



XIV Congresso Brasileiro
de Pontes e Estruturas

Análise do Bloco da Trifurcação de um Conduto Forçado

André Puel¹, Adalberto Knoth², João Vitor de Bem Silva³, Adriano Domingues Livramento⁴

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

² Geoenergy Engenharia LTDA / Estruturas / adalbertok_1@yahoo.com.br

³ Geoenergy Engenharia LTDA / Estruturas / jvdebem@hotmail.com

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

Resumo

Este trabalho apresenta os estudos realizados para análise estrutural do bloco da trifurcação do conduto forçado de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH), a ser assente inicialmente sobre solo. O conduto metálico, responsável por conduzir a água da Tomada d'água até a Casa de Força, apresenta na região do bloco da trifurcação esforços elevados e em direções diversas (verticais e horizontais), por conta da mudança de direção. Todos estes valores são, conseqüentemente, transferidos ao bloco da trifurcação e ao solo.

Para a verificação das tensões na fundação, realizou-se modelagem tridimensional, no software SAP2000, por meio de elementos shell. O bloco da trifurcação possui geometria robusta, necessária para garantir a estabilidade do bloco. Para simular uma condição de corpo rígido, foi atribuída elevada rigidez ao elemento finito. As cargas foram inseridas nos pontos de aplicação fornecidos pelo fabricante, de modo a permitir a obtenção das reações do bloco sobre a fundação.

Além do bloco estar assente sobre solo, ele também está localizado nas proximidades de um talude. Tudo isso, aliado a elevada magnitude das ações do conduto metálico, mostrou a necessidade da execução de estacas raiz. Desta forma, foi possível aliviar as cargas atuantes nas proximidades do talude, mantendo-o estável.

Ao total, foram necessárias 71 estacas raiz com 40cm de diâmetro, inseridas no modelo elaborado no software SAP2000. Utilizaram-se elementos frame, restringidos por molas não-lineares, de modo a se obter os esforços atuantes sobre as estacas em cada uma das condições de carregamento (situação de dilatação do conduto e situação de retração do conduto).

Palavras-chave

Fundação; Conduto forçado; Estaca raiz; Elementos finitos.

Introdução

O artigo tem como objetivo apresentar o dimensionamento geotécnico e estrutural das estacas raiz de um Bloco de Trifurcação em concreto armado de um Conduto Forçado de uma Pequena Central Hidrelétrica (PCH). Os cálculos levaram a uma fundação com um número total de 71 estacas.

Para a contenção do talude sobre o qual o bloco está assentado, foi executada uma cortina de estacas raiz, cuja análise não faz parte do escopo desse trabalho.

A seguir será apresentada a geometria do bloco, bem como a descrição do modelo numérico desenvolvido no programa computacional SAP2000®, e as condições de contorno.

Geometria

O Bloco do Conduto de Trifurcação foi projetado com concreto de f_{ck} 25 MPa. Esse bloco faz parte do Circuito de Geração da PCH, fazendo a transição entre a Tomada d'Água e a Casa de Força. Os esforços hidrodinâmicos que atuam sobre ele são elevados, apresentando também mudanças de direção nos planos vertical e horizontal.

Desenvolvendo o cálculo de estabilidade, constatou-se que devido às forças envolvidas (peso próprio, peso de água e esforços hidrodinâmicos), as tensões na fundação do bloco apresentaram valores superiores à capacidade resistente do solo.

Conseqüentemente, foi adotado uma solução de estaqueamento do bloco, utilizado estacas raiz de 400 mm de diâmetro, com uma profundidade de aproximadamente 13 metros, sem apoio sobre rocha. As estacas da cortina possuem menor profundidade de penetração, pois são destinadas à estabilização do talude.

