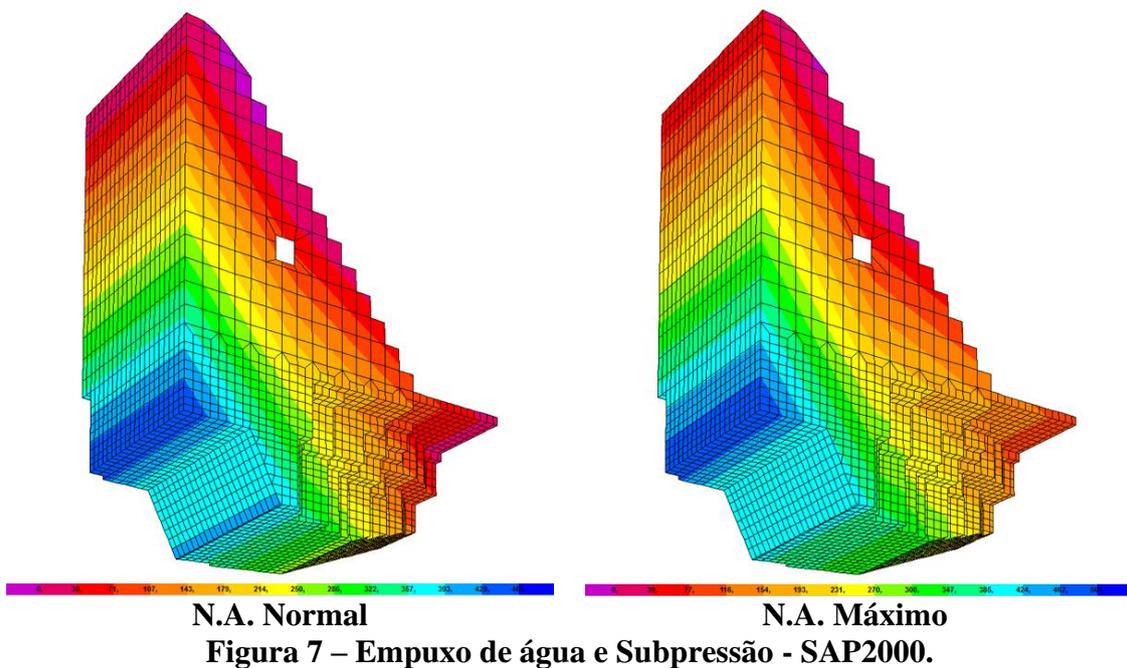


**Figura 6 – Molas não-lineares na fundação do Vertedouro - SAP2000.**

### Carregamentos

Na obtenção dos esforços foi considerada a atuação da galeria de drenagem no alívio das pressões atuantes de acordo com as premissas do Critério Eletrobras.

Considerou-se, a favor da segurança para a análise de tensões na estrutura, que a subpressão decaia a partir da face de montante do Vertedouro, pois com esta consideração o alívio de pressões na base da fundação será inferior àquele que realmente ocorrerá.