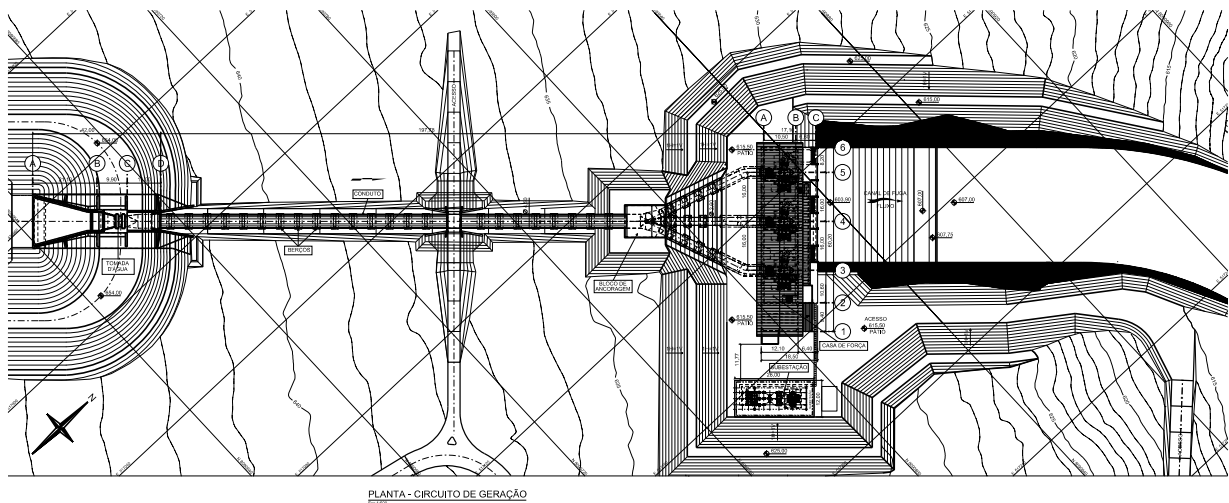


Figura 1. Planta do Circuito de Geração

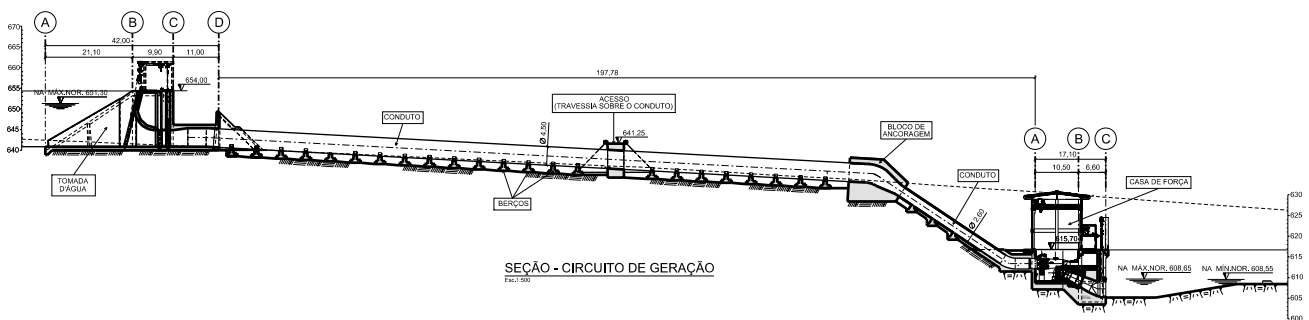


Figura 2. Seção do Circuito de Geração

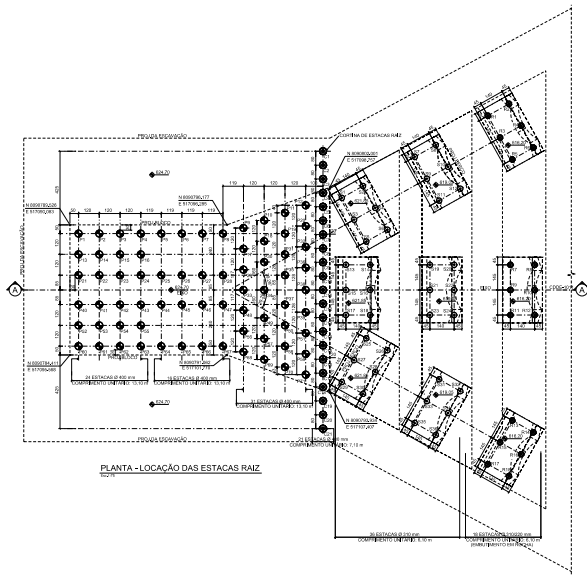


Figura 3. Planta Estaqueamento do Bloco

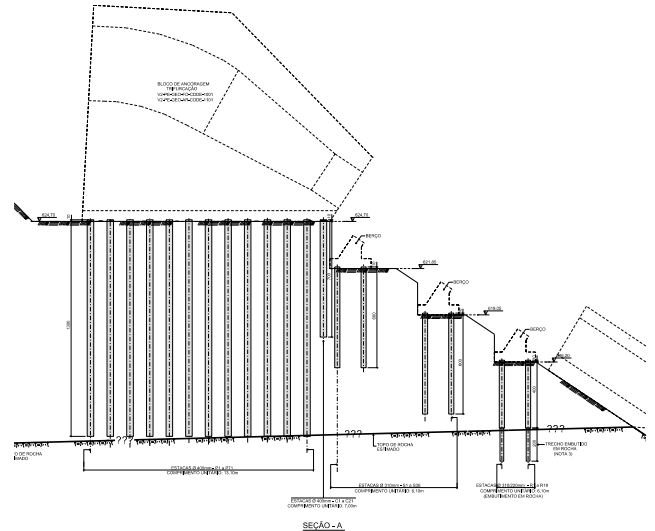


Figura 4. Seção Estaqueamento do Bloco

Descrição do Modelo Estrutural Adotado

Para o dimensionamento estrutural do estaqueamento do Bloco de Trifurcação do Conduto Forçado, foi elaborado um modelo tridimensional em elementos finitos no software SAP2000[®], utilizando-se elementos planos do tipo “*shell*” para simular uma fundação rígida e elementos de barra do tipo “*frame*” para simulação das estacas. Para que as forças atuantes fossem transmitidas para a fundação, foram utilizados elementos rígidos do tipo “*link*”.

Como condição de contorno, para simular a deformabilidade do maciço de fundação, foram consideradas molas elásticas lineares na superfície de contato entre as estacas e o solo, nas direções X e Y ao longo das estacas, e na direção Z nas suas bases (resistência de ponta), resistindo apenas aos esforços de compressão.

Em relação às estacas, o peso próprio foi desconsiderado para o cálculo das forças axiais e a rigidez foi aumentada em 10 vezes.

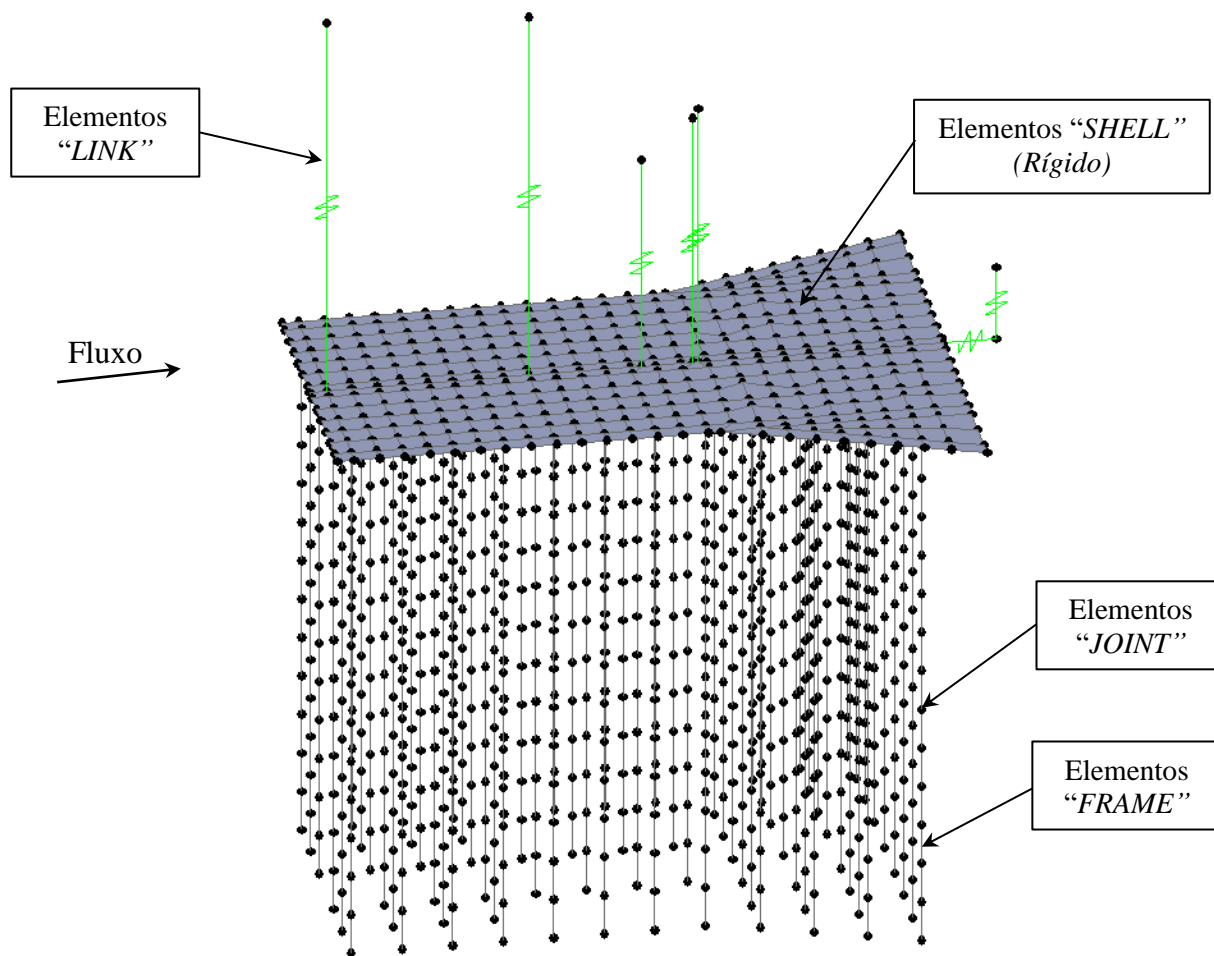


Figura 5. Modelo Tridimensional no Software SAP2000®

Capacidade Geotécnica das Estacas

A partir do relatório de sondagem SPT executado próximo ao local da estrutura, foi possível determinar a capacidade geotécnica máxima das estacas, baseada em três metodologias diferentes: Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Foi desenvolvida uma planilha no Microsoft Excel®, que foi alimentada com os dados de NSPT constantes no relatório de sondagem, fornecendo como dado de saída o valor da capacidade geotécnica das estacas, com base na média dos três métodos citados acima.

A capacidade geotécnica encontrada foi de 1.023 kN.