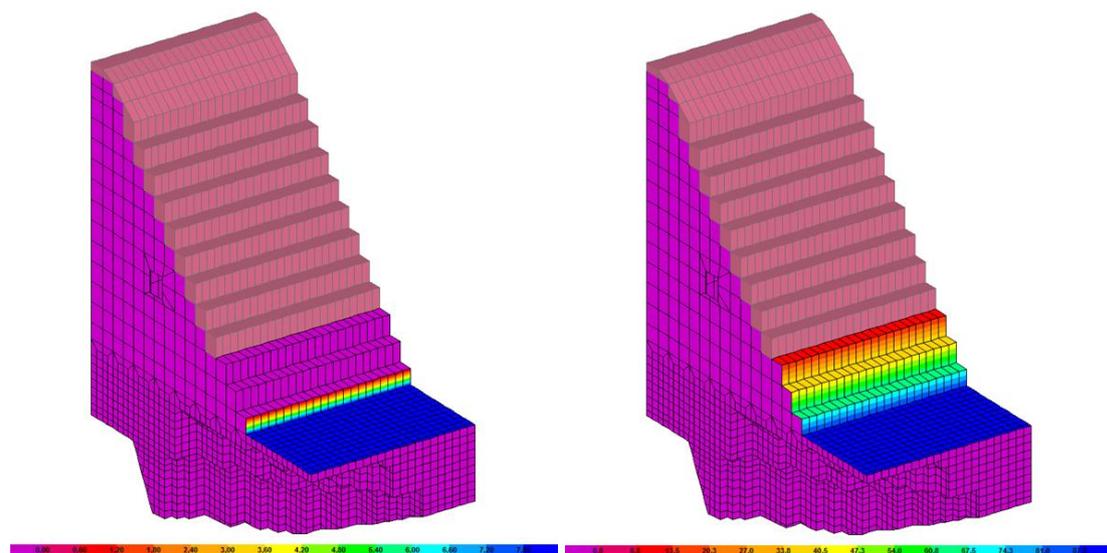
**N.A. Normal**

**N.A. Máximo**

**Figura 7 – Empuxo de água e Subpressão - SAP2000.**

O peso e o empuxo de água à jusante foram calculados com base nos níveis de água indicados da figura 7.

Os esforços foram aplicados nos elementos shell, conforme apresentado na figura 8.



**N.A. Normal**

**N.A. Máximo**

**Figura 8 – Peso e empuxo de água à jusante - SAP2000.**

### Combinações de Cálculo

As combinações de cálculo serão majoradas conforme indicado a seguir.

Combinação para esforços hidrostáticos normais:

ELS CCN: 1,0(Peso próprio) + 1,0(Empuxo de água e Subpressão) + 1,0(Peso de água e Empuxo de água à jusante)

ELU CCN: 1,4(Peso próprio) + 1,4(Empuxo de água e Subpressão) + 1,4(Peso de água e Empuxo de água à jusante)

Combinação para esforços hidrostáticos excepcionais (T.R. 1.000 anos):

ELS CCE: 1,0(Peso próprio) + 1,0(Empuxo de água e Subpressão) + 1,0(Peso de água e Empuxo de água à jusante)

ELU CCE: 1,2(Peso próprio) + 1,2(Empuxo de água e Subpressão) + 1,2(Peso de água e Empuxo de água à jusante)

### Análise da Estrutura

A verificação da estrutura foi efetuada considerando-se as tensões principais máximas (tração) e mínimas (compressão) que ocorrem na estrutura. Esses valores foram comparados às tensões limite prescritas pelo Critério Eletrobras. Também foram analisados os deslocamentos da estrutura e as tensões na fundação.

A figura 9 mostra os deslocamentos para as combinações de serviço ELS CCN e ELS CCE.