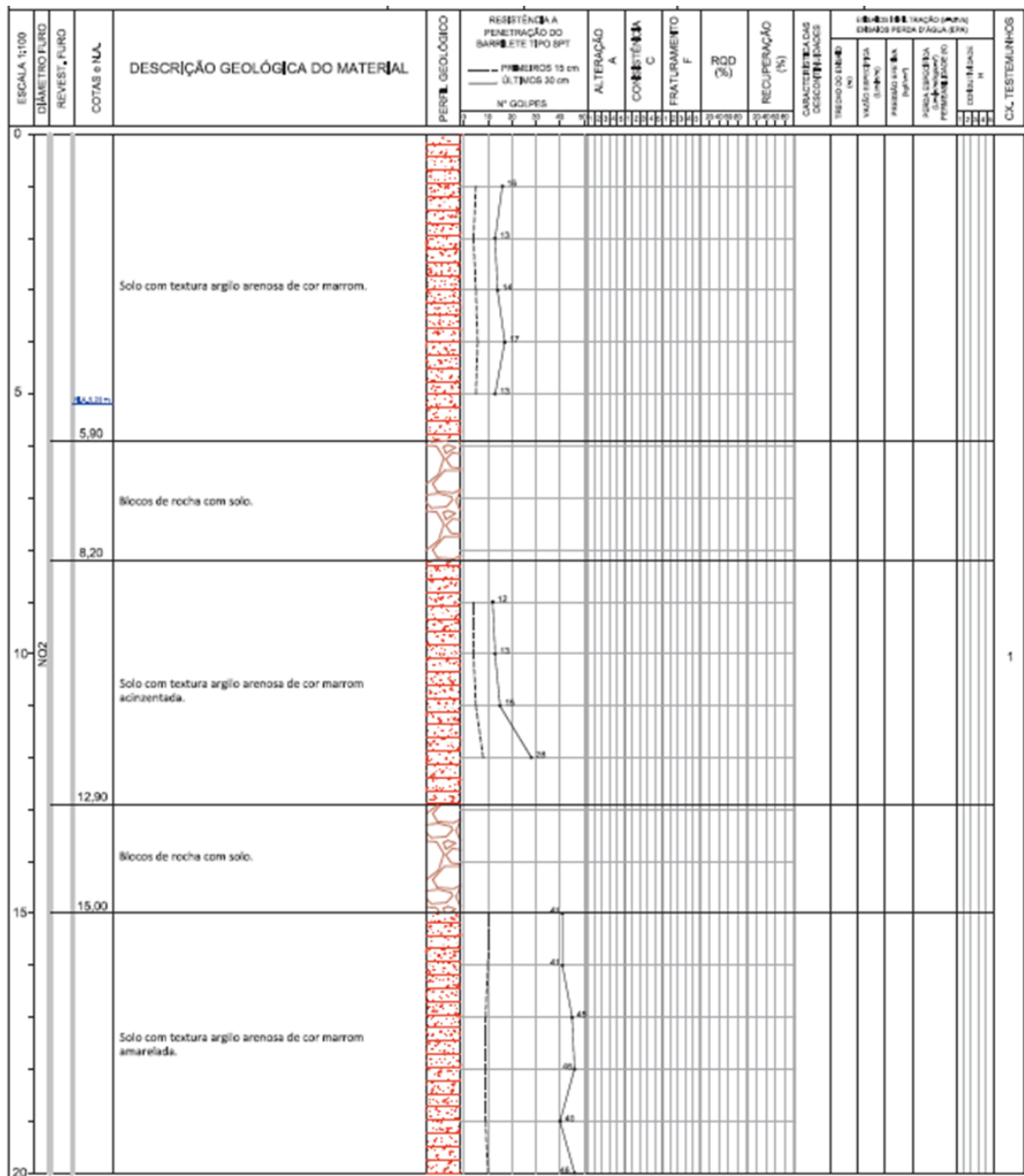


Figura 6. Relatório de Sondagem SPT (Fonte: Empresa de Projeto)

RELATÓRIO FINAL				
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)	
Moldada in-loco	Raiz	40	0	
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)				
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
13,00	1034,46	675,94	1358,74	1023,05

Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	147,78	38,45	150,80	112,34
2	163,61	39,52	196,04	133,06
3	191,76	116,84	246,93	185,18
4	233,55	190,30	309,13	244,33
5	413,43	246,09	435,42	364,98
6	511,95	298,45	585,59	465,33
7	617,07	351,41	710,90	559,79
8	704,16	404,82	826,82	645,27
9	758,25	458,57	927,14	714,66
10	861,61	512,61	1028,18	800,80
11	933,30	566,87	1133,39	877,86
12	920,11	621,33	1246,80	929,41
13	1034,46	675,94	1358,74	1023,05
14	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,00	0,00	0,00	0,00
16	0,00	0,00	0,00	0,00

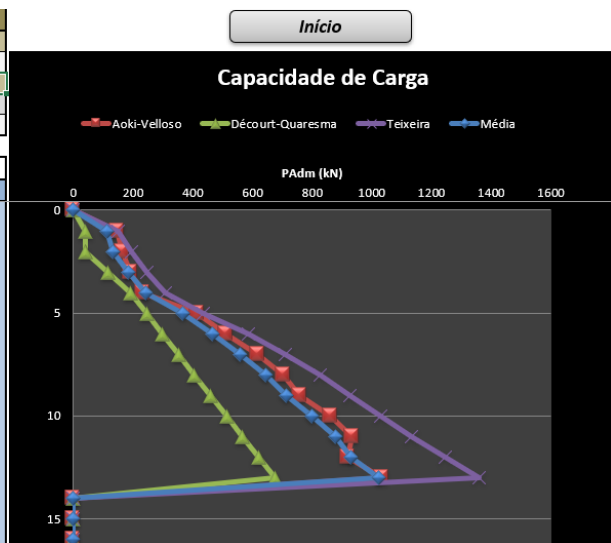


Figura 7. Planilha de Cálculo Microsoft Excel® - Capacidade Geotécnica das Estacas

Determinação dos Apoios Elásticos (Molas)

O cálculo da rigidez das molas a serem aplicadas no modelo estrutural foi feito considerando-se uma correlação do NSPT com a tensão admissível. Sendo assim, transformou-se a tensão admissível de kgf/cm^2 para as molas em kN/m .

Foi utilizada a seguinte proposição de Terzaghi (1955) para a obtenção do coeficiente de mola horizontal:

$$k_h = k_v \times \nu$$

Onde:

k_h : Coeficiente de mola horizontal;

k_v : Coeficiente de mola vertical;

ν : Coeficiente de Poisson.

METODO SIMPLIFICADO TERZAGUI 1956						
z (m)	NSPT	σ_{adm} (kg/cm ²)	k_v (kN/m ³)	ν	k_h (kN/m ³)	K_h (kN/m)
1	12	2,4	48000	0,4	19200	7680
2	12	2,4	48000	0,4	19200	7680
3	13	2,6	52000	0,4	20800	8320
4	15	3	60000	0,4	24000	9600
5	28	5,6	112000	0,4	44800	17920
6	33	6,6	132000	0,4	52800	21120
7	38	7,6	152000	0,4	60800	24320
8	41	8,2	164000	0,4	65600	26240
9	41	8,2	164000	0,4	65600	26240
10	45	9	180000	0,4	72000	28800
11	46	9,2	184000	0,4	73600	29440
12	40	8	160000	0,4	64000	25600
13	46	9,2	184000	0,4	73600	29440

Figura 8. Correlação do NSPT com as Molas

Carregamentos

Parâmetros dos materiais:

- Peso próprio do concreto armado = 25 kN/m^3 ;
- Peso específico da água = 10 kN/m^3 .

- Peso Próprio (PP)

$$P_c = V_c \times \gamma_c$$

$$P_c = 1.164 \times 25 = 29.101 \text{ kN}$$

Centro de gravidade: $x = 7,17 \text{ m}$ (em relação à linha base)

- Peso da Água (PA)

$$P_a = V_a \times \gamma_a$$

$$P_a = 321 \times 10 = 3.208 \text{ kN}$$

Centro de gravidade: $x = 7,17 \text{ m}$ (em relação à linha base)

- Esforços Hidrodinâmicos no Conduto - CCE1 (Dilatação)

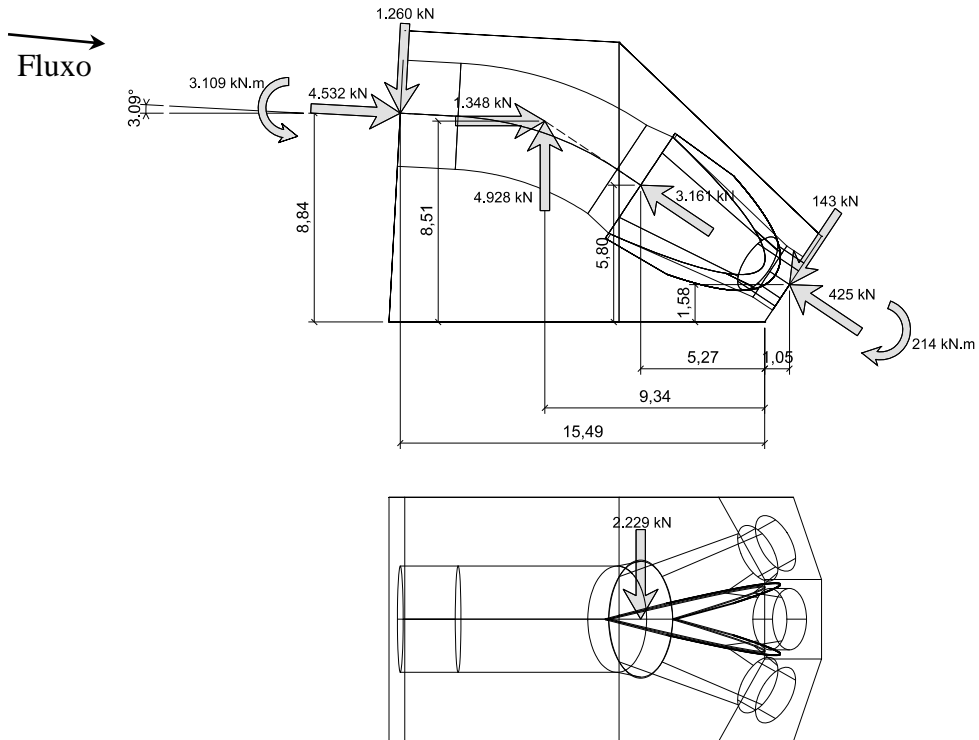


Figura 9. Esforços Hidrodinâmicos do Conduto (Dilatação)

- Esforços Hidrodinâmicos no Conduto - CCE2 (Retração)

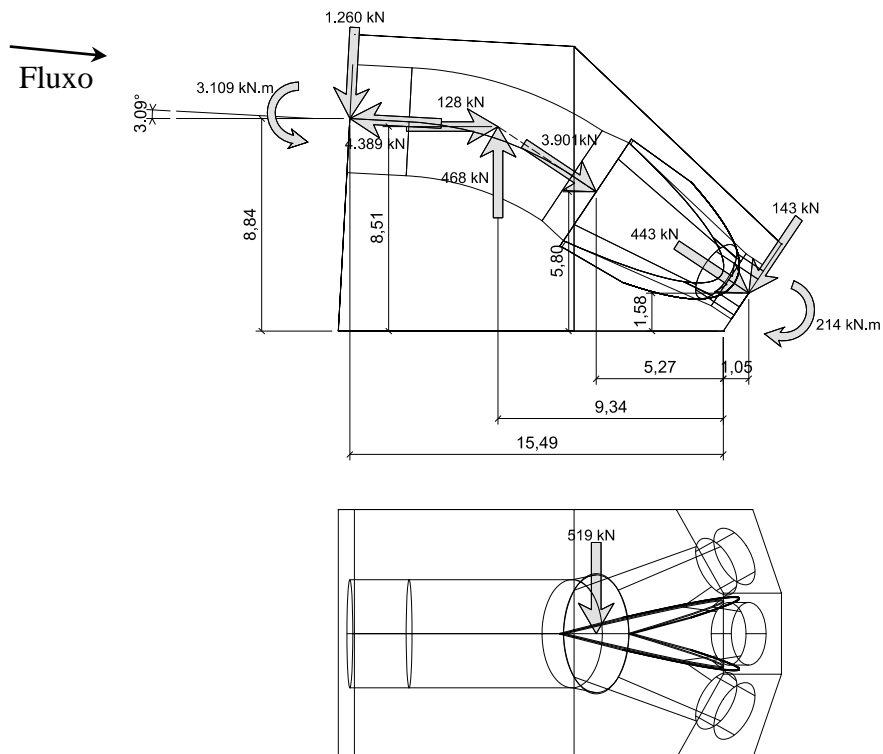


Figura 10. Esforços Hidrodinâmicos do Conduto (Retração)

Análise Estrutural

A verificação das estacas foi efetuada comparando-se as forças axiais máximas com a capacidade geotécnica máxima, enquanto o dimensionamento estrutural foi feito com base nos momentos fletores, esforços axiais e cortantes.

Deslocamentos

Na figura 11 são exibidos os deslocamentos no ELS, em metros, retirados do SAP2000® para a combinação mais crítica.

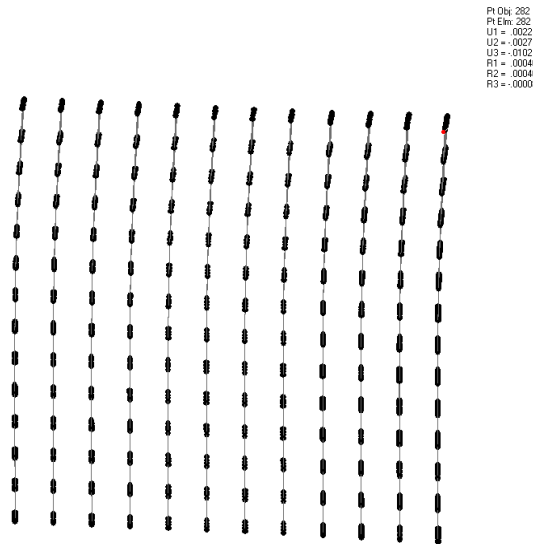


Figura 11. Deslocamentos - ELS - CCE1 (m)

O deslocamento máximo permitido para uma estaca é igual a $\varnothing_{estaca}/30$. Como foram utilizadas estacas com diâmetro de 400 mm, tem-se um deslocamento máximo admissível de 0,0133 m. O deslocamento máximo encontrado foi de 0,0102 m, menor que o deslocamento máximo permitido.

Esforços Axiais

Nas figuras 12 e 13 são exibidos os esforços axiais nas estacas retirados do SAP2000®, para as combinações mais críticas, em kN.

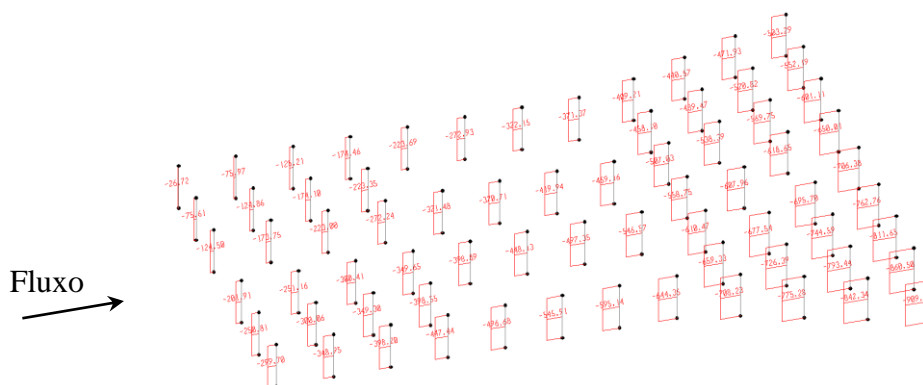


Figura 12. Esforços Axiais Máximos – ELU CCE1 (kN)

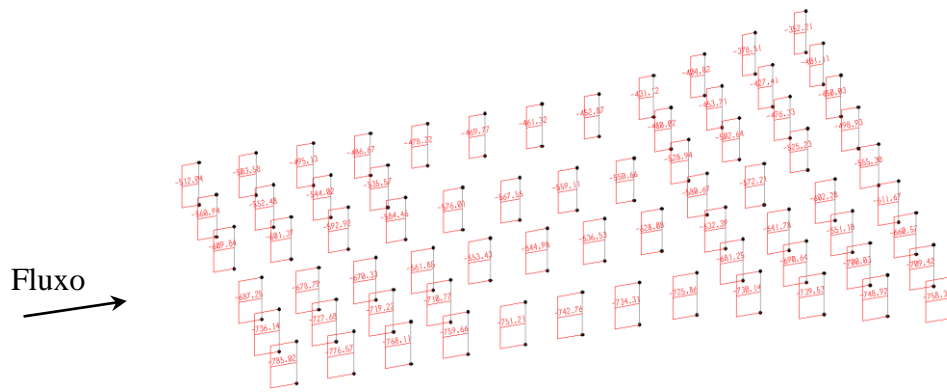


Figura 13. Esforços Axiais Máximos – ELU CCE2 (kN)

Nota-se que o esforço axial máximo ocorre na estaca P71, para a combinação ELU CCE1, com o valor de aproximadamente 910 kN. Assim, conclui-se que as estacas estão com folga na segurança, visto que a capacidade geotécnica calculada foi de 1.023 kN.

No caso de dilatação (ELU CCE1), os esforços axiais maiores se dão na saída do conduto, enquanto na retração (ELU CCE2), os esforços preponderantes são na entrada do bloco.

Momentos Fletores

Nas figuras 14 e 15 são exibidos os esforços de momento fletor de 1ª ordem retirados do SAP2000®, para a combinação mais crítica, em kN.m.

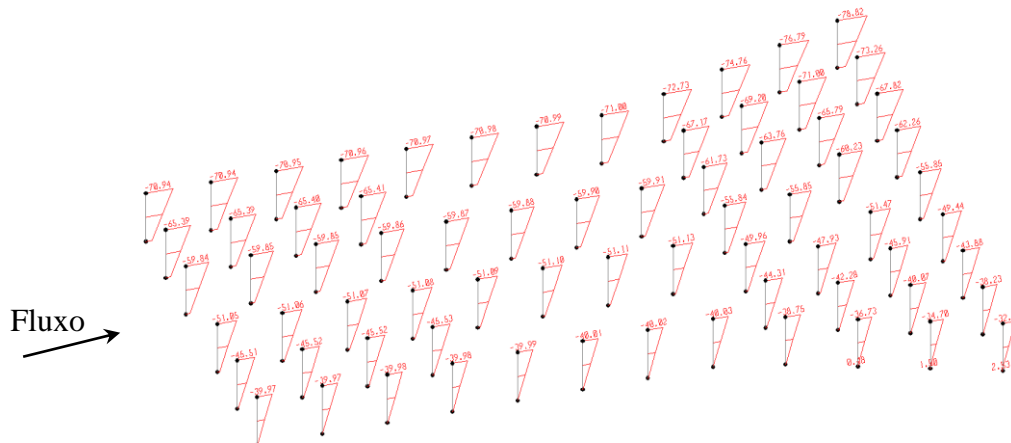


Figura 14. Momentos Fletores Máximos – Direção do Fluxo – ELU CCE1 (kN.m)

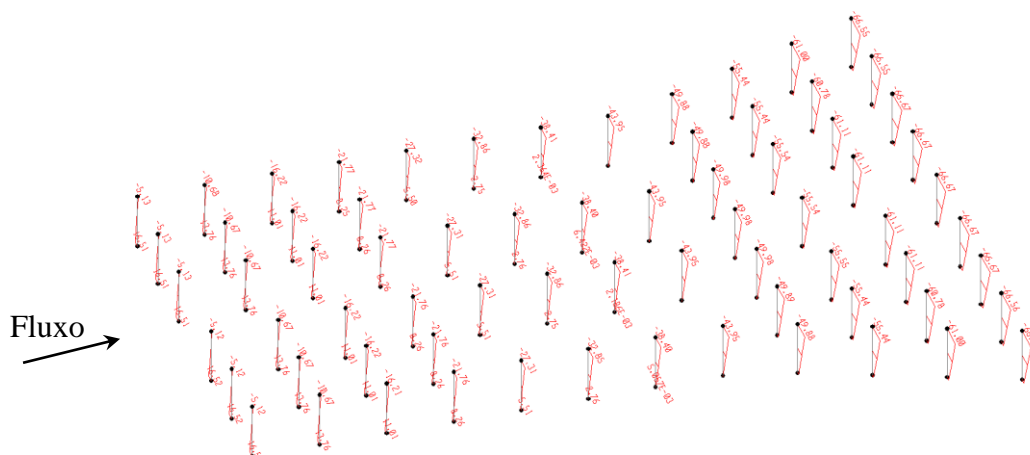


Figura 15. Momentos Fletores Máximos – Direção Perpendicular ao Fluxo – ELU CCE1 (kN.m)

A estaca P12 apresenta a combinação de momento fletor mais crítica, com um valor de aproximadamente 79 kN.m na direção do fluxo e 67 kN.m na direção perpendicular. Vale ressaltar que os momentos retirados do SAP2000® são de 1ª ordem, sendo que para o dimensionamento foram adicionados os efeitos dos momentos de 2ª ordem.

Esforços Cortantes

Nas figuras 16 e 17 são exibidos os esforços cortantes máximos retirados do SAP2000®, para a combinação mais crítica, em kN.

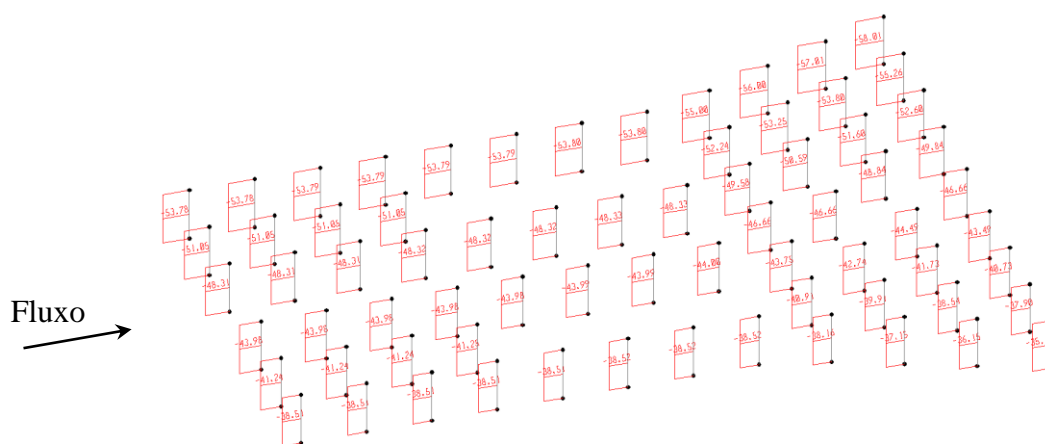


Figura 16. Esforços Cortantes Máximos – Direção do Fluxo – ELU CCE1 (kN)

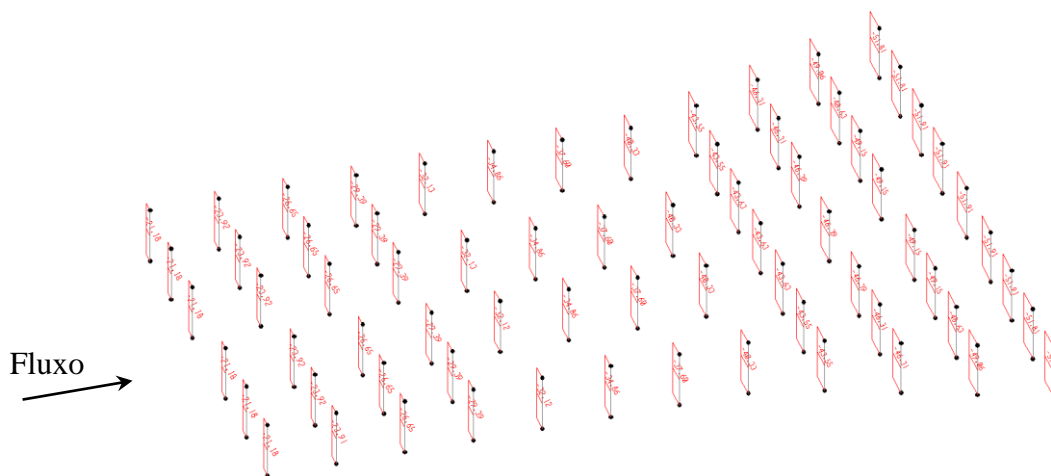


Figura 17. Esforços Cortantes Máximos – Direção Perpendicular ao Fluxo – ELU CCE1 (kN)

O esforço cortante máximo ocorreu na estaca P12, na direção do fluxo, no valor de 58 kN.

Dimensionamento

Para o dimensionamento das estacas foi considerada a atuação dos momentos fletores de 1ª e 2ª ordem, em ambas as direções, para todas as combinações. Devido ao fato da seção das estacas ser circular, foi feito o cálculo simplificado do momento fletor de 2ª ordem através de uma aproximação matemática, onde ele foi calculado como uma seção quadrada com 350 mm de lado em substituição à seção circular com 400 mm de diâmetro.

As estacas foram dimensionadas em seu estado mais crítico, levando em conta o esforço axial e os momentos fletores.

Neste artigo será apresentado, como exemplo, o dimensionamento de duas estacas. Com o auxílio do software GaLa Reinforcement® foram geradas envoltórias de ruptura das estacas P12 e P71, ambas dimensionadas com uma armadura longitudinal de 8 Ø 20 mm e estribos de Ø 8 mm a cada 20 cm.

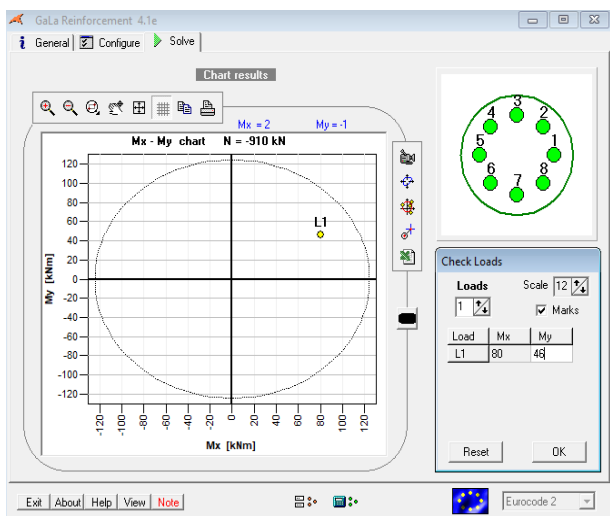


Figura 18. Envoltória de Ruptura – Estaca P71

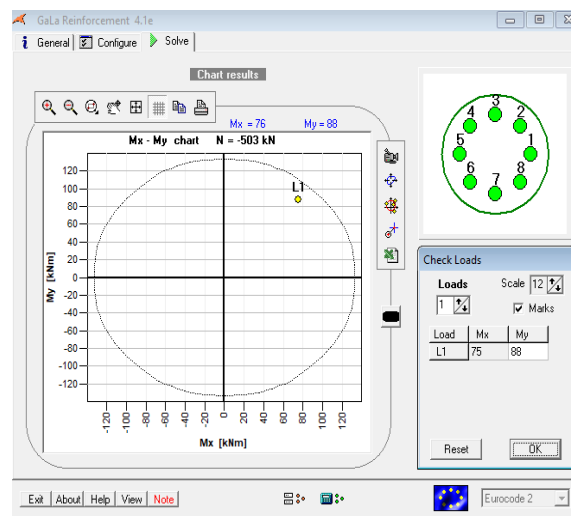


Figura 19. Envoltória de Ruptura – Estaca P12

Conclusões

Devido ao fato da grande variância de resultados que as análises envolvendo a interação solo-estrutura apresentam para definição da capacidade geotécnica de estacas, foi utilizada neste trabalho, a favor da segurança, a média de três métodos diferentes para obtenção da capacidade geotécnica máxima permitida, baseada em um laudo de sondagem SPT próximo ao local da estrutura. O esforço axial mais crítico foi inferior à capacidade de carga admissível obtida pelas análises geotécnicas. O dimensionamento das estacas no Estado Limite Último incluiu a verificação dos efeitos de 2ª ordem para as armaduras longitudinais e a armadura transversal foi dimensionada de acordo com o maior esforço cortante atuante.

Referências

- ALASHKI, I. - GaLa Reinforcement – R/C Analysis & Design – Free Software. AEC Limited. Sofia, BGR. 2001;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. 2019;
- ALONSO, U. R. Exercícios de Fundação. Editora Edgar Blücher Ltda. São Paulo. 1983;
- CINTRA, J. C. A. e AOKI, N. Fundações por Estacas: Projeto Geotécnico. Editora Oficina de Textos. São Paulo. 2010;
- COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB – RJ. Rio de Janeiro. 1999;
- COMPUTERS & STRUCTURES, INC. SAP2000 Analysis Reference Manual. Berkeley, CA, USA. 1995;
- CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. CBDB/Eletrbras. Rio de Janeiro. 1993;
- DECOURT, L. Estacas. Fundações: Teoria e Prática. 2ª ed. Editora Pini. São Paulo. 1998;
- MENDES, Eduardo José. Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2016;

- UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army. Washington, DC, USA. 1995;
- TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Geotechnique, vol. 5, n 4 – Dec. New York. 1955;
- VELLOSO, D. A. e LOPES, F. R. Fundações Profundas – Vol.2 – Editora COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 2002.