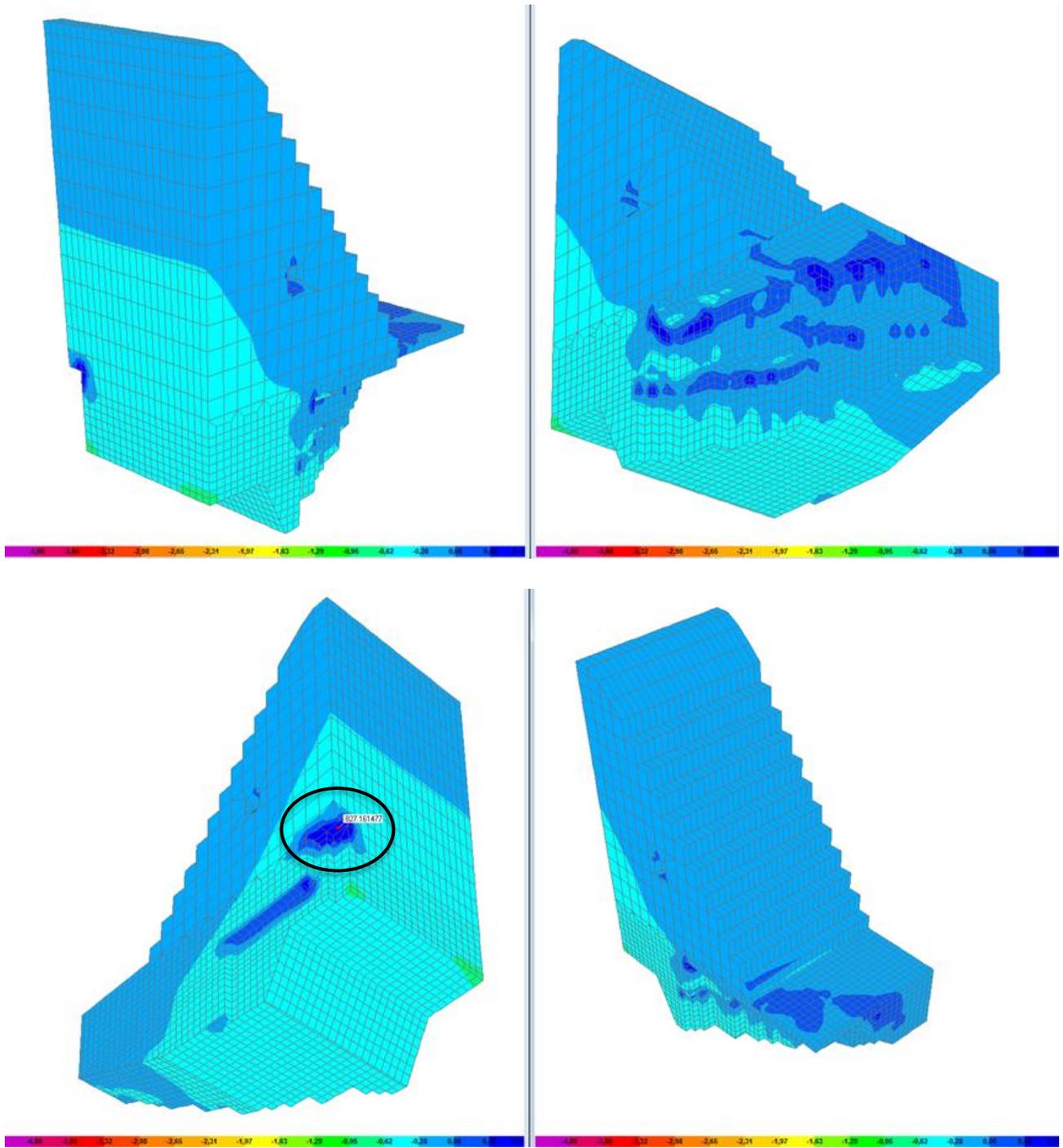
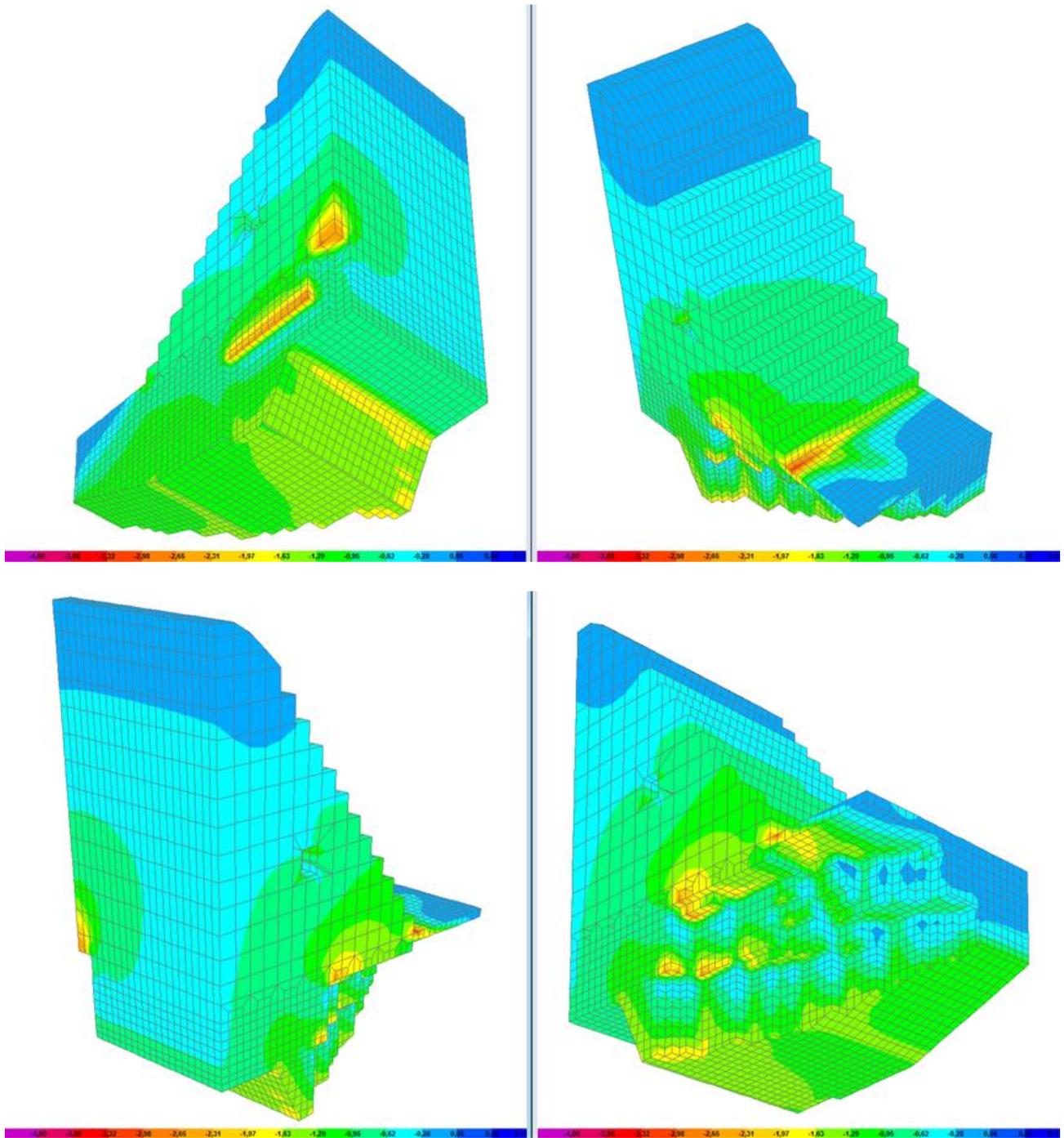


Figura 10 – Tensões principais mínimas - ELU CCN (kN/m<sup>2</sup>).



**Figura 11 – Tensões principais máximas - ELU CCN (kN/m<sup>2</sup>).**

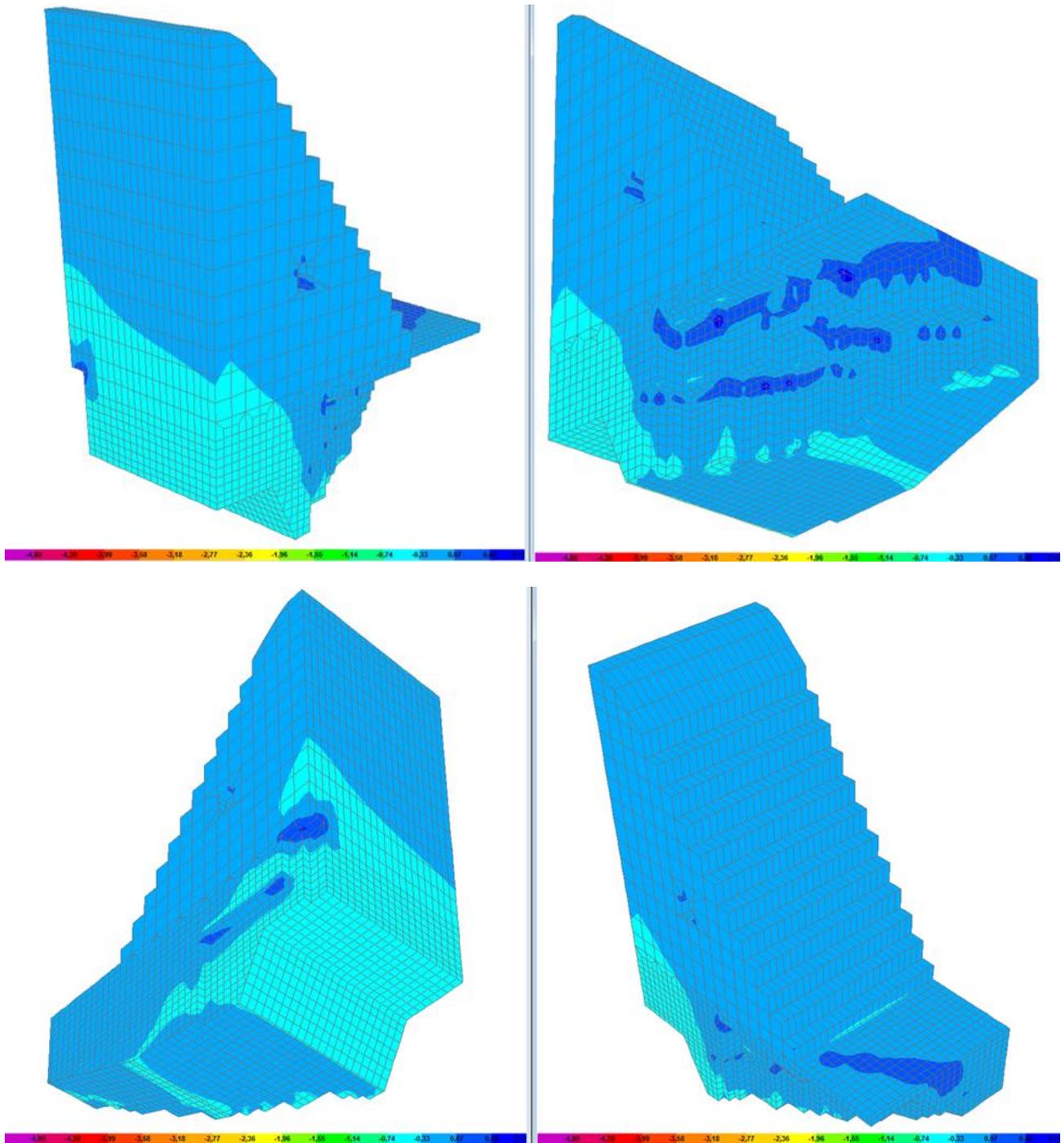
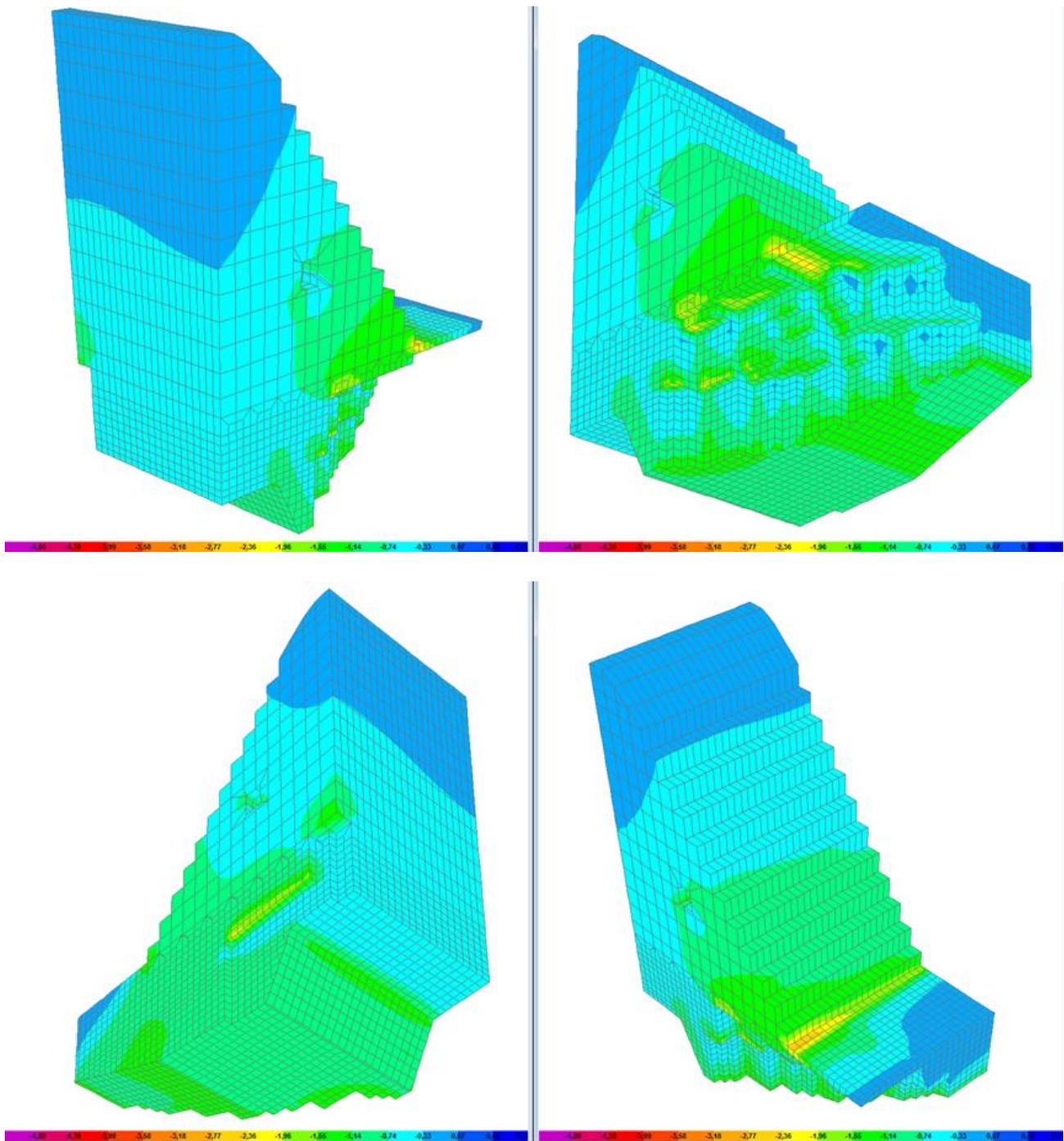


Figura 12 – Tensões principais mínimas - ELU CCE (kN/m<sup>2</sup>).



**Figura 13 – Tensões principais máximas - ELU CCE (kN/m<sup>2</sup>).**

Pode-se verificar que as tensões internas máximas e mínimas encontram-se dentro dos limites admissíveis preconizados no Critério Eletrobras.

Contudo, na figura 10, pode-se identificar tensões além do limite aceitável. Essas regiões têm pequena extensão e em alguns locais específicos da fundação (regiões das bordas do paleocanal, próximos da Elevação 162,00 m).

Para aumentar a capacidade de suporte de tensões nessas regiões, foi adotada armadura ao longo de toda a interface fundação-rocha da borda do paleocanal (próximo da El. 162,00), com uma malha de  $\Phi 20$  c/ 20 cm, envolvida com concreto convencional que  $f_{ck}$  mínimo de 15 MPa.

## Tensões na fundação

Para análise das tensões verticais na fundação serão realizadas seções ao longo do modelo numérico. A partir dessas seções são obtidas as reações verticais nos nós modelados no contato concreto-rocha e, na sequência, obtém-se as tensões atuantes, conforme a área de influência de cada nó do modelo. O gráfico 1 apresenta as tensões na fundação para a combinação ELS CCN (combinação de serviço).

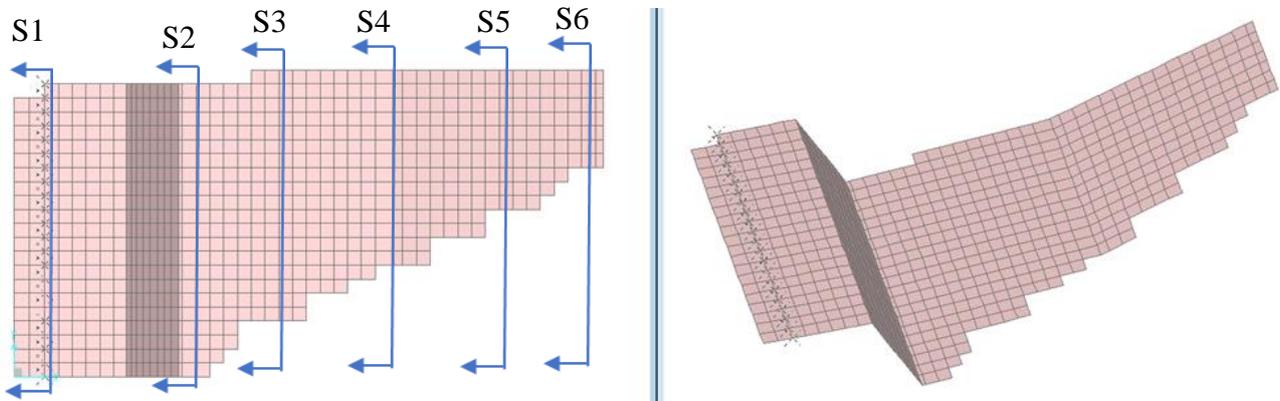


Figura 14 – Seções para análise das tensões na fundação.

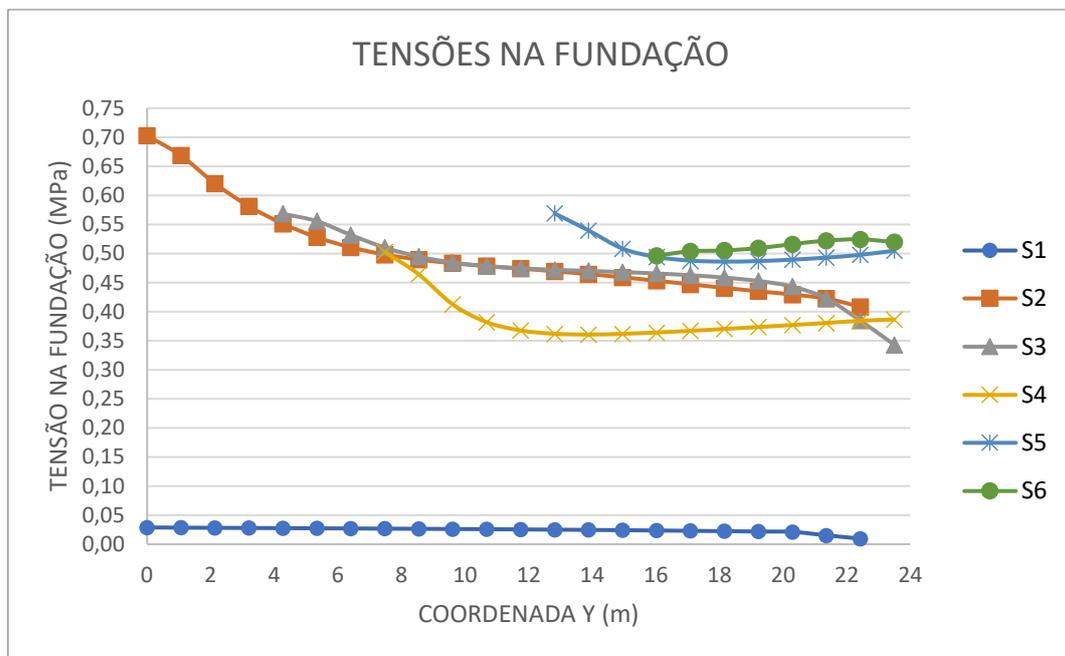


Gráfico 1 – Seções para análise das tensões na fundação.

## Conclusões

Diante da análise de tensões realizada para o trecho do vertedouro na região do paleocanal, em concreto CCR ( $f_{ck} = 8,0$  MPa aos 90 dias), traz-se as seguintes considerações:

- 1) Na região do paleocanal, a galeria de drenagem foi posicionada de modo que a parede de montante esteja alinhada ao pé do talude escavado no material aluvionar no ponto mais profundo;
- 2) Não se verifica risco de ruptura do maciço de concreto da barragem.
- 3) As tensões de tração no concreto, quando submetido aos casos de carregamentos CCN e CCE, não excedem as tensões admissíveis de cálculo determinadas pelo Critério Eletrobras para concreto simples.

4) As tensões de compressão no concreto, quando submetido aos casos de carregamentos CCN e CCE, não excedem as tensões admissíveis de cálculo determinadas pelo Critério Eletrobras para concreto simples.

5) Nas regiões das bordas do paleocanal, próximos da El. 162,00, foram identificadas tensões acima dos limites aceitáveis. Nestes locais foi empregada armadura ao longo de toda a interface fundação-rocha da borda do paleocanal, com malha de  $\Phi$  20 c/ 20 cm envolvida com concreto convencional com  $f_{ck}$  mínimo de 15 MPa.

6) A fundação está totalmente comprimida. No trecho em rocha as tensões máximas são da ordem de 0,7 MPa para o caso de carregamento normal em serviço (0,98 MPa para ELU CCN). Para o trecho apoiado sobre material aluvionar (trecho de montante do Vertedouro), tem-se tensões da ordem de 0,029 MPa para o caso de carregamento normal em serviço (0,040 MPa para ELU CCN). Portanto, estão dentro dos limites admissíveis para a fundação.

## **Referências**

CBDB. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB, Rio de Janeiro- RJ, 1999.

DEPARTMENT OF DE ARMY. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army, Washington/DC/EUA, 1995.

Centrais Elétricas Brasileiras S.A. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. CBDB/Eletrobras, 1993.

ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.

NBR 6118:2014 – Projeto e execução de estruturas de concreto armado.

NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações.