

## **ESTUDO GEOTÉCNICO**

### **REFORÇO E ALARGAMENTO DO CAIS 3**

### **PORTO DE IMBITUBA - SC**

**Cliente: CEJEN**

**Local: IMBITUBA – SANTA CATARINA / SC**

Rev.	Data	Descrição da revisão	Elaborado por	Verificado por	Aprovado por	CE
1	14/07/2023	Inclusão de análises	MMSL	FSC	DAC	PR
0	29/06/2023	Para comentários	MMSL	FSC	DAC	PR

**CE - Códigos de emissão**

<b>CC</b> Conforme construído	<b>ES</b> Estudo	<b>OR</b> Para orçamento	<b>PR</b> Preliminar
<b>CD</b> Cancelado	<b>LF</b> Liberado p/ fabricação	<b>PC</b> Para compra	<b>OT</b> Outro
<b>CO</b> Para comentários	<b>IN</b> Para informação	<b>PD</b> Para detalhamento	
<b>CP</b> Como comprado	<b>LC</b> Liberado p/ Construção	<b>PU</b> Para utilização	

## ÍNDICE

1	OBJETIVO .....	3
2	REFERÊNCIAS .....	4
2.1	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA .....	4
2.2	NORMAS BRASILEIRAS .....	5
2.3	NORMAS ESTRANGEIRAS .....	6
3	CARACTERÍSTICAS LOCAIS .....	7
4	CONSIDERAÇÕES EXECUTIVAS .....	12
5	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	15
5.1	SONDAGENS .....	16
5.2	BATIMETRIA E GEOFÍSICO .....	26
5.3	JETPROBE .....	27
6	PARÂMETROS DO SOLO.....	29
6.1	DESCRIÇÃO DO SUBSOLO .....	29
6.2	ESTIMATIVA DE PARÂMETROS .....	30
7	ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	34
8	ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES.....	49
8.1	GEOMETRIA DO MODELO .....	49
8.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	56
8.2.1	DEFORMAÇÕES GERAIS .....	56
8.2.2	ESTUDO DA CONTENÇÃO .....	58
8.2.3	EMPUXOS NAS ESTACAS EXISTENTES.....	64
8.2.4	SEGURANÇA GLOBAL.....	69
8.3	VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA CONTENÇÃO.....	71

## 1 OBJETIVO

O presente documento visa apresentar análises geotécnicas e estruturais referentes à solução de contenção em colunas reforçadas de Jet-grouting para a execução de dragagem para aumento de calado do Cais 3 do Terminal Portuário da SCPAR no Porto de Imbituba, Santa Catarina/SC.

Serão incluídas neste documento análises de estabilidade global executadas através do Software *Geo5 2023 – Estabilidade de Taludes* e análise em elementos finitos para verificação de tensões e deformações ao longo das etapas executivas e de operação através do Software *Plaxis 2D V22*.

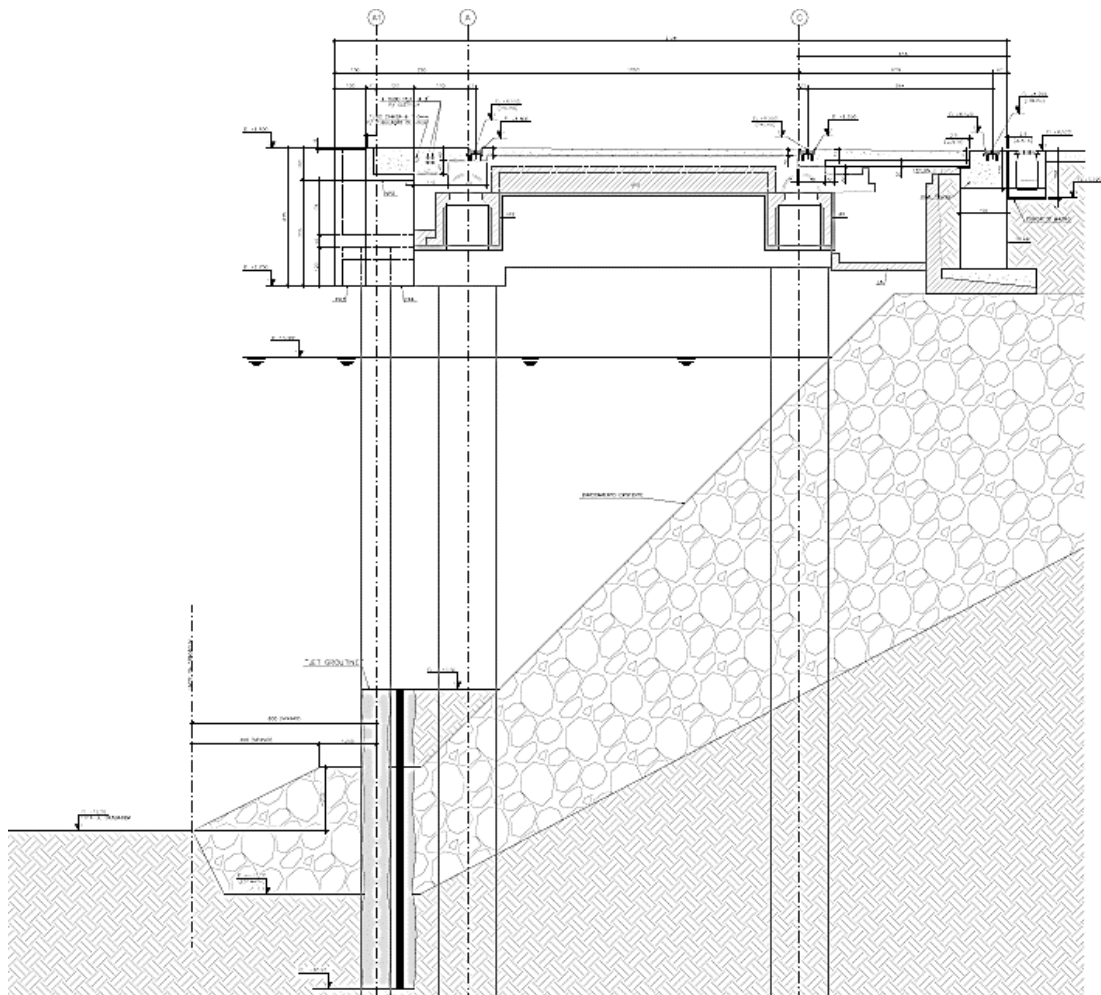


Figura 1 – Seção indicando dragagem

---

## 2 REFERÊNCIAS

### 2.1 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os documentos que serviram como base para a elaboração desta memória estão listados a seguir:

- Sondagens (IN SITU, INFRAS, CTG, CEJEN)
- RDV-303-PE-DES-FUN-001 - LOCAÇÃO DAS ESTACAS E CONTENÇÃO - TRECHO 1 e 2
- RDV-303-PE-DES-FUN-001 - LOCAÇÃO DAS ESTACAS E CONTENÇÃO - TRECHO 3 e 4
- RDV--303-PE-DES-FUN-003 - DETALHE DAS ESTACAS E REFORÇO DA CONTENÇÃO - FORMA E ARMAÇÃO
- RDV-303-PE-DES-FUN-005 - LOCAÇÃO DE SONDAGENS
- RDV-303-PE-DES-FUN-006 - METODOLOGIA EXECUTIVA DA CONTENÇÃO

## 2.2 NORMAS BRASILEIRAS

Todos os cálculos e dimensionamentos seguem prescrições das Normas Brasileiras ou estrangeiras quando aquelas não se aplicarem e se baseiam nas teorias consagradas da resistência dos materiais e concreto armado.

- NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 9062 - Projeto e Execução de Concreto Pré-moldado;
- NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento;
- NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento;
- NBR 7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre;
- NBR 6123 - Forças devido ao vento em edificações;
- NBR 11832 - Defensas Portuárias de Elastômeros;
- NBR 11240 - Utilização de Defensas Portuárias;
- NBR 13209 - Planejamento Portuário – Obras de Acostagem;
- NBR 13246 - Planejamento Portuário – Aspectos náuticos;

---

## 2.3 NORMAS ESTRANGEIRAS

- PIANC - Permanent International Association of Navigation Conference - Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002;
- BS 6349 – Maritime Structure;
- EAU - Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways - 1996 - 70 Edition;
- ROM Standard 2.0-11 - Recomendaciones para el proyecto y ejecución em Obras de Atraque y Amarre.
- API - RP2A - American Petroleum Institute.
- AISC - American Institute of Steel Construction.

### 3 CARACTERÍSTICAS LOCAIS

O Cais 3 do Porto de Imbituba é dedicado à operação de granéis sólidos e está localizado na cidade de Imbituba, litoral sul do estado de Santa Catarina.



Figura 2 - Localização do Cais 3 no Porto de Imbituba / SC ( $28^{\circ}13'55.04''S$ ;  $48^{\circ}39'14.25''O$ ).

A Estrutura do Cais 3 é composta por 4 trechos totalizando uma frente de atracação de 245,00m. Parte da estrutura é denominada de cais e parte de píer. O cais possui 3 trechos, sendo o primeiro com 80,00m de extensão e os outros dois trechos com 55,00m cada e largura constante de 14,40m. O píer está localizado na extremidade direita formada pelo conjunto destes três Cais e possui 55,00 m de extensão e 19,00m de largura.

A estrutura do Cais é composta por fundações de estações de 184cm de diâmetro. O estação apoia no leito de rocha aproximadamente na cota -40,0 metros. Estes são parcialmente preenchidos com concreto armado até a cota aproximada -24,0m para estacas tipo A e -21,0m para estacas tipo B,C,E e F.

No cais os estações estão dispostos em 2 eixos principais espaçados transversalmente de 10,5m e longitudinalmente o vão típico entre estacas é de 12,5m.

A estrutura do Píer é composta por fundações de estacões de  $\varnothing 135$  cm de diâmetro apoiando-se no leito de rocha aproximadamente na cota -40 metros, os quais são compostos por uma camisa metálica de espessura de 6,3 mm até a cota -15,0 m e 9,5 mm no restante do comprimento. Os estacões são preenchidos parcialmente.

No píer os estacões estão dispostos em 3 eixos principais espaçados transversalmente de 8,0 m. Nos eixos de extremidade, os estacões estão locados longitudinalmente de maneira a formar um vão típico de 12,5m. Na porção central os estacões estão dispostos em blocos dispostos longitudinalmente a cada 12,5m.

Originalmente, na concepção do projeto na década de 70 pela Portobrás, foi projetado o enrocamento com inclinação de  $45^\circ$  com extensão de seu pé à frente contemplando dragagem até a elevação -13,00m, conforme indicado abaixo:

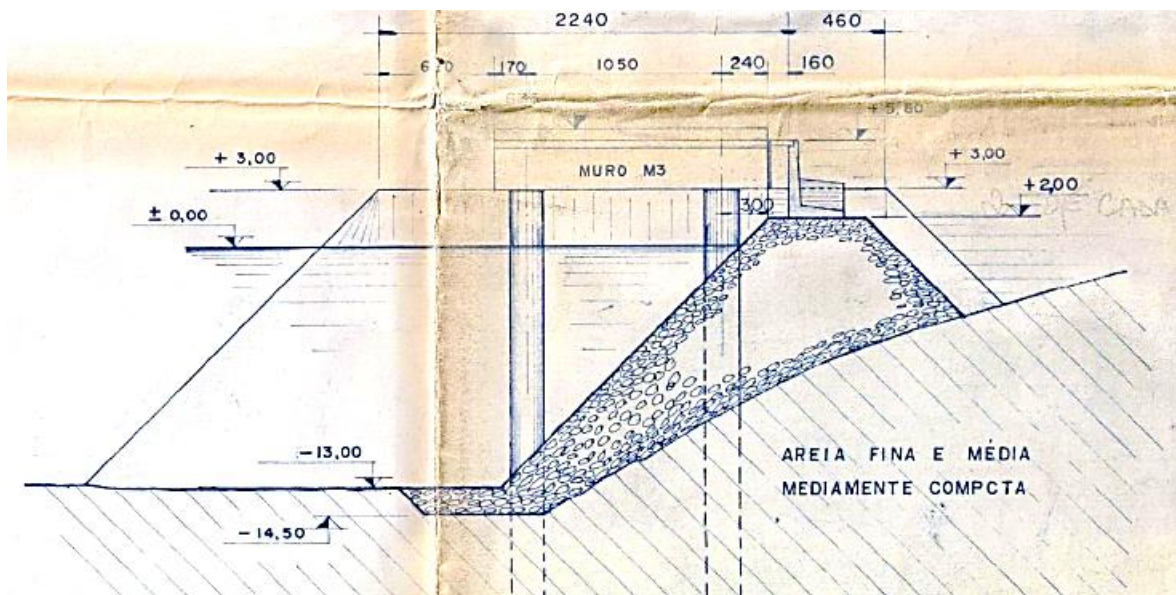


Figura 3 - Concepção do projeto original para dragagem e enrocamento

As obras de alargamento e reforço do trecho de 245,00m do Cais 3 serão constituídas pelo avanço da plataforma na frente de atracação do cais e píer em 2,50 metros em direção ao mar em relação à borda do cais existente (nas seções nos eixos das estacas e onde serão instaladas as defensas), e por um alargamento de 1,50m entre eixos de estacas.

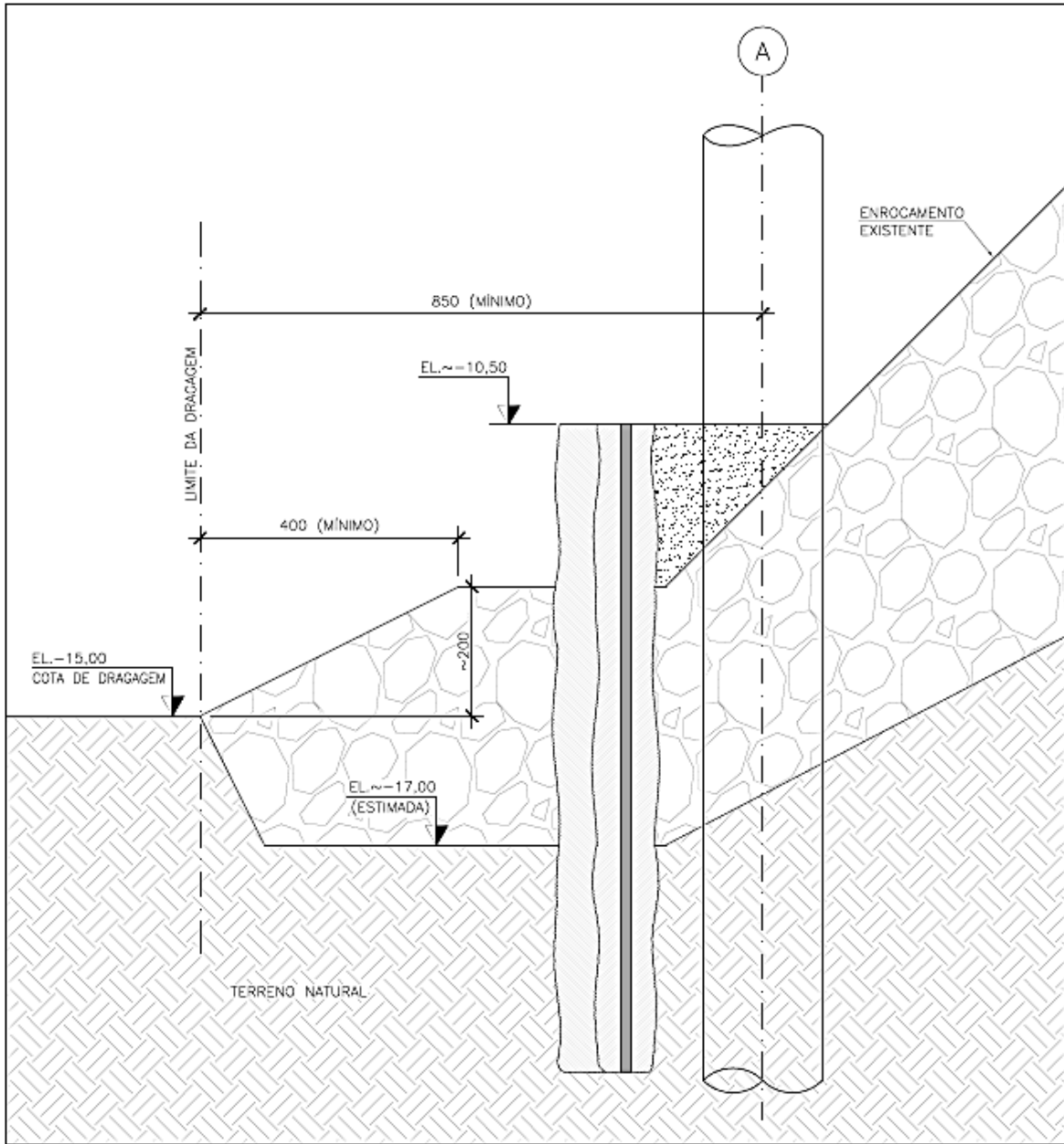
A nova frente de atracação será apoiada sobre estacas escavadas/tubadas de 90 cm de diâmetro, com camisa de 12,5mm e alinhadas ao eixo das estacas existentes, espaçadas de 12,50 m e apoiadas em solo muito resistente, com SPT >40.

Para aumento da profundidade do calado para a cota -15,00, serão executadas estacas de reforço espaçadas de 12,5m à frente das estacas tubadas existentes. Próximo ao alinhamento das novas estacas, são previstas 2 linhas de colunas de Jet Grouting espaçadas de 62,5cm com diâmetro acabado mínimo de 80,0cm. A linha de colunas de Jet mais próxima do cais existente será reforçada com pinos de estaca raiz com diâmetro mínimo de 15cm de maneira alternada para aumentar a resistência do sistema.

Para ultrapassagem do colchão de enrocamento presente na área da contenção durante a execução das colunas de jet-grouting, será utilizada perfuração através de martelo à roto-percussão ao longo da camada de enrocamento.

De maneira a evitar desperdício de material por preenchimento de vazios no enrocamento e extravasamento superficial, o Jet Grouting deverá ser executado com pressão controlada.





**Figura 5 - Configuração final do reforço para dragagem**

#### 4 CONSIDERAÇÕES EXECUTIVAS

A presença do avanço do enrocamento constitui a maior dificuldade da obra para aumento do calado. A contenção deve garantir a segurança adequada para dragagem do fundo marinho até a elevação -15,00m. Durante sua execução também deve ser garantido o menor impacto ambiental possível, visto as diretrizes de conservação ambiental locais.

O uso de colunas de JG é muito mais seguro do que o uso de estacas escavadas tangentes ou secantes. Para a execução das colunas de JG são executados furos encamisados de apenas de cerca de 15,00cm.

Uma vez aplicada a pressão variável de maneira controlada, pode-se evitar o transbordo de nata na finalização da coluna. A perfuração em enrocamento para a execução do JG, mais ruidosa do que o trecho em solo, é estimada em apenas 2,0m de altura para cada coluna.

A execução das estacas de carga, estimadas no Projeto Executivo com total de 22 unidades, poderá ser facilitada com a execução pontual de colunas de JG ao redor de suas locações.

O sistema de execução do Jet Grouting foi desenvolvido principalmente para uso em áreas urbanas, sendo considerado como silencioso.

Para evitar a contaminação do leito marinho, a perfuração e execução das colunas de Jet Grouting são executadas com os seguintes procedimentos:

- a - Velocidade variável, em função da profundidade do furo.
- b - A pressão de injeção da nata de cimento varia de cerca de 3,00MPa, na base da coluna, até 0,10MPa, na superfície do furo.

O Jet Grouting - com pressão controlada variável é uma técnica de melhoria de solos desenvolvida na década de 70, para ser utilizada diretamente no interior de enrocamentos e solos, sem escavação prévia, utilizando os procedimentos executivos abaixo indicados:

### **Fase 01 – Execução de colunas teste**

De forma a efetuar uma verificação e confirmação dos pressupostos de projeto, tais como:

- Metodologia executiva;
- Características dos equipamentos;
- Dosagem da nata de cimento;
- Nível de ruído máximo;
- Definição da pressão de injeção para que não exista extravasamento da nata de cimento no leito marinho

Uma a duas semanas após execução das colunas, deverão ser efetuados testes para aferição ou adaptação dos parâmetros de execução, nomeadamente a velocidade de extração e rotação do equipamento de perfuração, a pressão e o caudal de injeção e especialmente, a dosagem e os aditivos da nata de cimento a utilizar.

As características das colunas de ensaios deverão ser estabelecidas face às características dos enrocamentos e terrenos previstos atravessar, da cota da plataforma de trabalho, e das premissas de projeto.

### **Fase 02 – Perfuração das colunas**

A perfuração realiza-se com métodos e procedimentos que permitem a perfuração revestida de enrocamentos e matacões.

A perfuratriz utiliza hastes de perfuração com ponteiras especiais para o processo de roto percussão. O diâmetro da ferramenta roto percussiva é da ordem de 6”.

Este sistema foi desenvolvido e já utilizado no Japão desde 1970 e no Brasil desde 1982, em áreas urbanas, sendo considerado como silencioso e de baixa vibração; o que é ainda mais evidente em enrocamentos soterrados, que é o caso em questão.

### **Fase 03 – Tratamento com nata de cimento**

Na extremidade inferior da haste de perfuração, antecedendo a ferramenta de corte, está instalado um dispositivo no qual são alojados bicos de injeção.

No caso de tratamentos e reforços de enrocamentos, imprime-se à haste um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que a haste metálica é recolhida através do furo com uma velocidade variável, em função da profundidade da injeção.

A pressão de injeção da nata de cimento varia de cerca de 3,00MPa até 0,10MPa, também em função da profundidade.

Estes procedimentos especiais evitam que a nata de cimento transborde e caia no leito marinho.

Na preparação da calda poderão ser usados aditivos e adjuvantes que comprovadamente diminuam o tempo de cura da nata, diminuindo ainda mais eventuais riscos de vazamentos para o leito marinho.

Desta forma, as pedras do enrocamento são aglutinadas entre si pela ação auto - endurecedora da calda de cimento, formando um corpo consolidado equivalente ao concreto ciclópico, com resistência da ordem de 10,00MPa para areias.

## 5 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Na etapa de projeto básico foram executadas sondagens mistas e geofísicas para caracterização do solo e identificação geométrica dos limites do enrocamento.

Foi também realizada campanha de jet probe para identificação da elevação do enrocamento a frente do cais na fase executiva.

As investigações indicam enrocamento com avanço considerável do pé horizontalizado com espessura podendo variar entre 1,50m e 4,00m com elevação de topo entre -13,00m e -15,50m e elevação de fundo podendo variar ao longo do cais.

O fundo marinho atual (com elevação média de -10,50m) próximo ao cais muito provavelmente foi formado por sedimentação de material assoreado sobre o enrocamento após sua conclusão – ao longo de 40 anos. Este material sobre as rochas deve ser preferencialmente mantido, uma vez que fornece maior resistência na estabilidade do próprio enrocamento.

A solução de contenção deve prever o transpasse do pé do enrocamento além de avanço em solo até comprimento adequado de ficha abaixo da cota de dragagem. Estas avaliações não são válidas para o trecho inicial do cais com enrocamento mais elevado, onde já se prevê não haver atracação, a princípio.

## 5.1 SONDAGENS

O projeto consta de duas campanhas mais representativas das características do subsolo executadas pela CTG e pela INFRAS com locação indicada abaixo.

As sondagens da INFRAS foram executadas no alinhamento frontal atual do cais existente e penetrou somente até a elevação -20m.

As sondagens CTG foram executadas 5m e 29m atrás do alinhamento frontal e se estenderam até o impenetrável.



Figura 6 - Locação de Sondagens - INFRAS

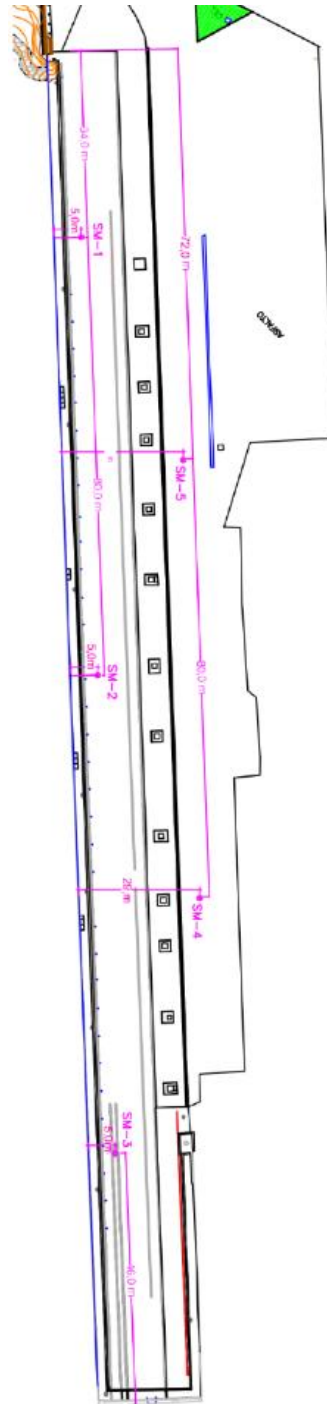
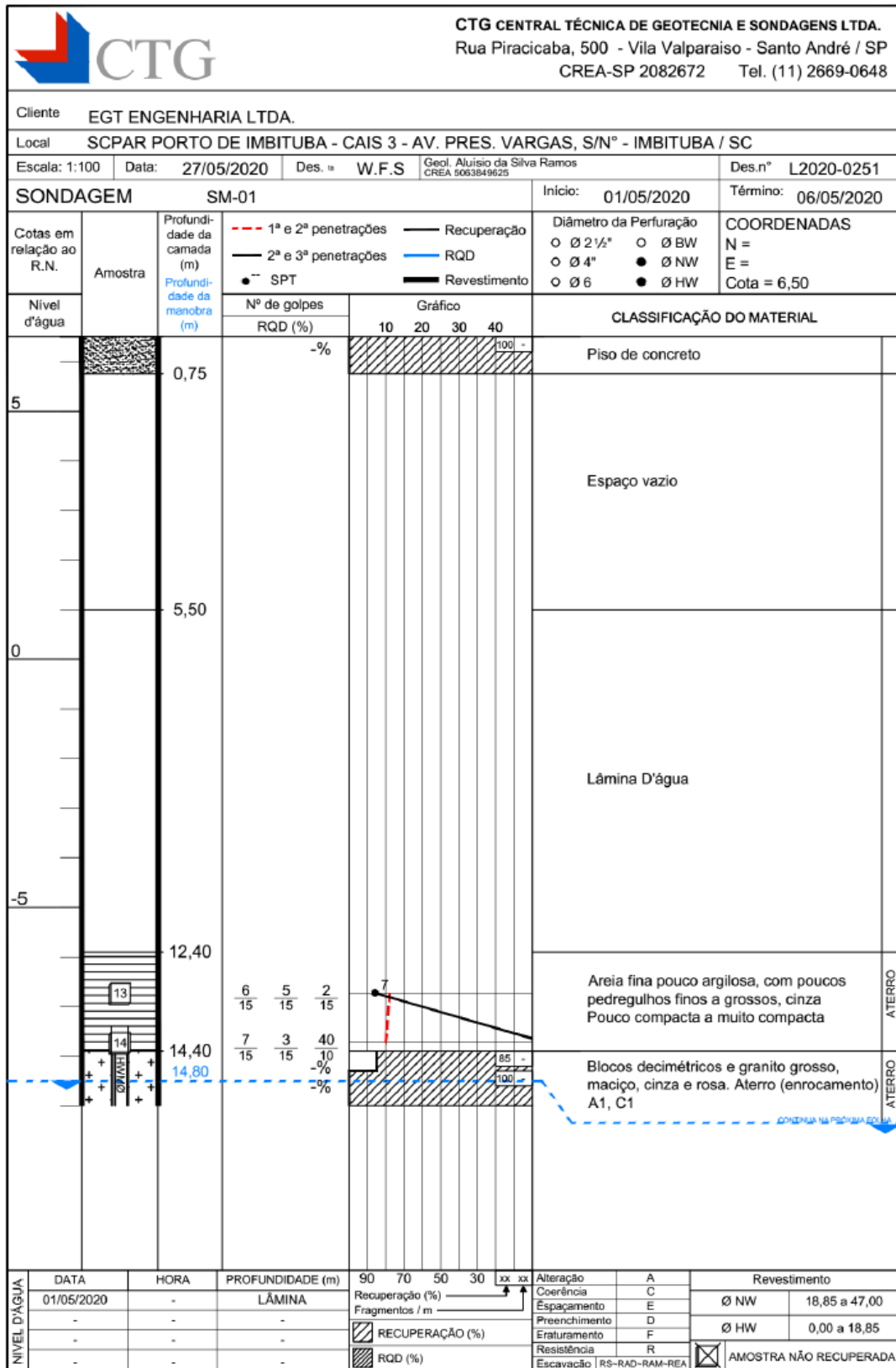
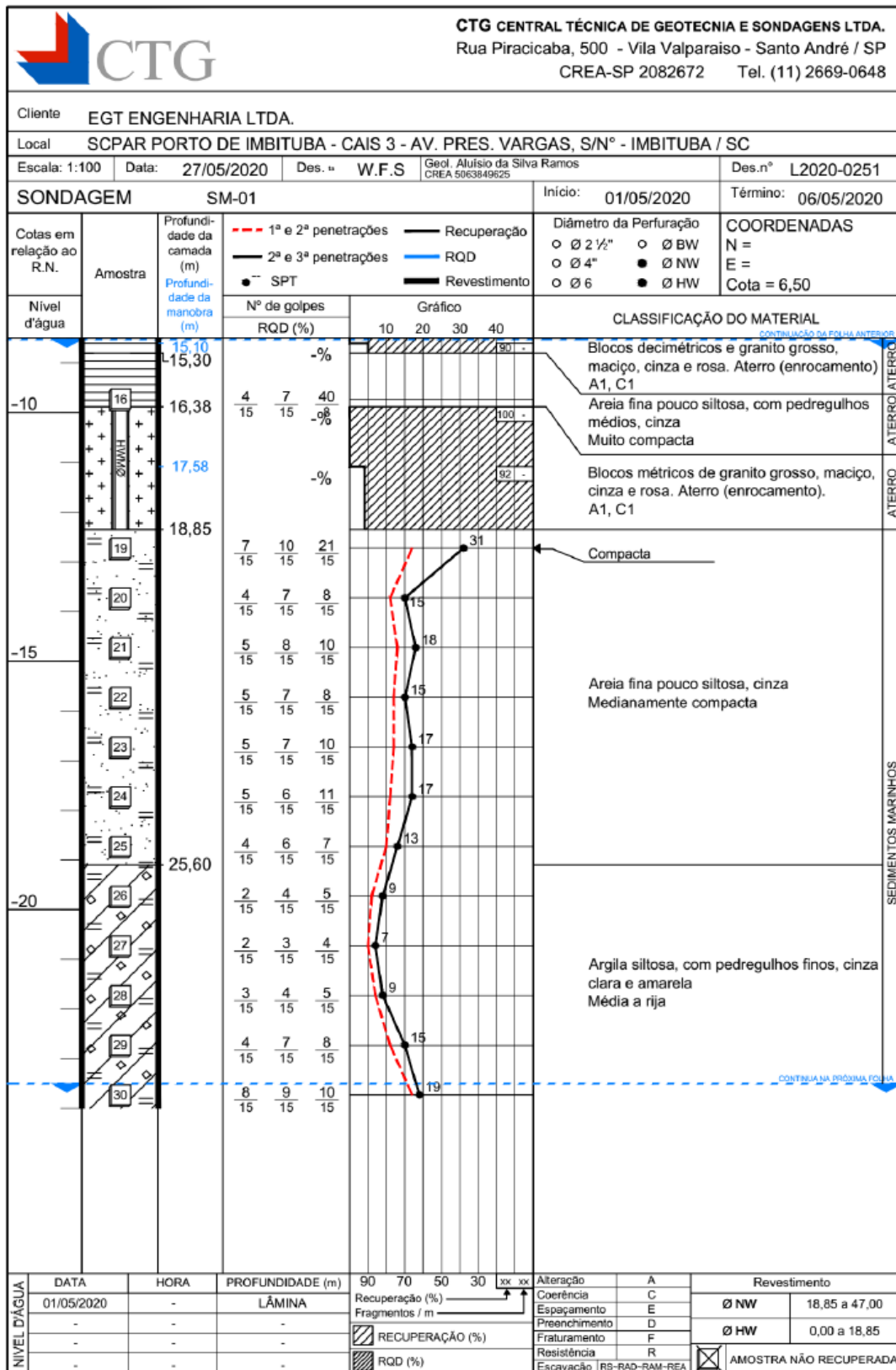
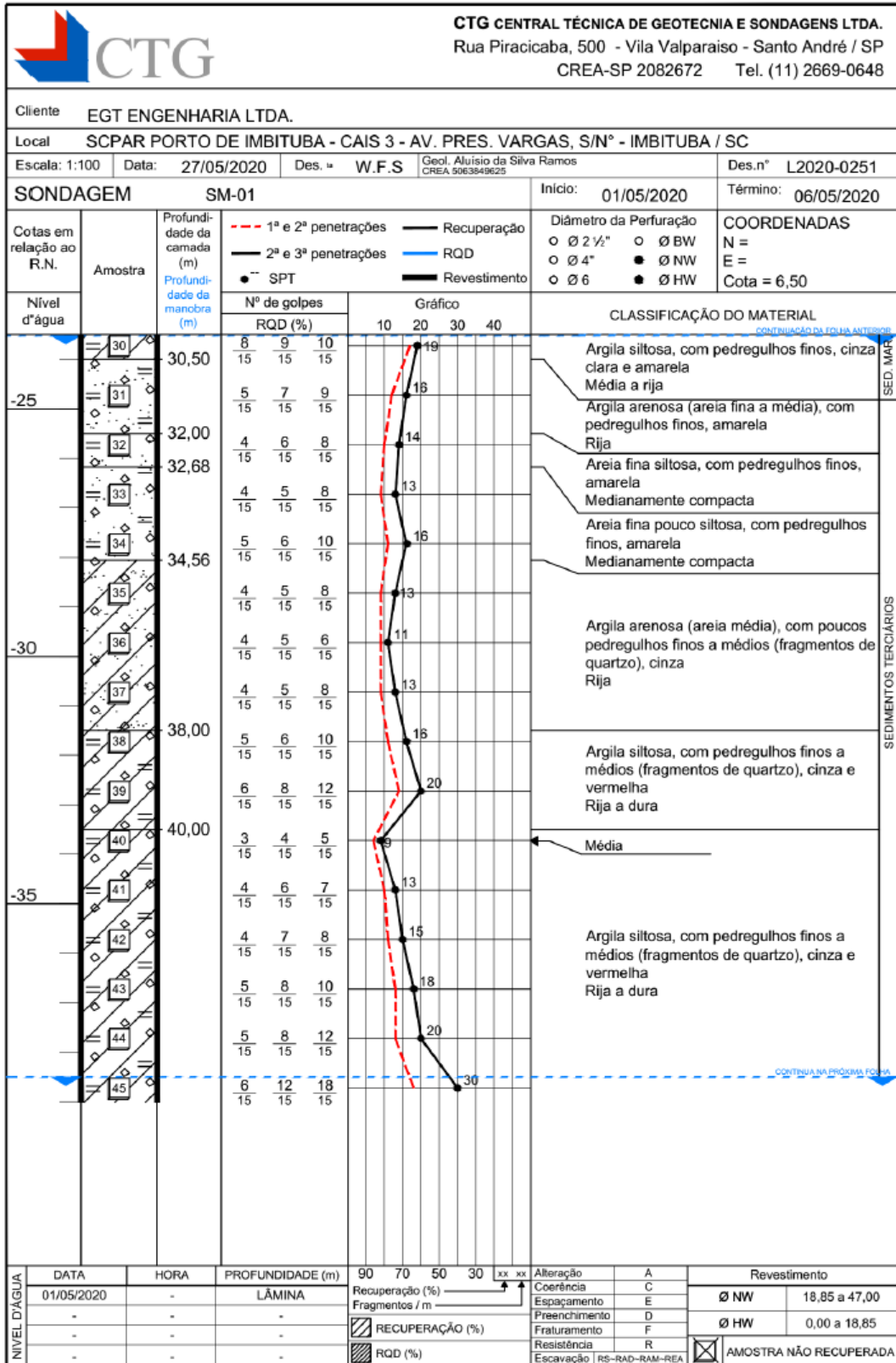


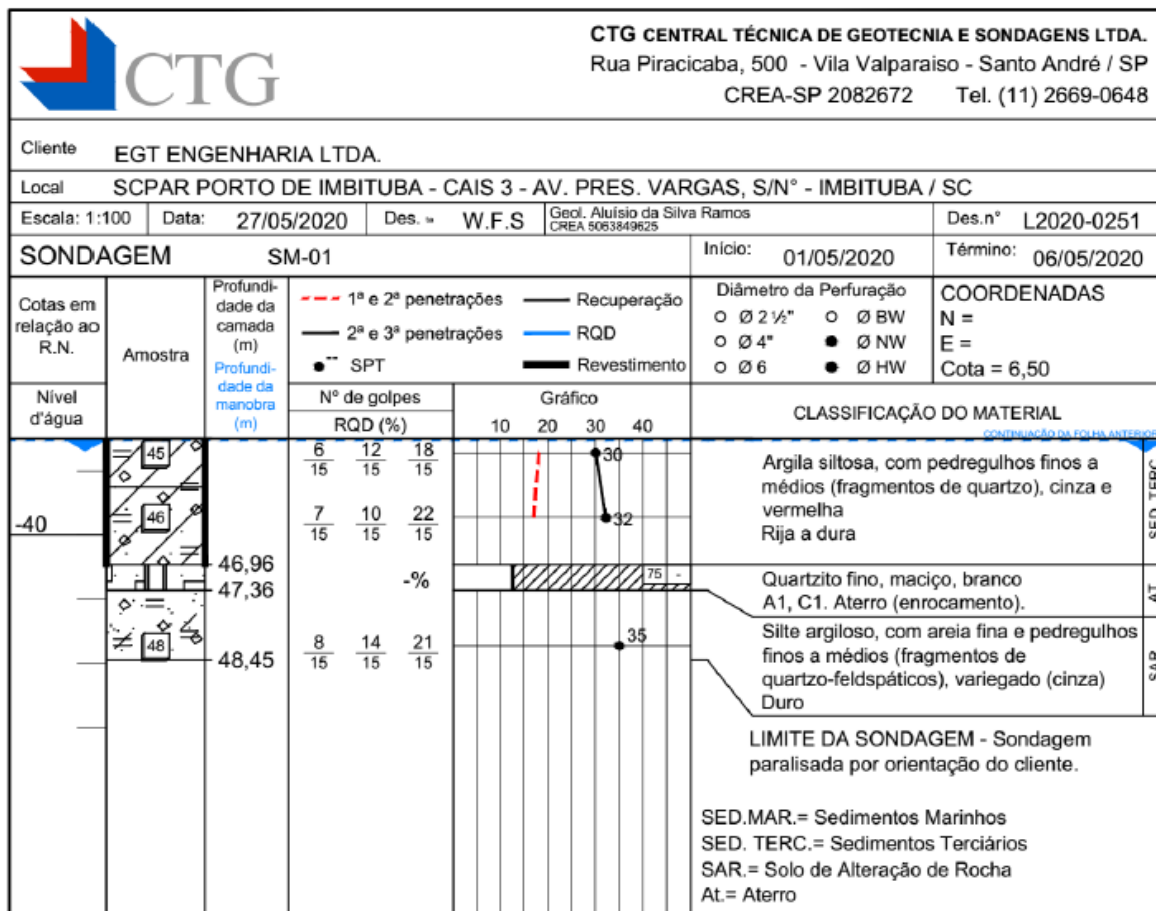
Figura 7 - Localização de Sondagens - CTG

- SM-01 (CTG) – Sobre o cais

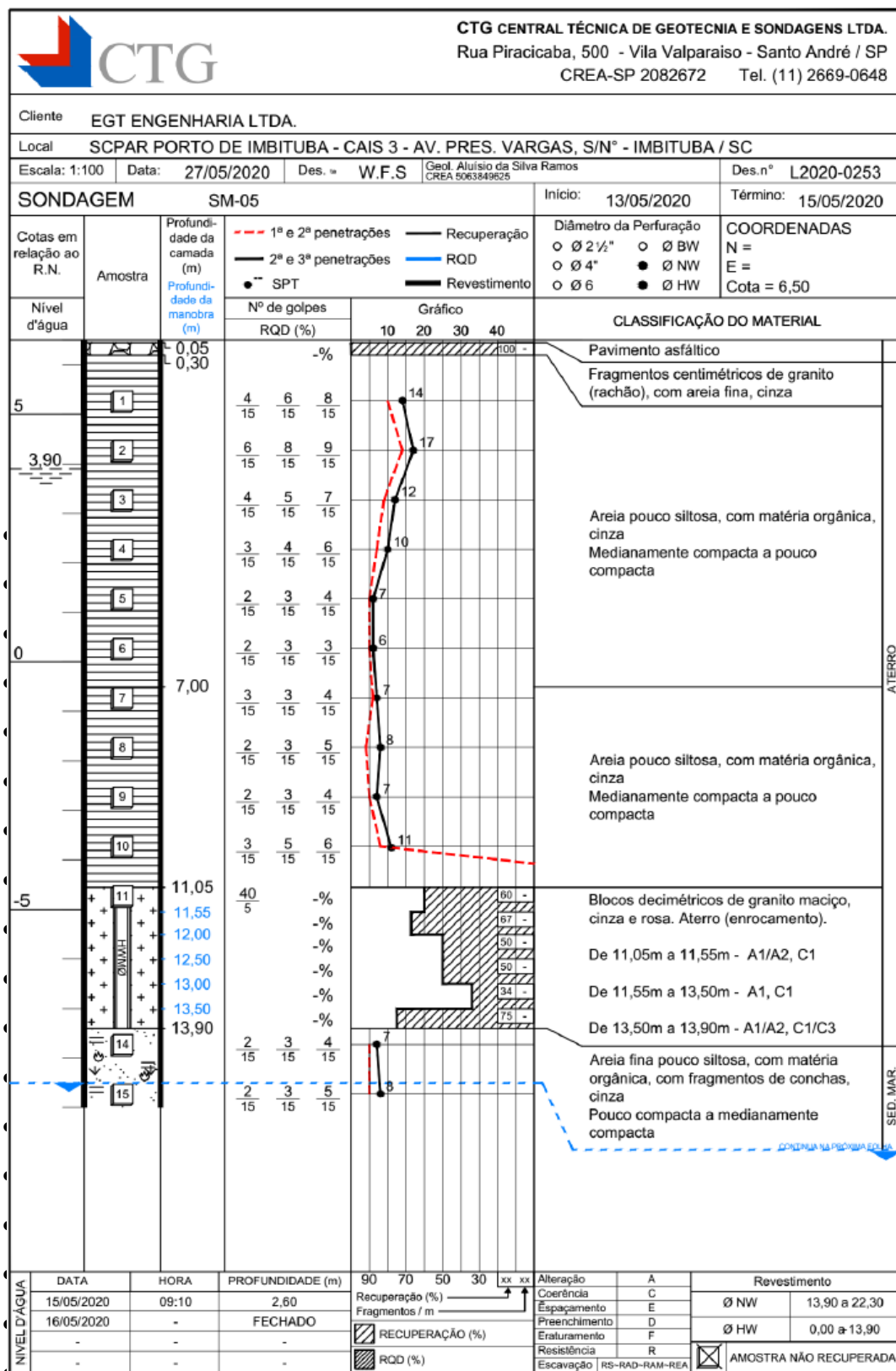


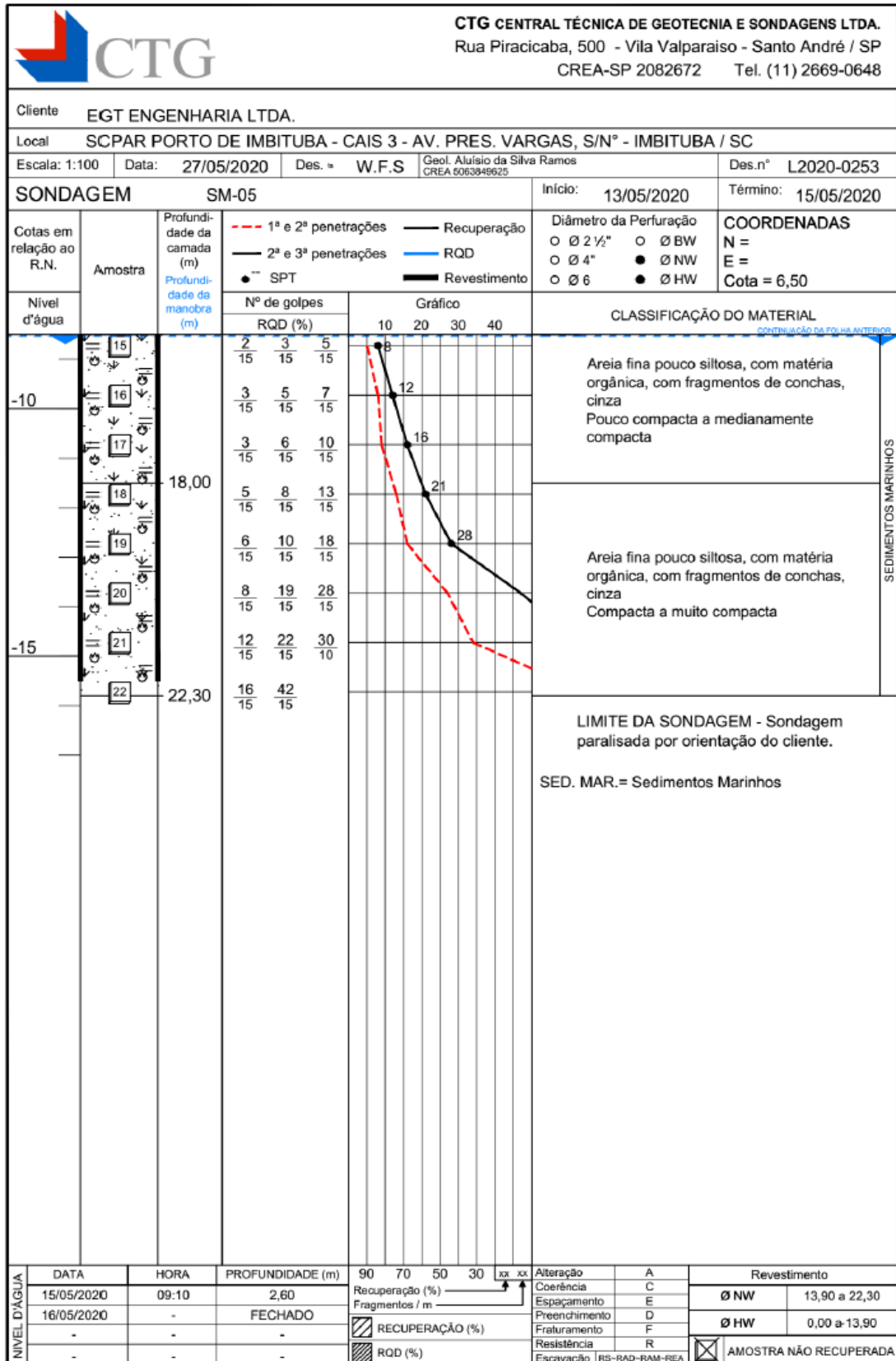






- SM-05 (CTG) – Sobre a retroárea







PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA		CLIENTE: INFRAS ENGENHARIA LTDA	COOTA: +6,35 DNH	INC: V°	DATA: 11/11/22										
S 03		OBRA: CAIS 01 E 03	COORDENADAS	DIRL:	FOLHA: 02 / 02										
		LOCAL: PORTO DE IMBITUBA SC	N: 0730239	INÍCIO: 09/11/22	REVISÃO: 11/11/22										
			E: 0674894	TÉRMINO: 09/11/22	RESP. LUIS O. RAMOS CREA 128744										
			FUBO:	REF.: 6003	TÉC.:										
ESCALA	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO - RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	ROCHAS - % DE RECUPERAÇÃO	SPT Nº DE GOLPES	TORQUE	DESIGNAÇÃO DA QUALIDADE DA ROCHA % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
			-15,26	AREIA ARGILOSA COM PEDREGULHOS, DE GRANULAÇÃO VARIADA, CINZA, FRIÁVEL COMPACTA						16	21				
			-17,16	MATAÇÕES DE GRANITO INTERCALADO COM SOLO ARNOSO, MEDIANAMENTE RESISTENTE, EXTREMAMENTE FRATURADA, RUGOSA, VARIEGADA				IMPERMEÁVEL PERCUSSÃO (AMCS 1000) Item 5.2.4.2 DA ABNT NBR 4904/2020	45%			0%			
			-20,28	AREIA POUCA ARGILOSA FINA, CINZA, NÃO PLÁSTICA											
OBSERVAÇÕES:															
<i>Loor</i>															
		<p>GRAU DE ALTERAÇÃO — A1 - ROCHA SA • A2 - POUCO ALTERADA • A3 - MEDIANAMENTE ALTERADA • A4 - MUITO ALTERADA • A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA</p> <p>GRAU DE COERÊNCIA — C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA BRANDA • C5 - MUITO BRANDA</p> <p>GRAU DE FIDELIDADE — D1 - 75 A 100 - BOA EXEC. • D2 - 50 A 75 - REGULAR • D3 - 25 A 50 - POBRE • D4 - 0 A 25 - MUITO POBRE</p> <p>GRAU DE FRATURAMENTO — F1 - MUITO POUCO • F2 - POUCO FRATURADA • F3 - MEDIANAMENTE FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA • F5 - EXTREMAMENTE FRATURADA (S)</p> <p>ORIENT. DESCONTINUIDADES — H - HORIZONTAL • SH - SUBHORIZONTAL (P &lt; 30°) • I - INCLINADA (30° a 75°) • SV - SUB VERTICAL (75° a 90°)</p> <p>CARACT. DESCONTINUIDADES — P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRADA • S - SEDIMENTADA • O - OKEDADA</p> <p>N.A.N.F.E. — NÍVEL D'ÁGUA NÃO ENCONTRADO</p>													

## 5.2 BATIMETRIA E GEOFÍSICO

O estudo batimétrico foi realizado em conjunto com o Geofísico e identificou possível avanço do pé do enrocamento até 12,0m de maneira variável à frente do alinhamento do cais existente.

O possível avanço de 12,0m se encontra na área esperada de atracação e dragagem. Entretanto, é notório o avanço do enrocamento em direção ao início do cais, o que é esperado visto a geometria local.

O estudo não identifica, porém, a espessura média do pé do enrocamento.



**12m**

Figura 8 - Alinhamento estimado do pé do enrocamento

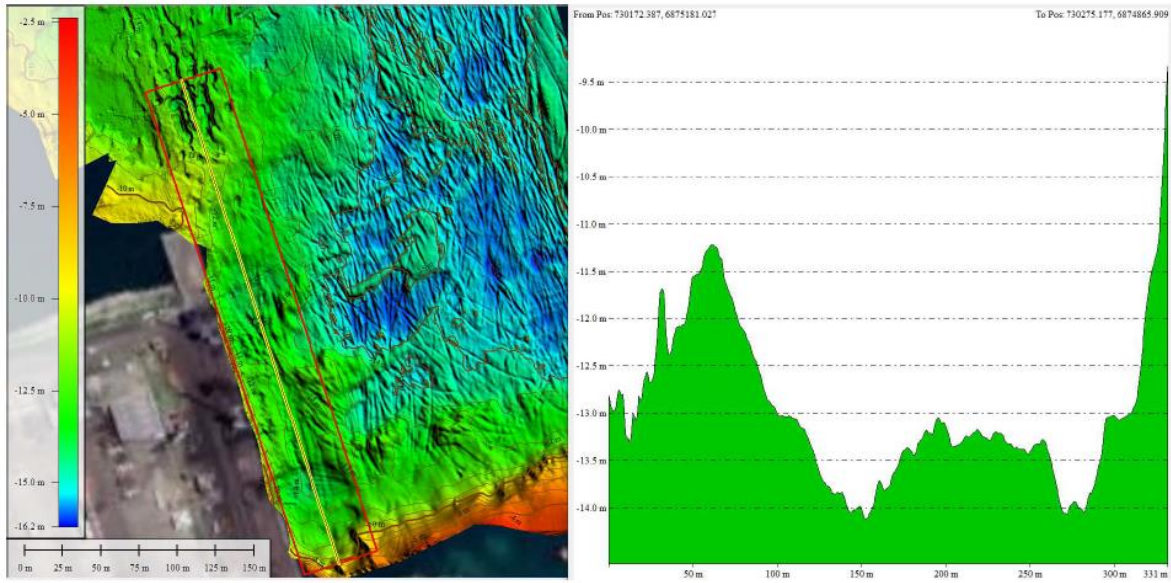
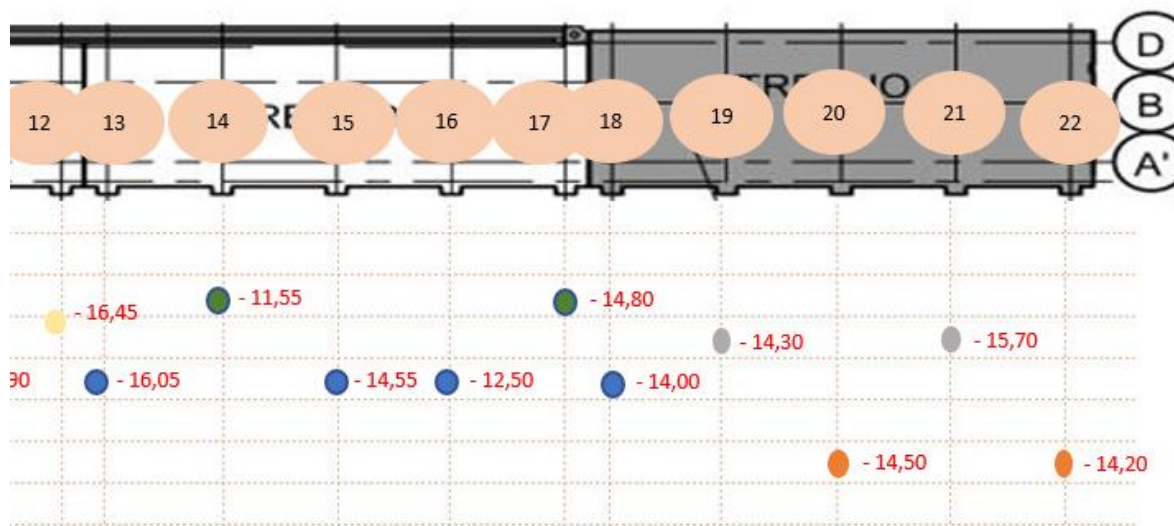


Figura 9 - Batimetria aferida em frente ao Cais3

### 5.3 JETPROBE

A execução do Jet probe permitiu a identificação mais acurada do leito marinho e topo do enrocamento com os seguintes resultados:





**Figura 10 - Localização e elevações identificadas do topo do pé do enrocamento**

DATA	EIXO	Afast. (m)	h solo (m)	EL. Fundo mar.	EL. Enrocamento
19/03/23	4	2	5,15	-8,40	-13,55
20/03/23	4	6	3,80	-12,90	-16,70
19/03/23	5	4	4,15	-9,50	-13,65
19/03/23	6	2	4,15	-9,68	-13,83
19/03/23	7	4	4,20	-9,47	-13,67
19/03/23	8	2	4,20	-9,85	-14,05
19/03/23	9	4	5,20	-10,48	-15,68
21/03/23	10	4	1,70	-11,10	-12,80
21/03/23	11	4	1,50	-11,40	-12,90
21/03/23	12	3	5,40	-11,05	-16,45
21/03/23	13	4	5,70	-10,35	-16,05
21/03/23	14	2	1,60	-9,95	-11,55
21/03/23	15	4	3,25	-11,30	-14,55
21/03/23	16	4	1,60	-10,90	-12,50
21/03/23	17	2	4,90	-9,90	-14,80
21/03/23	18	4	2,80	-11,20	-14,00
21/03/23	19	3	2,00	-12,30	-14,30
21/03/23	20	6	4,20	-10,30	-14,50
21/03/23	21	3	4,40	-11,30	-15,70
21/03/23	22	6	4,60	-9,60	-14,20

Topo médio do enrocamento:

Afastamento = 2 m: -13,6 m  
 Afastamento = 3 m: -15,5 m  
 Afastamento = 4 m: -14,0 m  
 Afastamento = 6 m: -15,1 m  
 Geral: -14,6 m

Fundo marinho médio: -10,5 m

Espessura média de solo sobre enrocamento:  
 3,7 m

Nota-se variação considerável na elevação do topo do enrocamento e do fundo marinho ao longo do cais.

## 6 PARÂMETROS DO SOLO

### 6.1 DESCRIÇÃO DO SUBSOLO

Conforme as sondagens de referência, na retroárea existe camada superficial do que se assume ser um aterro arenoso pouco siltoso (possivelmente de formação por meio hidráulico) que se estende por até 10m de profundidade com Nspt médio de 10.

Sob estaca camada as sondagens indicam presença de um enrocamento que não é descrito no projeto original e não consta informação sobre o mesmo e se faz parte do corpo do enrocamento sob o cais. Por segurança, não será incluído na estratigrafia da retroárea.

Abaixo, ocorre areia fina pouco siltosa cinza com fragmentos de conchas e Nspt médio de 20 em camada que se estende até por volta da elevação -20,0m.

Sob esta camada, se apresentam intercalações de camadas de argila siltosa ou arenosa com pedregulhos de dureza variável e crescente com a profundidade até, pelo menos a elevação -46,0m onde as sondagens foram interrompidas e seu Nspt está por volta de 30 golpes.

A frente do cais e sob ele é identificado o enrocamento em angulação de 45° com avanço do pé, como citado anteriormente. O granito é formado por blocos de granito grosso maciço de grande resistência. O projeto original impôs dragagem executada até a elevação -13,00m. Entretanto, hoje pode ser encontrada camada de material areno argiloso sobre o enrocamento, provavelmente advindo do processo de assoreamento ao longo dos anos.

## 6.2 ESTIMATIVA DE PARÂMETROS

Para modelagem mais acurada da estratigrafia do solo, foram estimadas as propriedades e parâmetros do solo baseados em nossa experiência e relatos bibliográficos, como por exemplo, correlação entre compactidade e parâmetros de resistência.

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco fofa (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

### Areias e Solos Arenosos

Compacidade	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ °
Fofa	1,6	0	25 - 30
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40
Compacta	2,0	0	40 - 45
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45

### Argilas e Solos Argilosos

Consistência	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ °
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0
Média	1,7	2,5 - 5,0	0
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0
Dura	> 2,0	> 15,0	0

Solo	Coefficiente de Poisson (v)
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não-saturada	0,1-0,3
Argila arenosa	0,2-0,3
Silte	0,3-0,35
Areia compacta	0,2-0,4
Areia grossa (e = 0,4 a 0,7)	0,15
Areia fina (e = 0,4 a 0,7)	0,25
Rocha (depende do tipo)	0,1-0,4
Concreto	0,15
Gelo	0,36

Para areias, Teixeira (1996) adota, para ângulo de atrito de areias:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^{\circ}$$

Outro método empírico estimativo para módulo elástico do material, segundo Teixeira & Godoy (1996), pode ser descrito por :

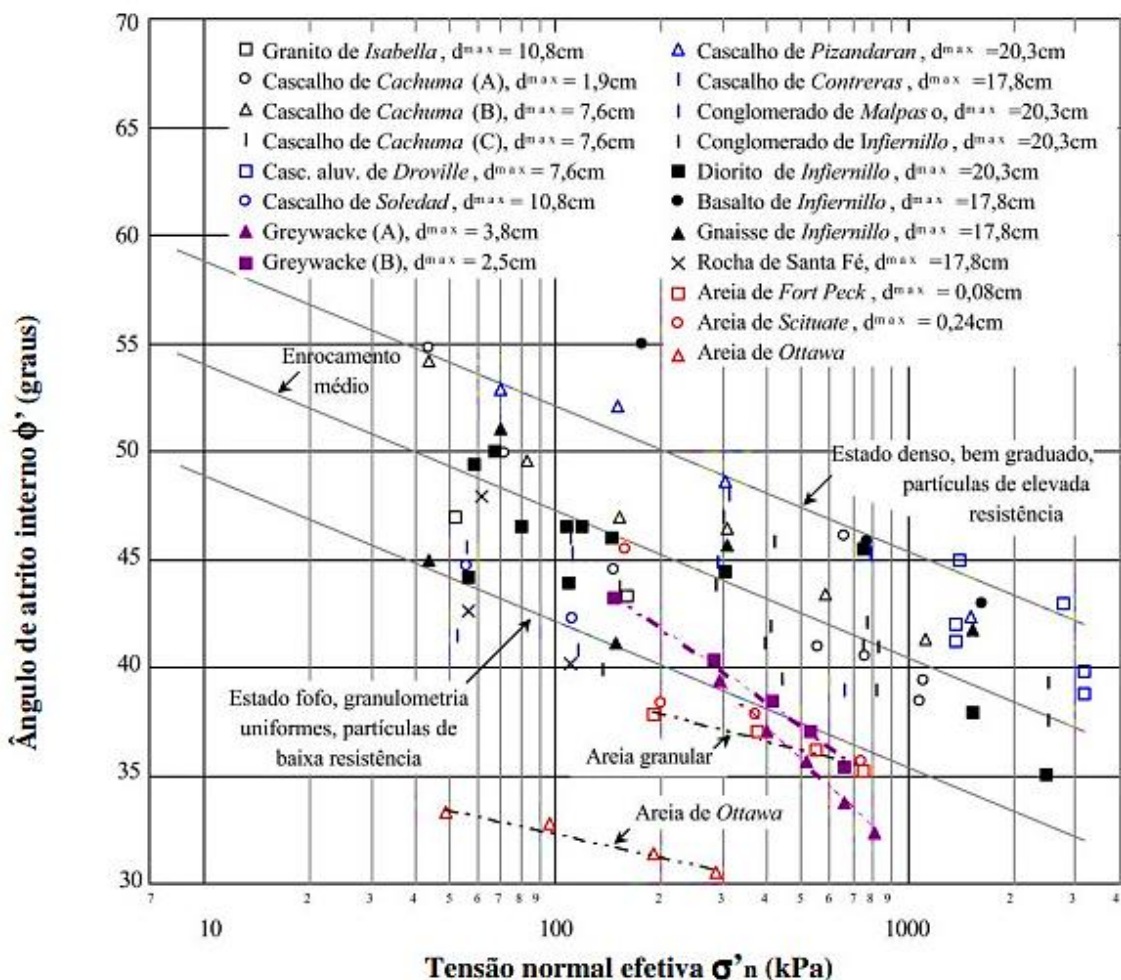
$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N$$

Onde,  $\alpha$  e K são sugeridos abaixo.

Solo	K (MPa)	Solo	$\alpha$
Areia com pedregulhos	1.10	Areia	3
Areia	0.90	Silte	5
Areia siltosa	0.70	Argila	7
Areia argilosa	0.55		
Silte arenoso	0.45		
Silte	0.35		
Argila arenosa	0.30		
Silte argiloso	0.25		
Argila siltosa	0.20		

Para estimativa do enrocamento, pode-se tomar como referência o estudo de Leps (1970) e Indraratna et al. (1993) que correlaciona a resistência do enrocamento, seu ângulo de atrito interno, com a pressão normal efetiva no corpo do enrocamento.

O enrocamento é submerso em maior parte e possui altura variável de 2 a 9m, aproximadamente. O que significa que a pressão máxima sua parte inferior tem valor médio de  $5,5m \times 10 \text{ kN/m}^3 = 55 \text{ kN/m}^2$ .



**Figura 11 - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal efetiva em enrocamentos e pedregulhos**

Considerando a aplicação do jet-grouting, seus parâmetros podem ser estimados conforme o material incorporado. De acordo com Carreto (1999) a resistência à compressão do jet-grouting pode ser definida da seguinte maneira para diferentes tipos de solo e a resistência ao cisalhamento do solo tratado é, em geral, assumida como sendo igual a 10 a 15% da resistência à compressão simples.

Autores/data	A/C	Tipo de solo – resistência à compressão simples (MPa)				
		Argila orgânica	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Baumann <i>et al.</i> (1984)	1:1,5	-	-	6 a 10	10 a 14	12 a 18
	1:1,0	-	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10
Teixeira <i>et al.</i> (1987)	-	0,5 a 2,5	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-
Paviani (1989)	-	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40
Welsh e Burke (1991)	-	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Guatteri <i>et al.</i> (1994)	-	-	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-
JJGA (1995)	-	0,3	1	1 a 3	-	-

São também recomendadas as seguintes correlações para módulos de elasticidade E conforme a Japanese Jet Grout Association (1995):

Solos Arenosos: E = 100 a 300 MPa

Solos argilosos: E = 100 MPa

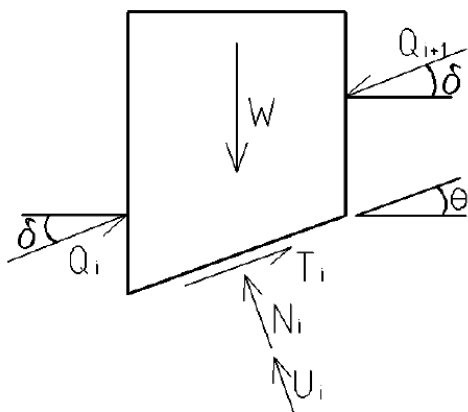
Argilas Orgânicas: E = 30 MPa

Os parâmetros dos solos a serem empregados nas análises são indicados a seguir.

Camada de Solo	Aterro	Areia Siltosa	Argila Silto Ar.	Enrocamento	JetGrout	Depósito Marinho
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,0	17,0	18,0	20,0	20,0	16,0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,0	17,5	18,5	20,0	20,0	16,5
E' (kN/m <sup>2</sup> )	30.000	50.000	32.000	100.000	150.000	10.000
$\nu$ (nu)	0,3	0,3	0,4	0,2	0,15	0,4
c' (kN/m <sup>2</sup> )	5,0	15,0	50,0	5,0	400,0	10,0
$\phi'$ (phi)	32,0	33,0	24,0	55,0	0,0	24,0

## 7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O método de análise de taludes utilizado foi o método das fatias através da hipótese de Spencer (método rigoroso) que considera o maior número de equações de equilíbrio da massa de solo.



O fator de segurança indicado é o menor fator de segurança possível correspondente à superfície de ruptura mais crítica, considerando a razão entre resistência / esforços considerando todas as fatias na análise. Os esforços nesta equação incluem o peso do solo da fatia, os empuxos das fatias vizinhas, variação de poro-pressão ao longo da fatia e sobrecargas.

A estimativa do fator de segurança relaciona os dois parâmetros de resistência, que são a coesão  $c'$  e o ângulo de atrito  $\phi'$ .

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \text{sen} \theta_i} \sum \left\{ [c' l_i + (W_i - u_i l_i) \text{tg} \phi'] \frac{1}{m_\theta} \right\}$$

Para a análise de estabilidade foi feito um comparativo da configuração e geometria atual do cais com a futura configuração do projeto executivo. Notou-se que o fator de segurança FS encontrado para a situação atual quando aplicada a sobrecarga de 50 kN/m<sup>2</sup> na retroárea, encontra-se próximo a 1,50 (valor mínimo conforme a NBR 11682), porém inferior.

Ainda com a altura dragada, a execução do reforço para a contenção incrementa o fator de segurança FS, melhorando a segurança global de todo o cais.

Na análise de estabilidade o reforço do jet grouting foi modelado como um elemento antideslizante circular com diâmetro de 15cm, espaçado de 1,25m e com resistência ao cisalhamento igual à resistência das barras de aço do reforço (4φ25mm por reforço).

O resultado das análises é apresentado abaixo.

### Configuração atual (Etapa de construção 1)

#### Projeto

Data : 19/06/2023

#### Configurações


Brasil

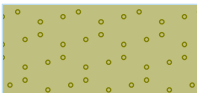
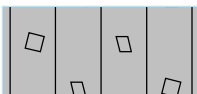
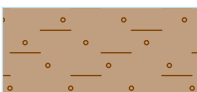
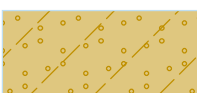
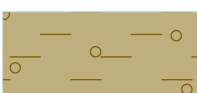


#### Análise de estabilidade

Fatores de segurança		
Situação permanente do projeto		
Fator de segurança :	SF <sub>s</sub> =	1,50 [-]

#### Parâmetros do solo - estado de tensão efetivo

No.	Nome	Padrão	Φ <sub>ef</sub> [°]	c <sub>ef</sub> [kPa]	γ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	ATERRO		32,00	5,00	18,00
2	ENROCAMENTO		55,00	5,00	20,00
3	DEPÓSITO MARINHO		24,00	10,00	16,00
4	AREIA SILTOSA		33,00	15,00	17,00

No.	Nome	Padrão	$\Phi_{ef}$ [°]	$C_{ef}$ [kPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
5	ARGILA SILTO ARENOSA		24,00	50,00	18,00
6	JET GROUTING		0,00	400,00	20,00
7	BGTC		55,00	50,00	24,00

No.	Nome	Padrão	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]
1	ATERRO		18,00		
2	ENROCAMENTO		20,00		
3	DEPÓSITO MARINHO		16,50		
4	AREIA SILTOSA		17,50		
5	ARGILA SILTO ARENOSA		18,50		
6	JET GROUTING		20,00		
7	BGTC		24,00		

**Parâmetros do solo****ATERRO**Peso específico :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$ 

Estado de tensão : efetivo

Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{ef} = 32,00^\circ$ Coesão do solo :  $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$ Peso volúmico saturado :  $\gamma_{sat} = 18,00 \text{ kN/m}^3$ **ENROCAMENTO**Peso específico :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$ 

Estado de tensão : efetivo

Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{ef} = 55,00^\circ$ Coesão do solo :  $c_{ef} = 5,00 \text{ kPa}$ Peso volúmico saturado :  $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$ **DEPÓSITO MARINHO**Peso específico :  $\gamma = 16,00 \text{ kN/m}^3$ 

Estado de tensão : efetivo

Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{ef} = 24,00^\circ$ Coesão do solo :  $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$ Peso volúmico saturado :  $\gamma_{sat} = 16,50 \text{ kN/m}^3$ **AREIA SILTOSA**Peso específico :  $\gamma = 17,00 \text{ kN/m}^3$ 

Estado de tensão : efetivo

Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{ef} = 33,00^\circ$ Coesão do solo :  $c_{ef} = 15,00 \text{ kPa}$

Peso volúmico saturado :  $\gamma_{\text{sat}} = 17,50 \text{ kN/m}^3$

#### **ARGILA SILTO ARENOSA**

Peso específico :  $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$

Estado de tensão : efetivo

Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{\text{ef}} = 24,00^\circ$

Coesão do solo :  $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$

Peso volúmico saturado :  $\gamma_{\text{sat}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$

#### **JET GROUTING**

Peso específico :  $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Estado de tensão : efetivo

Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{\text{ef}} = 0,00^\circ$

Coesão do solo :  $c_{\text{ef}} = 400,00 \text{ kPa}$

Peso volúmico saturado :  $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

#### **BGTC**

Peso específico :  $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$

Estado de tensão : efetivo


Resistência ao corte : Mohr-Coulomb

Ângulo de atrito interno :  $\varphi_{\text{ef}} = 55,00^\circ$

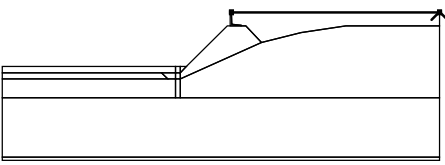
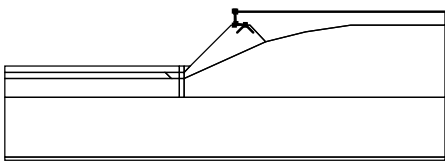
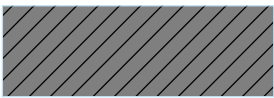
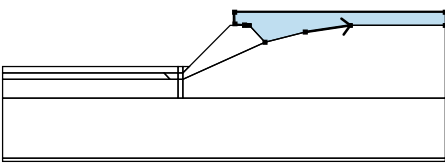
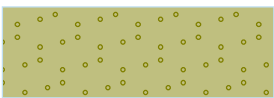
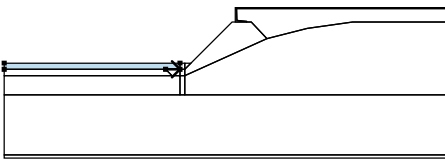
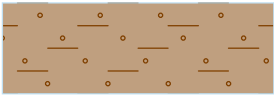
Coesão do solo :  $c_{\text{ef}} = 50,00 \text{ kPa}$

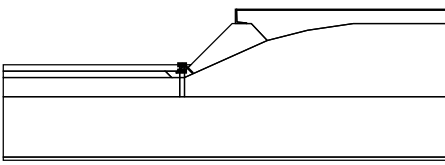
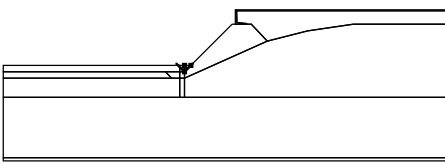
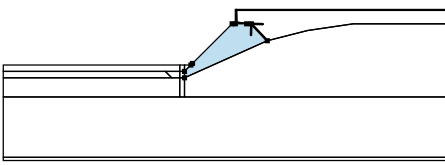
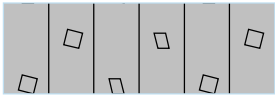
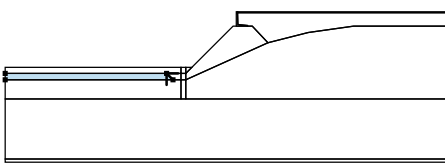
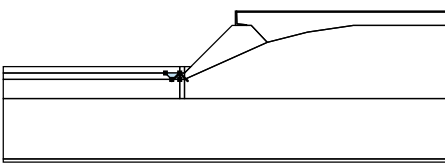
Peso volúmico saturado :  $\gamma_{\text{sat}} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

### Corpos rígidos

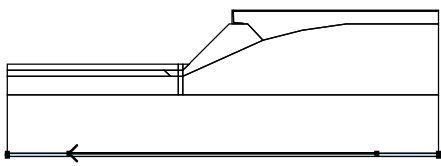

No.	Nome	Amostra	γ [kN/m <sup>3</sup> ]
1	MURO		25,00

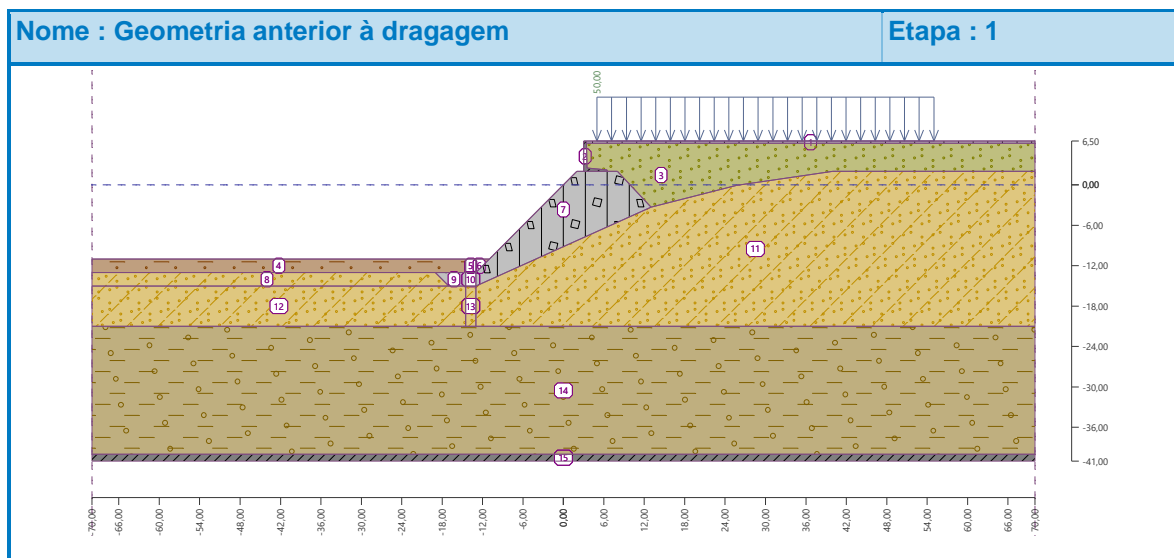
### Superfícies e atribuições

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
1		70,00	6,20	70,00	6,50	BGTC
		3,40	6,50	3,41	6,20	
2		6,50	2,00	6,50	2,20	MURO
		3,50	2,50	3,41	6,20	
		3,40	6,50	3,00	6,50	
		3,00	2,00			
3		25,71	-0,07	40,00	2,00	ATERRO
		70,00	2,00	70,00	6,20	
		3,41	6,20	3,50	2,50	
		6,50	2,20	6,50	2,00	
		8,00	2,00	13,00	-3,30	
4		-19,00	-13,00	-14,50	-13,00	DEPÓSITO MARINHO
		-14,50	-11,00	-70,00	-11,00	
		-70,00	-13,00			

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
5		-13,00	-13,00	-13,00	-11,00	DEPÓSITO MARINHO
		-14,50	-11,00	-14,50	-13,00	
6		-13,00	-11,00	-13,00	-13,00	DEPÓSITO MARINHO
		-11,00	-11,00			
7		13,00	-3,30	8,00	2,00	ENROCAMENTO
		6,50	2,00	3,00	2,00	
		2,00	2,00	-10,50	-10,50	
		-11,00	-11,00	-13,00	-13,00	
		-13,00	-15,00			
8		-17,00	-15,00	-19,00	-13,00	AREIA SILTOSA
		-70,00	-13,00	-70,00	-15,00	
9		-14,50	-15,00	-14,50	-13,00	ENROCAMENTO
		-19,00	-13,00	-17,00	-15,00	

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
10		-13,00	-15,00	-13,00	-13,00	ENROCAMENTO
		-14,50	-13,00	-14,50	-15,00	
11		70,00	-21,00	70,00	2,00	AREIA SILTOSA
		40,00	2,00	25,71	-0,07	
		13,00	-3,30	-13,00	-15,00	
		-13,00	-20,50	-13,00	-21,00	
12		-16,10	-21,00	-15,00	-21,00	AREIA SILTOSA
		-14,50	-21,00	-14,50	-15,00	
		-17,00	-15,00	-70,00	-15,00	
		-70,00	-21,00			
13		-13,00	-21,00	-13,00	-20,50	AREIA SILTOSA
		-13,00	-15,00	-14,50	-15,00	
		-14,50	-21,00			
14		-50,00	-40,00	50,00	-40,00	ARGILA SILTO
		70,00	-40,00	70,00	-21,00	
		-13,00	-21,00	-14,50	-21,00	
		-15,00	-21,00	-16,10	-21,00	
		-70,00	-21,00	-70,00	-40,00	

No.	Posição da superfície	Coordenadas dos pontos da superfície [m]				Atribuído solo
		x	z	x	z	
15		50,00	-40,00	-50,00	-40,00	MURO 
		-70,00	-40,00	-70,00	-41,00	
		70,00	-41,00	70,00	-40,00	



### Sobrecarga

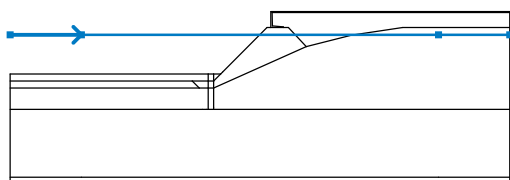
No.	Tipo	Tipo e ação	Posição z [m]	Origem x [m]	Comprimento l [m]	Largura b [m]	Inclinação $\alpha$ [°]	Valor		
								q, q <sub>1</sub> , f, F, x	q <sub>2</sub> , z	unidade
1	contínua	variável	no terreno	x = 5,00	l = 50,00		0,00	50,00		kN/m <sup>2</sup>

### Sobrecargas

No.	Nome
1	SC

### Nível freático

Tipo de água : Nível freático

No.	Localização do nível freático	Coordenadas dos pontos de nível freático [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-70,00	0,00	-50,00	0,00	50,00	0,00
		70,00	0,00				

### Resultados (Etapa de construção 1)

#### Análise 1 (etapa 1)

#### Superfície de deslizamento circular

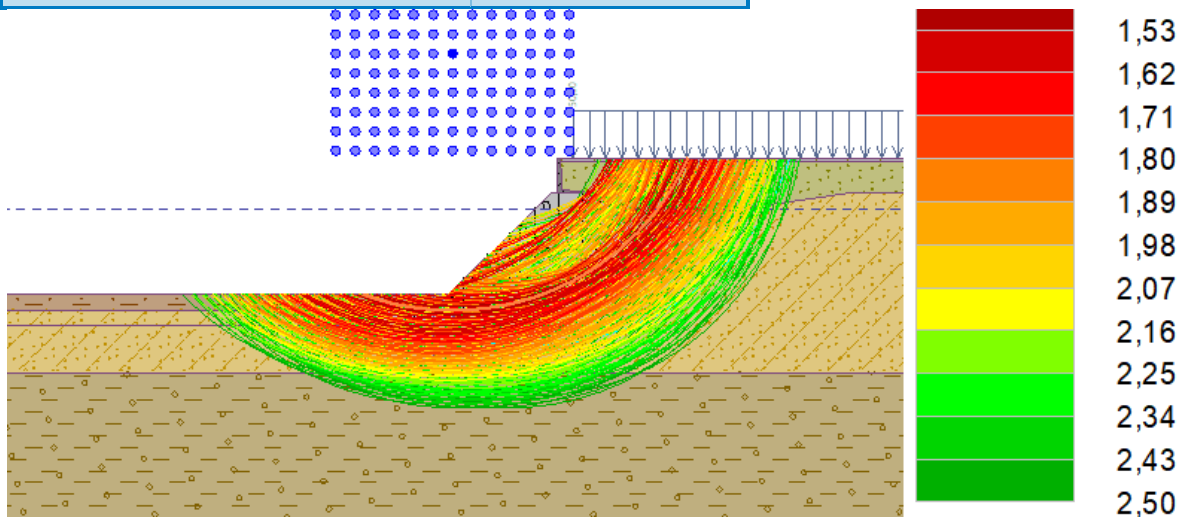
Parâmetros da superfície de deslizamento							
Centro :	x =	-10,49	[m]	Ângulos :	$\alpha_1 =$	-20,19	[°]
	z =	20,02	[m]		$\alpha_2 =$	65,85	[°]
Raio :	R =	33,05	[m]				
Superfície de deslizamento após buscar grelha							

Peso total do solo acima da superfície de deslizamento: 5726,67 kN/m

#### Verificação da estabilidade de talude (Spencer)

**Fator de segurança = 1,46 < 1,50**

Nome : Análise anterior à dragagem | Etapa - análise : 1 - 1



## Reforço e Dragagem até elevação -15,00m (Etapa de construção 2)

### Corte da terra

No.	Localização do corte	Coordenadas de pontos de corte [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-70,00	-15,00	-14,50	-15,00	-14,50	-11,00

### Estacas antideslizantes

No.	Estaca antideslizante	Ponto		Comp.	Tipo de construção	Profundidade da viga	Comprimento da viga	Espaçamento da estaca	
	novo	x [m]	z [m]	l [m]		h [m]	l <sub>b</sub> [m]	b <sub>f</sub> [m]	b/b <sub>b</sub> [m]
1	Sim	13,50	11,00	10,00	muro normal				1,25

No.	Secção transversal [m]	Capacidade de carga da estaca			
		Distribuição ao longo da estaca	Capacidade de carga máx. V <sub>u</sub> [kN]	Gradiente K [-]	Direção da força passiva
1	d = 0,15	constante	545,00		paralelo à superf. de desliz.

## Resultados (Etapa de construção 2)

### Análise 1 (etapa 2)

#### Superfície de deslizamento circular

Parâmetros da superfície de deslizamento					
Centro :	x =	-7,69 [m]	Ângulos :	$\alpha_1 =$	-8,03 [°]
	z =	19,30 [m]		$\alpha_2 =$	65,27 [°]
Raio :	R =	30,60 [m]			
Superfície de deslizamento após buscar grelha					

Peso total do solo acima da superfície de deslizamento: 5129,70 kN/m

#### Forças atuantes na estaca

Estaca antideslizante No. 1 (-13,50; -11,00 [m])

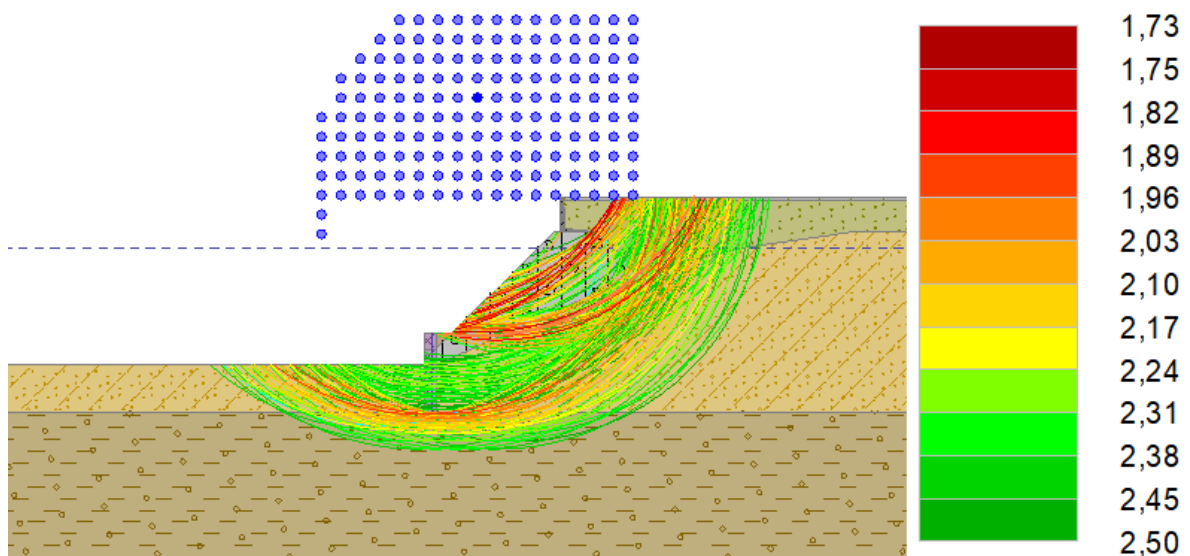
A estaca não interserta a superf. de desliz., as forças não podem ser calculadas.

#### Verificação da estabilidade de talude (Spencer)

**Fator de segurança = 1,73 > 1,50**

**Estabilidade do talude VERIFICA**

Nome : Análise após dragagem na -15,00m	Etapa - análise : 2 - 1
---	-------------------------



## Aplicação de sobrecarga na Retroárea (Etapa de construção 3)

### Estacas antideslizantes

No.	Estaca antideslizante	Ponto		Comp.		Tipo de construção	Profundidade da viga	Comprimento da viga	Espaçamento da estaca
	novo	x [m]	z [m]	l [m]		h [m]	l <sub>b</sub> [m]	b <sub>f</sub> [m]	b/b <sub>b</sub> [m]
1	Não	-13,50	-11,00	10,00		muro normal			1,25

No.	Secção transversal [m]	Capacidade de carga da estaca			
		Distribuição ao longo da estaca	Capacidade de carga máx. V <sub>u</sub> [kN]	Gradiente K [-]	Direção da força passiva
1	d = 0,15	constante	545,00		paralelo à superf. de desliz.

### Sobrecarga

No.	Sobrecarga		Tipo	Tipo e ação	Posição z [m]	Origem x [m]	Comprimento l [m]	Largura b [m]	Inclinação α [°]	Valor		
	novo	mudança								q, q <sub>1</sub> , f, F, x	q <sub>2</sub> , z	unidade
1	Sim		contínua	permanente	no terreno	x = 5,00	l = 50,00		0,00	50,00		kN/m <sup>2</sup>

## Resultados (Etapa de construção 3)

### Análise 1 (etapa 3)

#### Superfície de deslizamento circular

Parâmetros da superfície de deslizamento					
Centro :	x =	-7,69 [m]	Ângulos :	$\alpha_1 =$	-8,03 [°]
	z =	19,30 [m]		$\alpha_2 =$	65,27 [°]
Raio :	R =	30,60 [m]			
Superfície de deslizamento após buscar grelha					

Peso total do solo acima da superfície de deslizamento: 5129,69 kN/m

#### Forças atuantes na estaca

Estaca antideslizante No. 1 (-13,50; -11,00 [m])

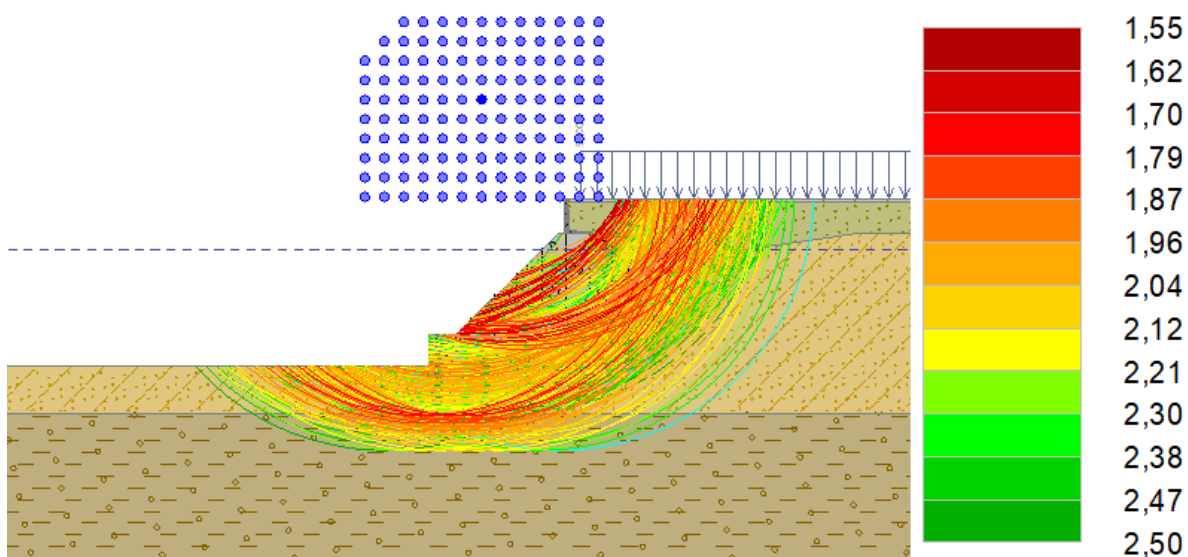
A estaca não interserta a superf. de desliz., as forças não podem ser calculadas.

#### Verificação da estabilidade de talude (Spencer)

Fator de segurança = 1,55 > 1,50

Estabilidade do talude VERIFICA

Nome : Análise após dragagem na -15,00m com aplicação de Sobrecarga	Etapa - análise : 3 - 1
---	-------------------------



## 8 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

Para avaliação do comportamento do solo e das estruturas componentes do projeto, foi desenvolvido modelo em elementos finitos no software Plaxis 2D Advanced V.24 permitindo a verificação dos esforços e deformações de todo o sistema.

### 8.1 GEOMETRIA DO MODELO

O modelo permite a análise do desenvolvimento de tensões e deformações tanto no solo quanto nos elementos estruturais ao longo das etapas construtivas. As etapas foram inseridas conforme as fases executivas da obra e condições futuras de operação.

A geometria utilizada para esta análise é semelhante à adotada para verificação de estabilidade, entretanto, a atual análise permite a inclusão mais completa de demais elementos estruturais como a superestrutura do cais e as estacas tanto existentes quanto as de reforço.

Os parâmetros dos materiais são os mesmos indicados no capítulo 6.

Para esta análise, a linha de colunas de jet-grouting foi adotada como um elemento de placa contínua e não como uma massa de solo com resistência ao cisalhamento. Esta consideração se deve à melhor observação dos esforços de flexão na contenção para o dimensionamento dos reforços previstos nas colunas de jet-grouting.

Como elementos estruturais são incluídos, portanto: contenção, laje do Cais 3, Placa do pavimento de concreto da retroárea, estacas existentes e estacas de reforço. Todos com propriedades indicadas abaixo.

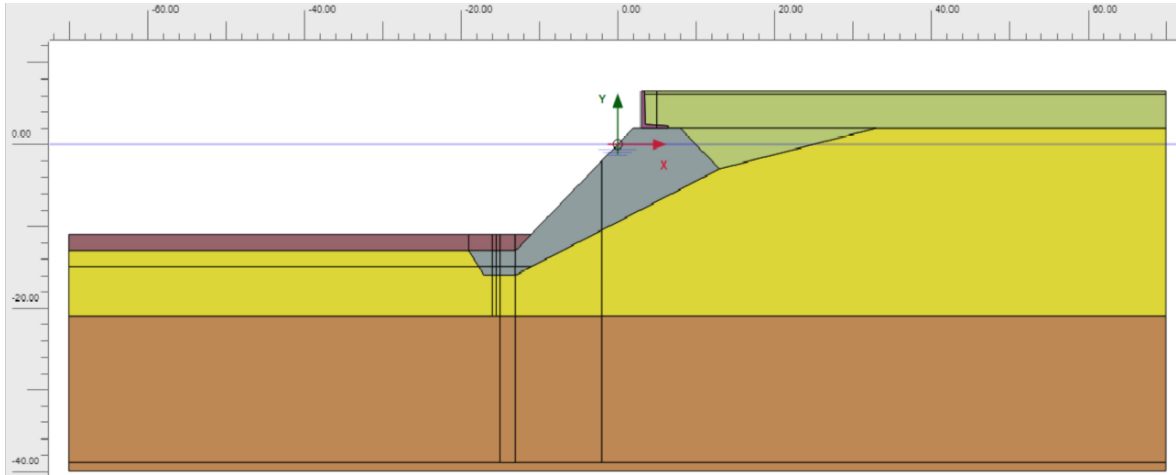
IDENTIFICAÇÃO	E 184	E 90
TIPO DE MATERIAL	Elastic	Elastic
$\Gamma$ (KN/M <sup>3</sup> )	25	25
L_ESPAÇAMENTO (M)	12,5	12,5
TIPO DE SEÇÃO	Solid circular beam	Solid circular beam
DIÂMETRO (M)	1,84	0,90
A (M <sup>2</sup> )	2,66	0,64
I (M <sup>4</sup> )	0,56	0,03
E (KN/M <sup>2</sup> )	2,50E+07	2,50E+07
AXIAL SKIN RESISTANCE	Linear	Linear
T_SKIN, START, MAX (KN/M)	200	200
T_SKIN, END, MAX (KN/M)	200	200
LATERAL RESISTANCE	Unlimited	Unlimited
F_MAX (KN)	1,00E+05	1,00E+05

IDENTIFICAÇÃO	CONTENÇÃO	PISO	LAJE
TIPO DE MATERIAL	Elastic	Elastic	Elastic
W (KN/M/M)	20	7,5	30
EA (KN/M)	1,65E+05	9,00E+06	3,60E+07
E (KN/M <sup>2</sup> )	1,50E+05	3,00E+07	3,00E+07
EI (KN M <sup>2</sup> /M)	1,66E+04	6,75E+04	4,32E+06
N (NU)	0,2	0,2	0,2
D (M)	1,1	0,3	1,2

Os elementos correspondentes às estacas foram inseridos com espaçamento de 12,5m, enquanto os elementos de placa como contenção e laje foram inseridos como contínuos, atuando com suas propriedades ao longo de cada metro da análise.

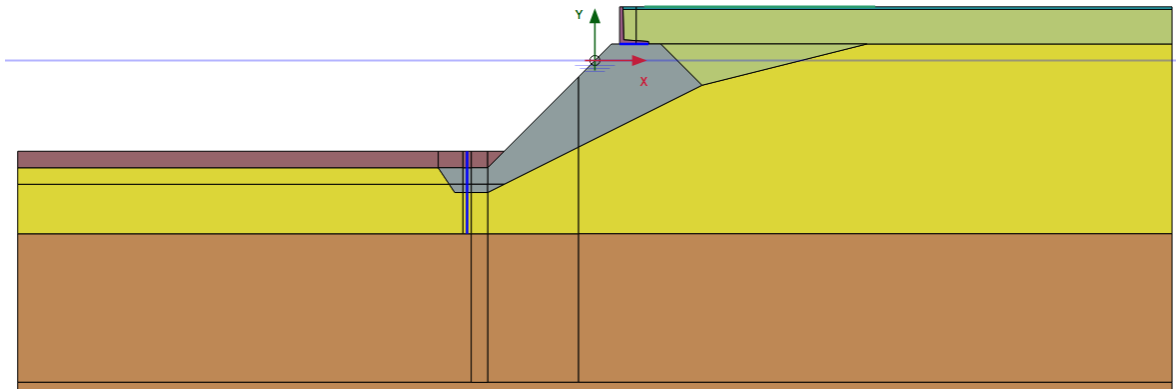
A análise acompanha a evolução da obra iniciando as verificações e deformações a partir da condição atual, demonstrada abaixo e a cada etapa da obra, divididas da seguinte maneira:

- Etapa 1: Configuração atual



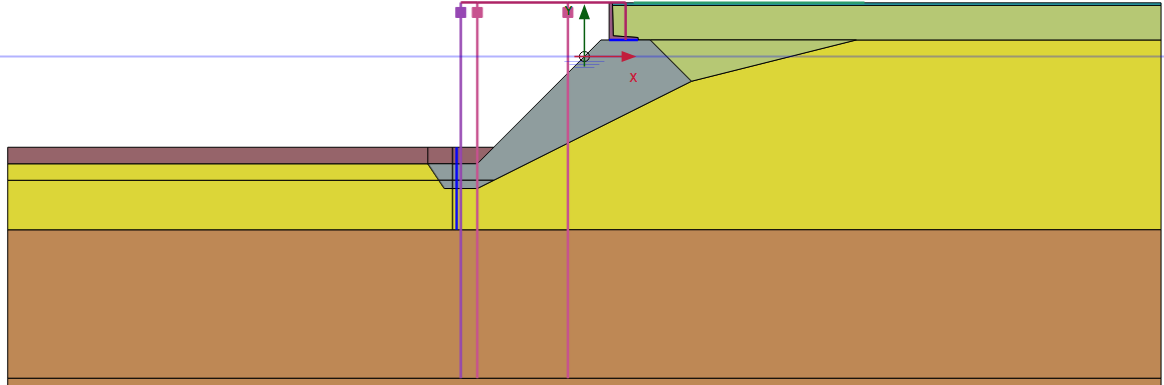
- Etapa 2: Execução de reforços

Inclui a execução da linha de contenção em colunas de jet-grouting e o piso em concreto da retroárea.



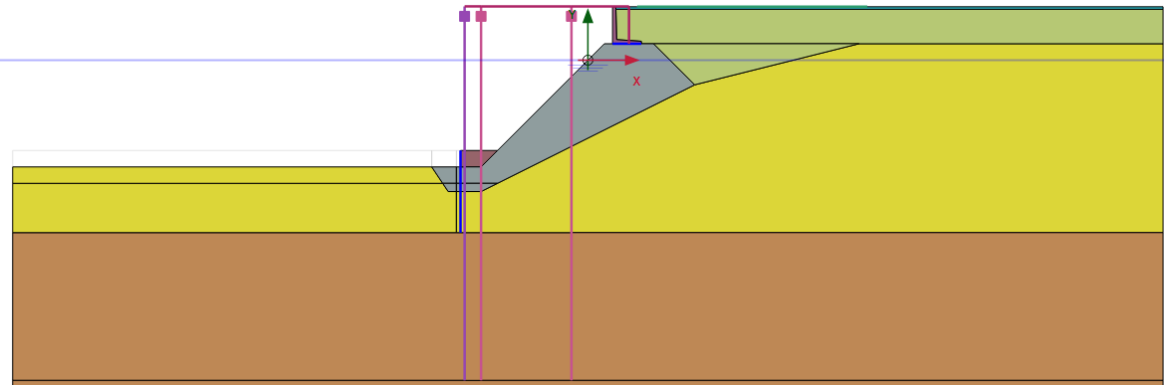
- Etapa 3: Execução das estacas e estruturas

Inclui a execução das estacas de reforço e a laje da superestrutura.



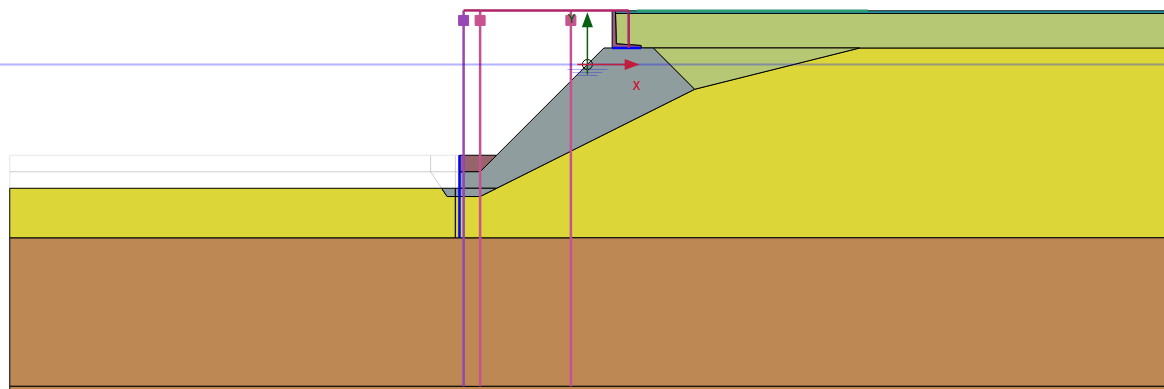
- Etapa 4: Dragagem -13,00m

Execução parcial da dragagem.



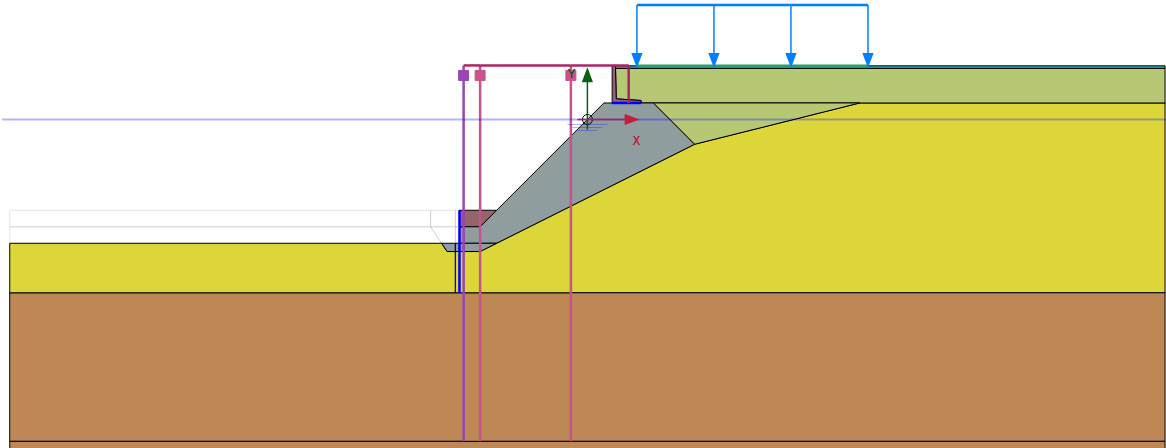
- Etapa 5: Dragagem -15,00m

Execução da dragagem até a cota final.



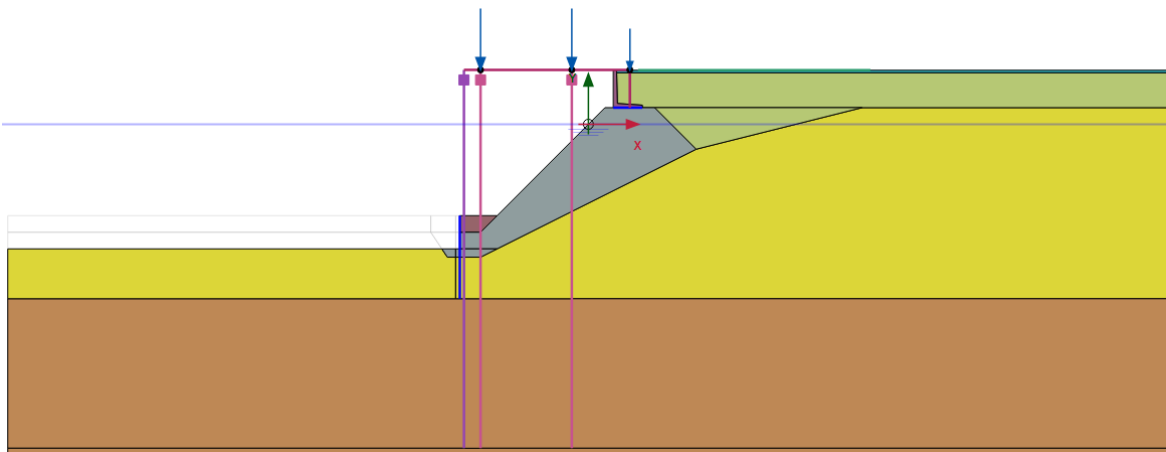
- Etapa 6A: SC - Retroárea

Aplicação de sobrecarga na retroárea de 50 kN/m<sup>2</sup>



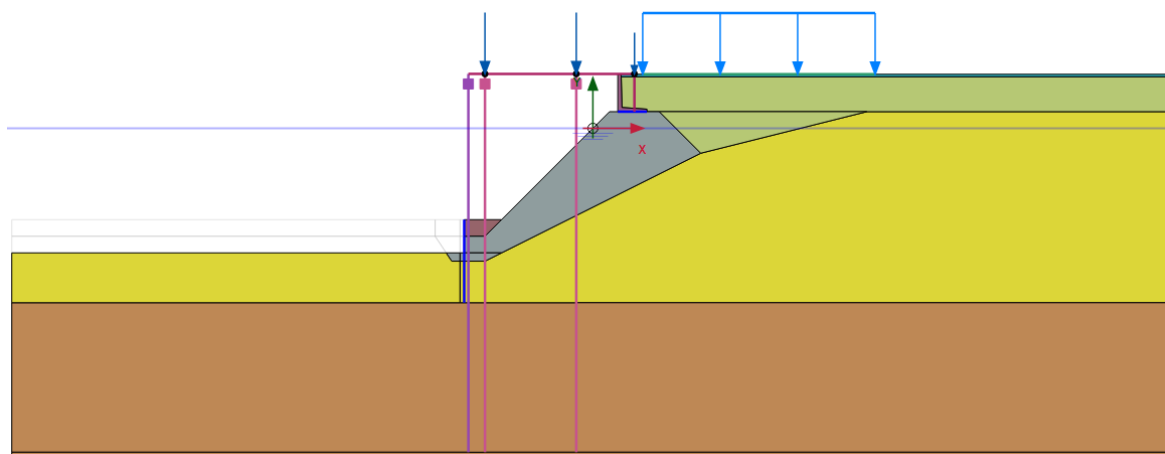
- Etapa 6B: SC - Cais

Aplicação de carga nas estacas correspondente à sobrecarga de 50 kN/m<sup>2</sup> na laje do cais



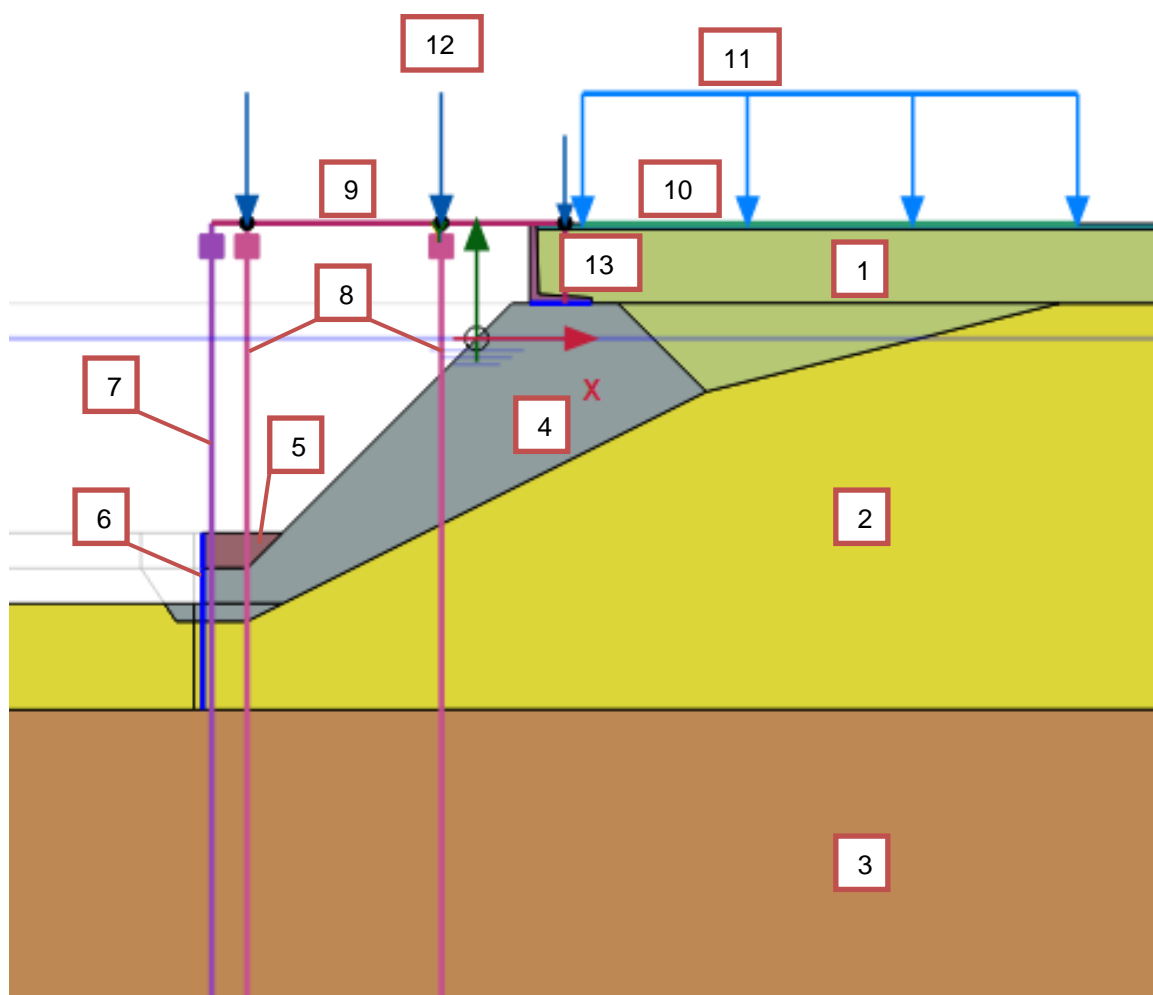
- Etapa 6C: SC - Completa

Aplicação de carga nas estacas correspondente à sobrecarga de 50 kN/m<sup>2</sup> na laje do cais e aplicação de sobrecarga de 50kN/m<sup>2</sup> na retroárea.



Para cada etapa foi feita uma análise de segurança global considerando limites de plastificação e deformação.

Abaixo, indicação de todos os materiais e elementos imputados na análise.



- 1 – Aterro Arenoso
- 2 – Areia Siltosa
- 3 – Argila Silto-arenosa
- 4 – Enrocamento
- 5 – Depósito Marinho
- 6 – Contenção em colunas de Jet-grouting
- 7 – Estacas de reforço  $\phi 90\text{cm}$
- 8 – Estacas existentes
- 9 – Superestrutura
- 10 – Piso de concreto da retroárea
- 11 – Sobrecarga na retroárea
- 12 – Sobrecarga na estrutura
- 13 – Muro existente

## 8.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises aqui demonstradas serão resumidas às duas condições principais de interesse para a obra: a etapa de conclusão da dragagem (-15,0m) e a etapa operacional com sobrecarga completa (mais crítica em todos os aspectos).

### 8.2.1 DEFORMAÇÕES GERAIS

- Após Dragagem

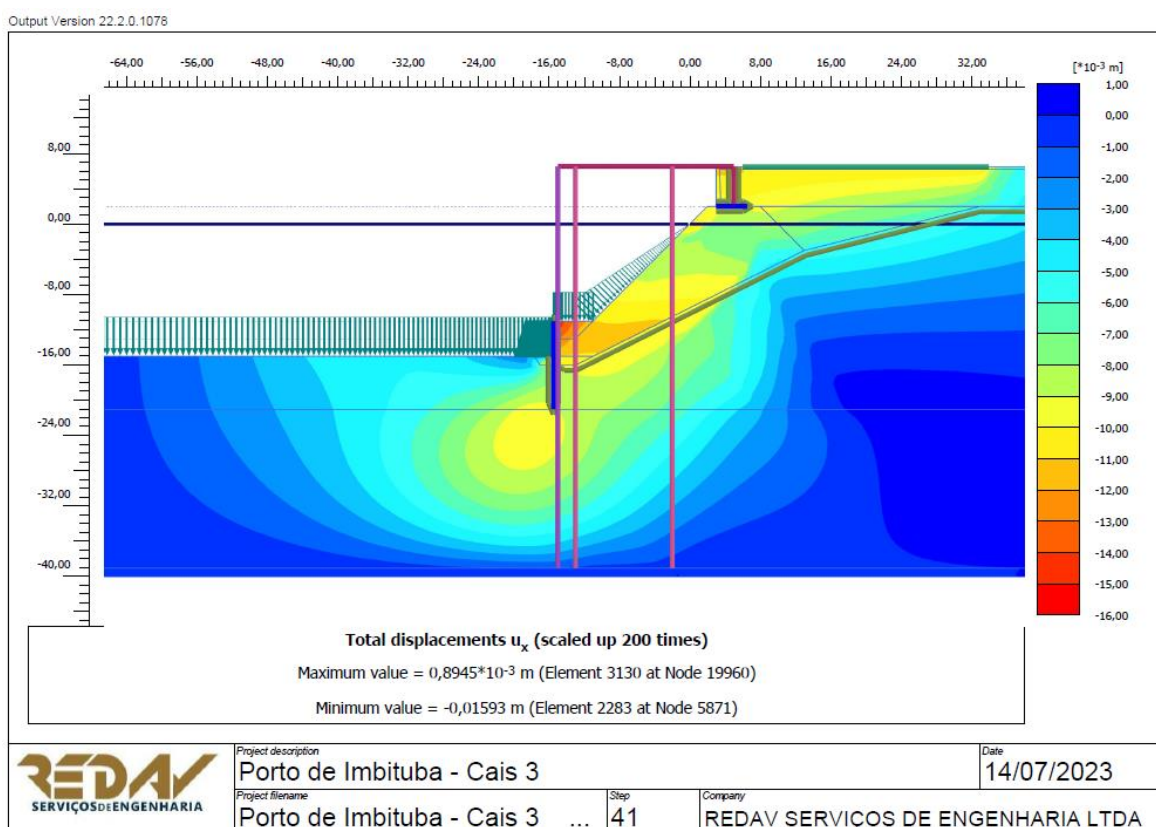
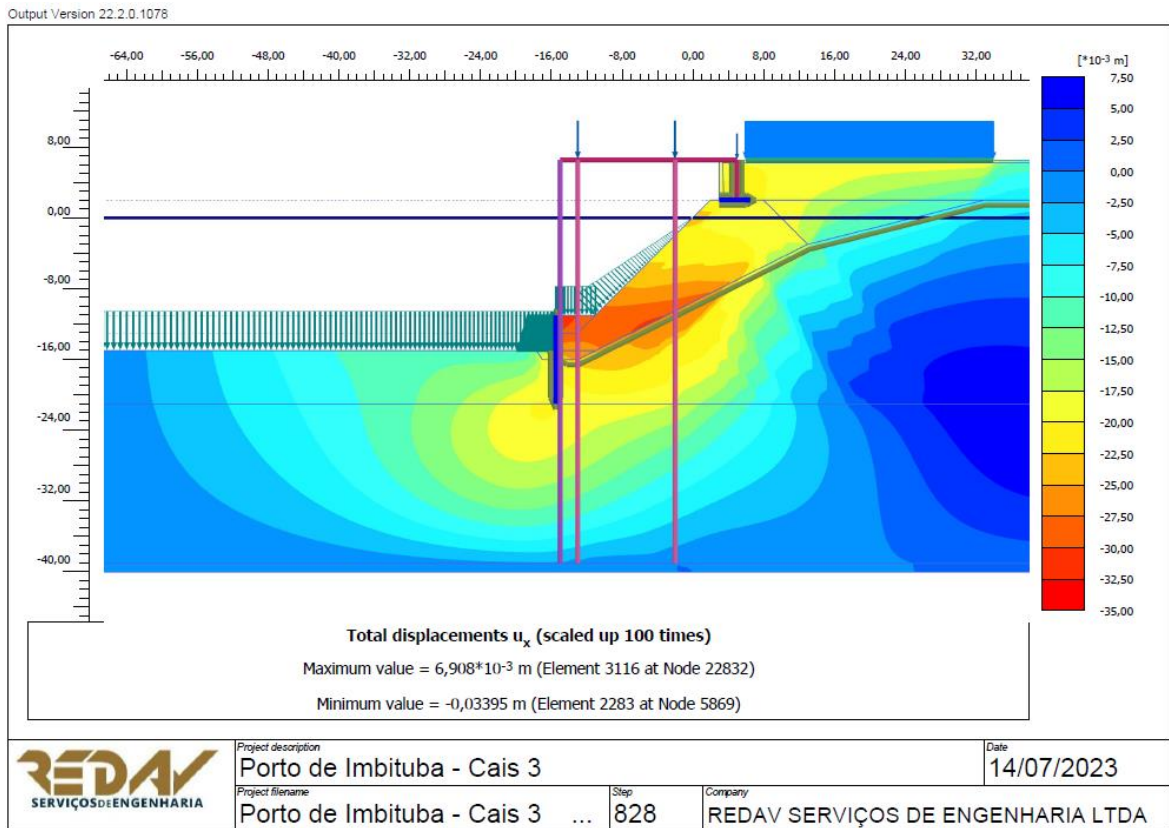


Figura 12 - Deformações horizontais - Etapa após dragagem final

$\delta_h$  máximo ~ 1,6 cm (solo próximo à contenção)

- Em máxima sobrecarga



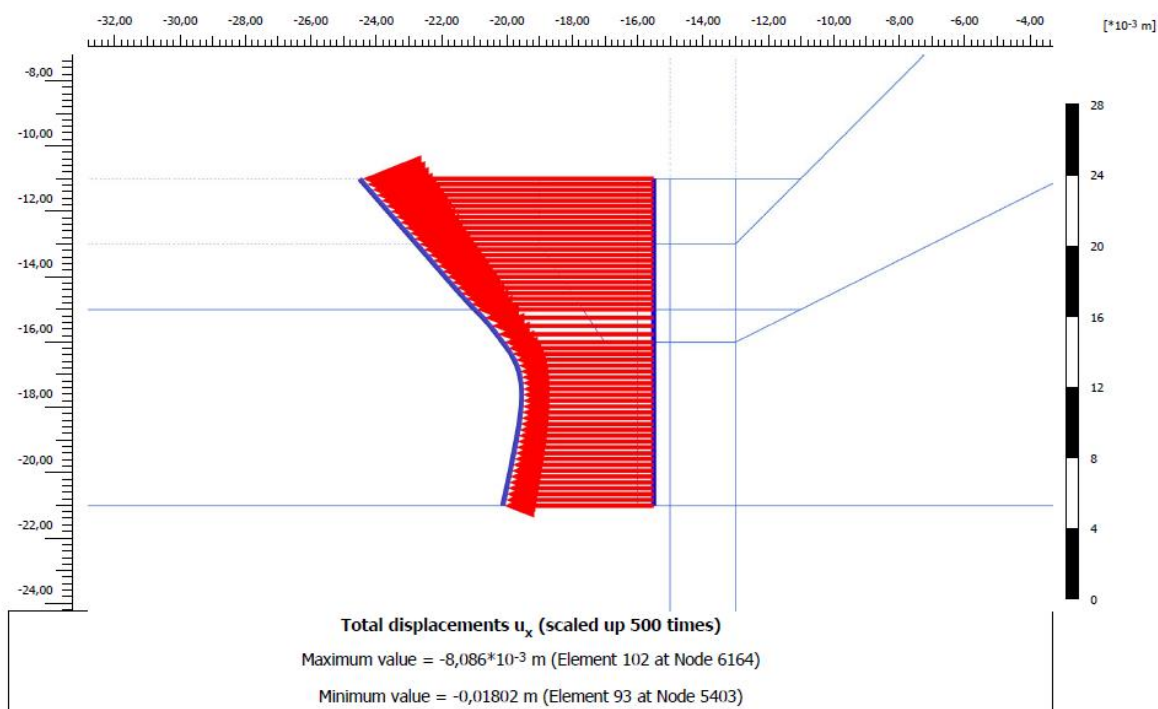
$\delta_h$  máximo ~ 3,4 cm (solo próximo à contenção)

## 8.2.2 ESTUDO DA CONTENÇÃO

A seguir são indicados deformações e esforços na linha de contenção em colunas de jet-grouting.

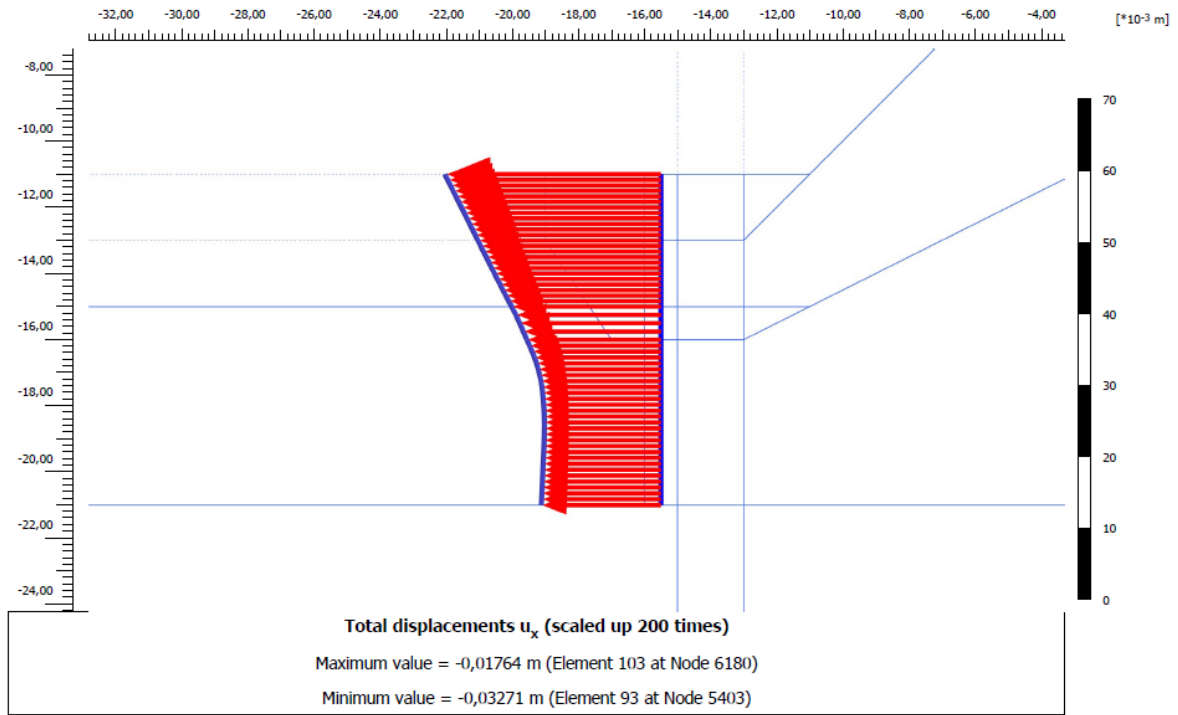
### 8.2.2.1 DEFORMAÇÕES NA CONTENÇÃO

- Após Dragagem



$\delta_h$  máximo ~ 1,80 cm

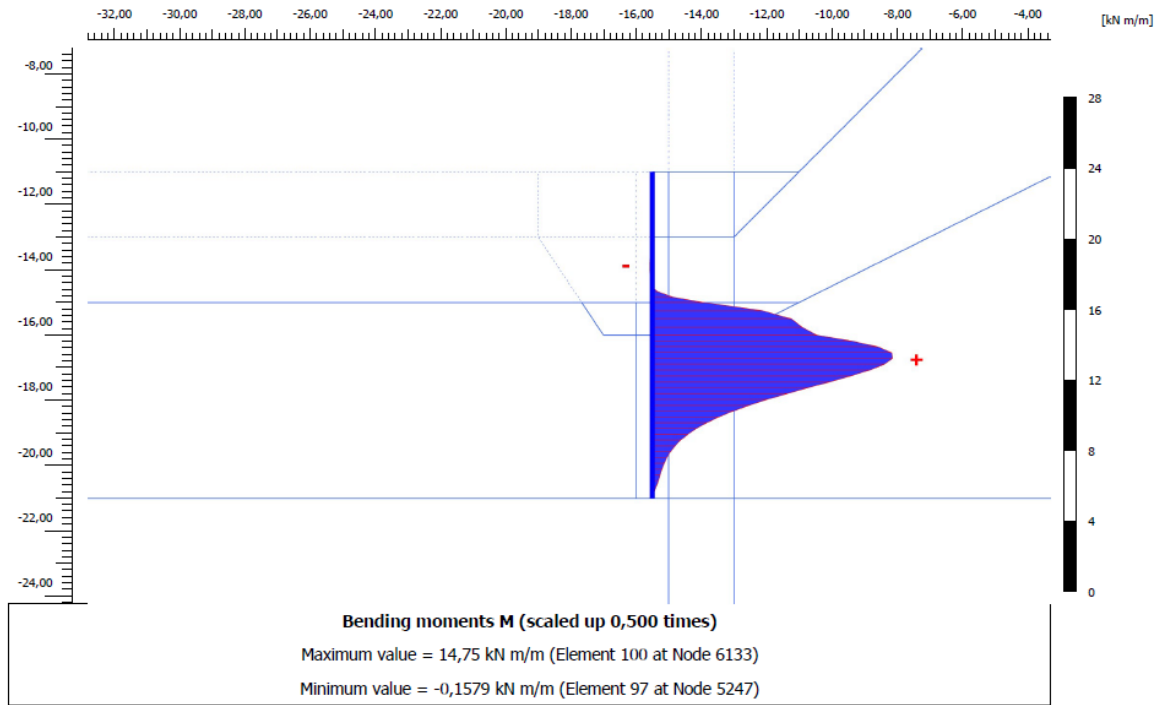
- Em máxima sobrecarga



$\delta_h$  máximo ~ 3,30 cm

### 8.2.2.2 MOMENTOS FLETORES

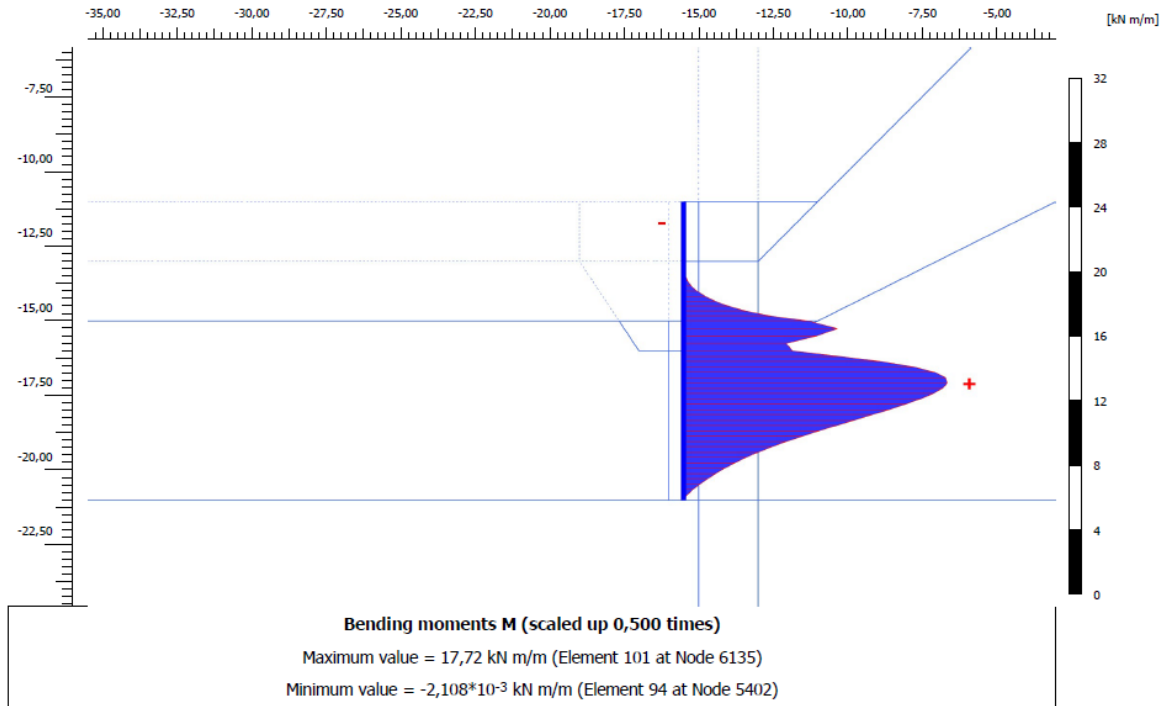
- Após Dragagem



Momento fletor máximo = 14,75 kNm/m

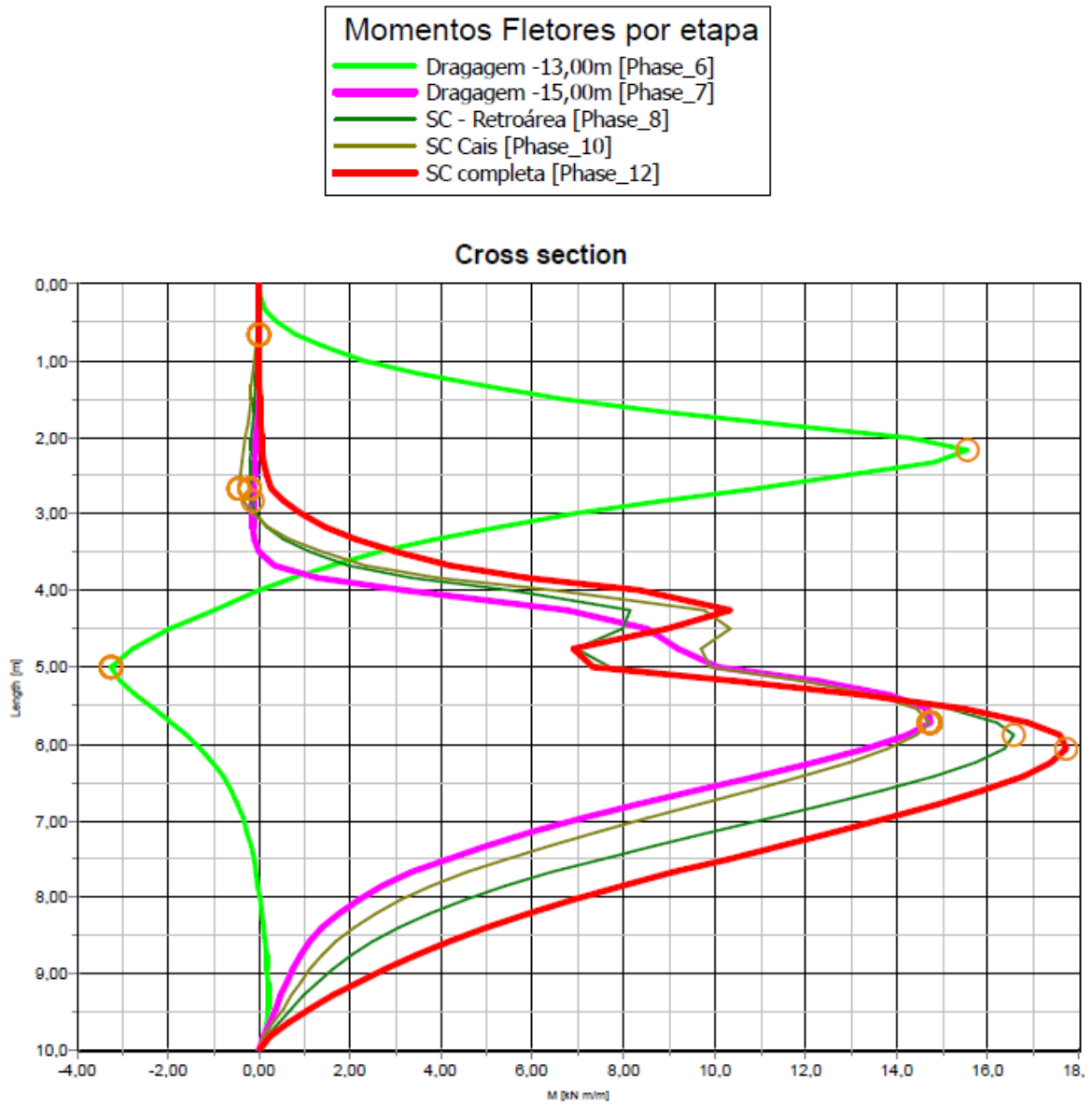
$$M_d = 1,4 \times 14,75 = 20,65 \text{ kNm}$$

- Em máxima sobrecarga



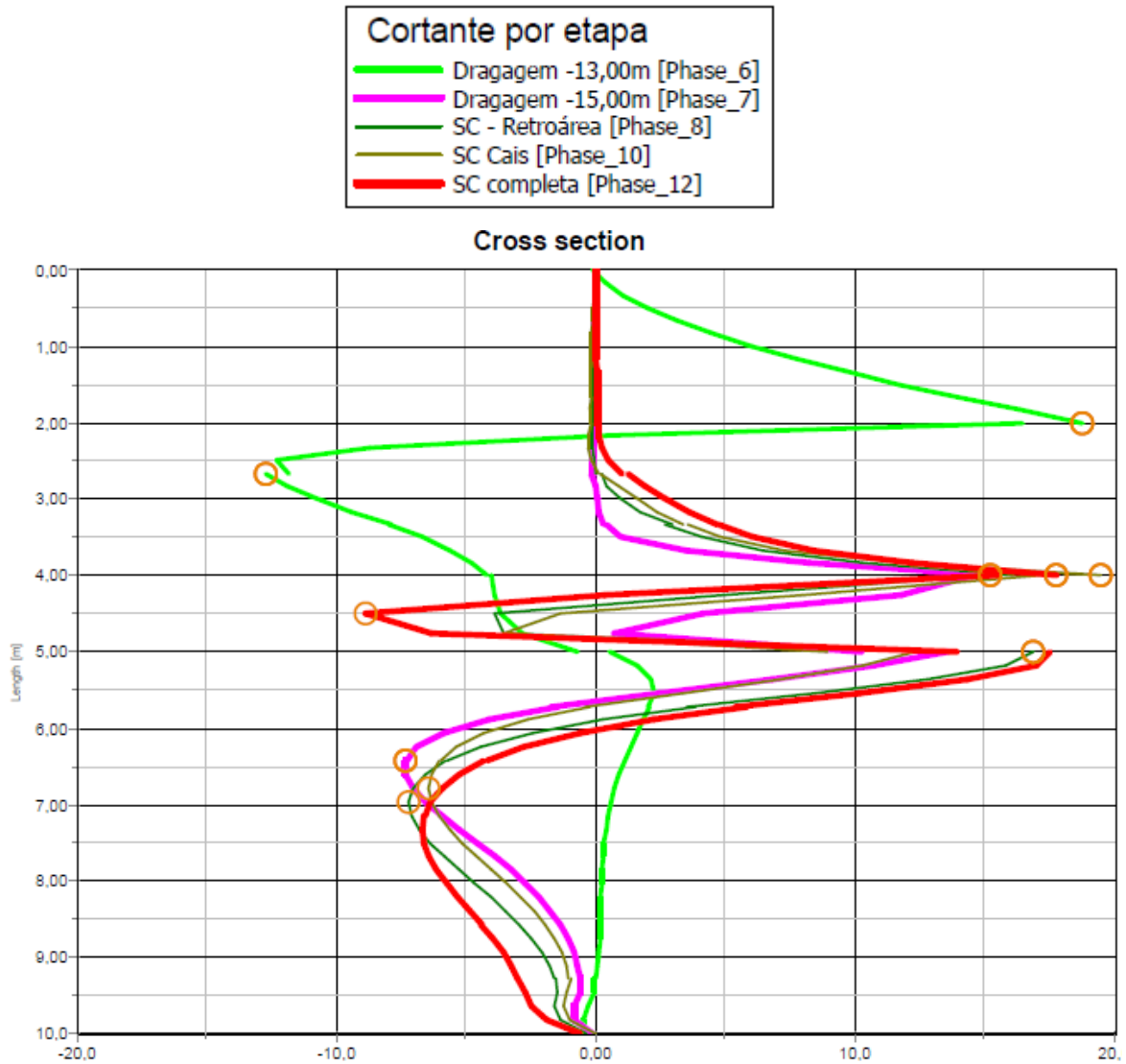
Momento fletor máximo = 17,72 kNm/m

$$M_d = 1,4 \times 17,72 = 24,81 \text{ kNm}$$



**Figura 13 - Diagrama de Momento Fletor na contenção por etapa de construção e operação**

### 8.2.2.3 ESFORÇOS CORTANTES



**Figura 14 - Diagrama de Cortantes na contenção por etapa de construção e operação**

Cortante máximo = 17,75 kN/m

$$V_d = 1,4 \times 17,75 = 24,85 \text{ kNm}$$

### 8.2.3 EMPUXOS NAS ESTACAS EXISTENTES

Para a inclusão no modelo estrutural (SAP 2000) do empuxo adicional nas estacas gerado pela dragagem e consequente movimentação do solo, foi identificada a tensão horizontal ao longo de cada linha de estacas existentes.

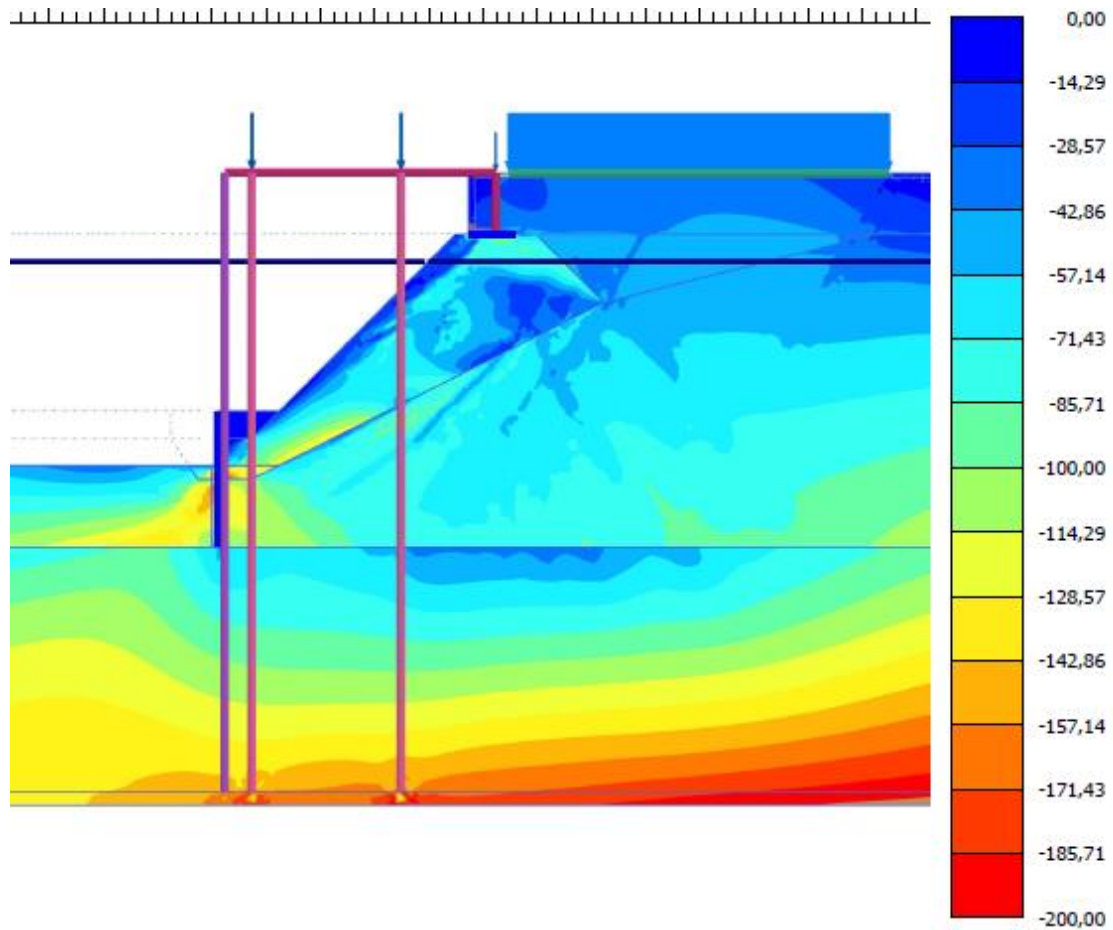
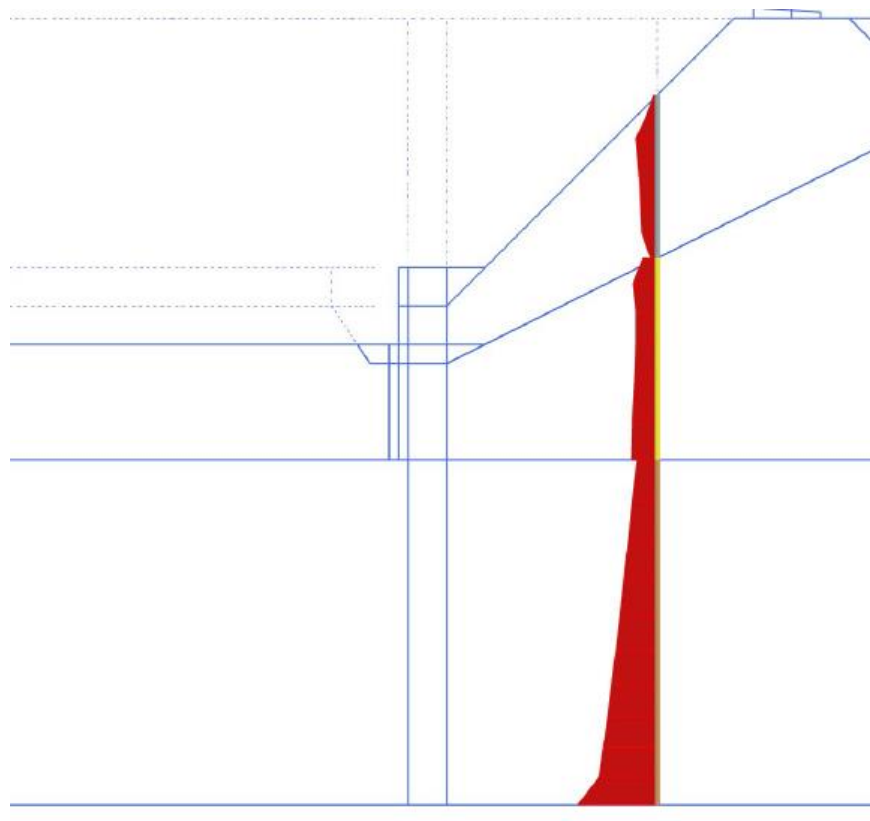


Figura 15 - Tensões horizontais

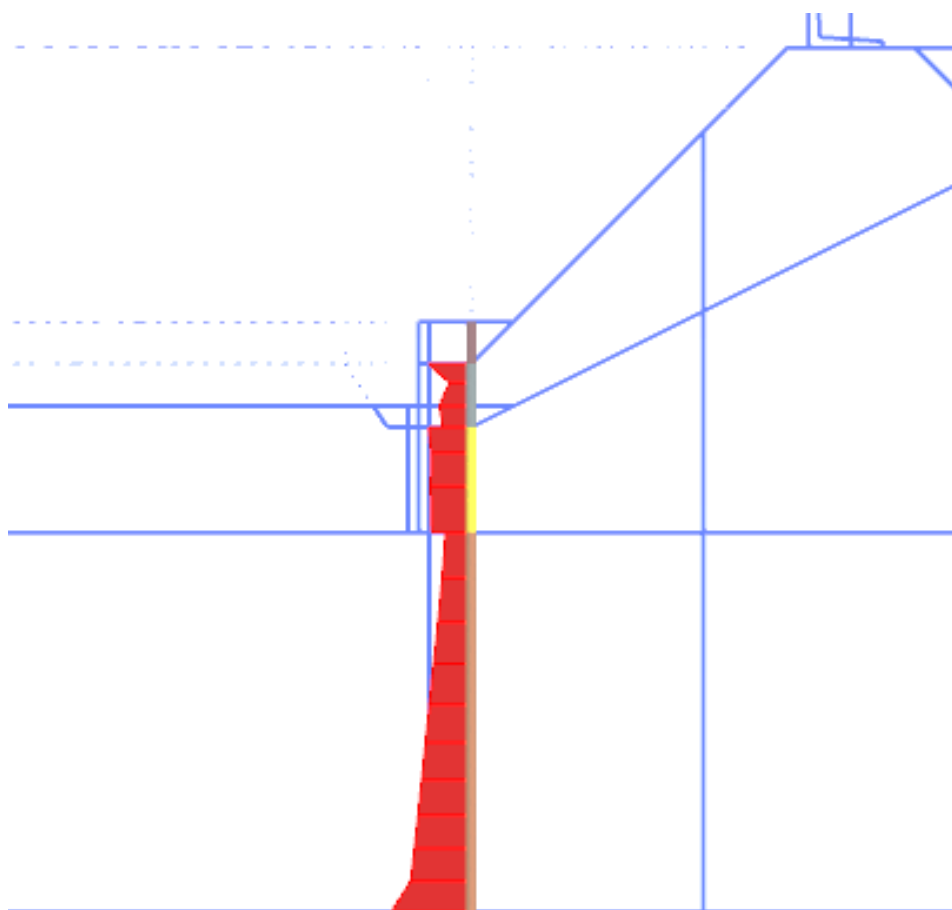


**Cartesian effective stress  $\sigma'_{xx}$  (scaled up 0,0200 times)**

Maximum value = -10,46 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -207,8 kN/m<sup>2</sup>

**Figura 16 - Pressões horizontais ao longo da linha de estaca lado-terra**

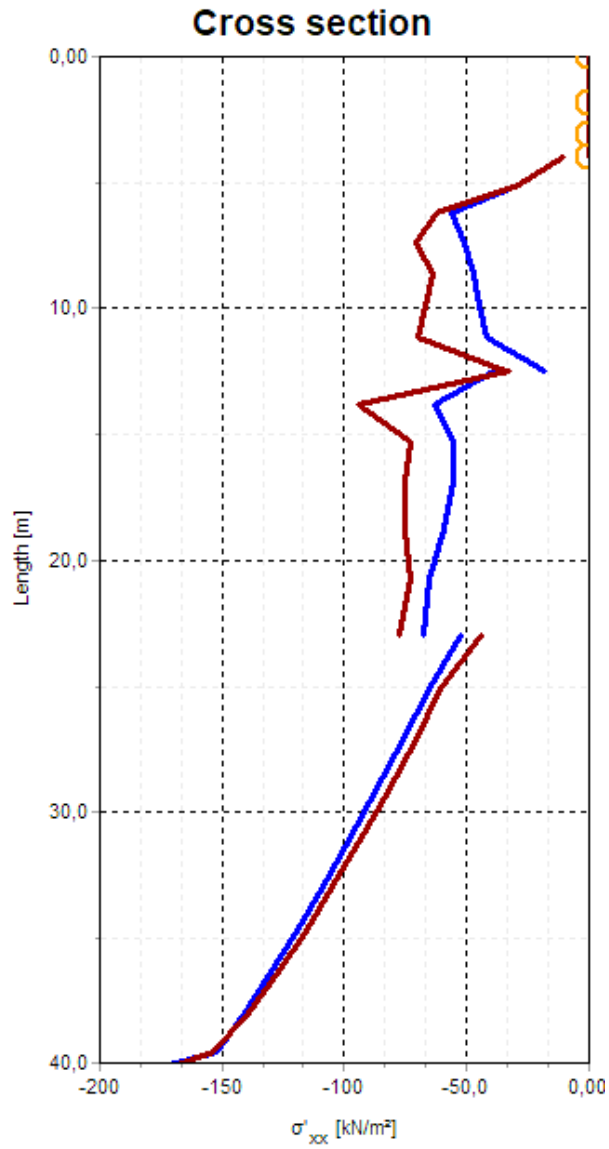


**Cartesian effective stress  $\sigma'_{xx}$  (scaled up 0,0200 times)**

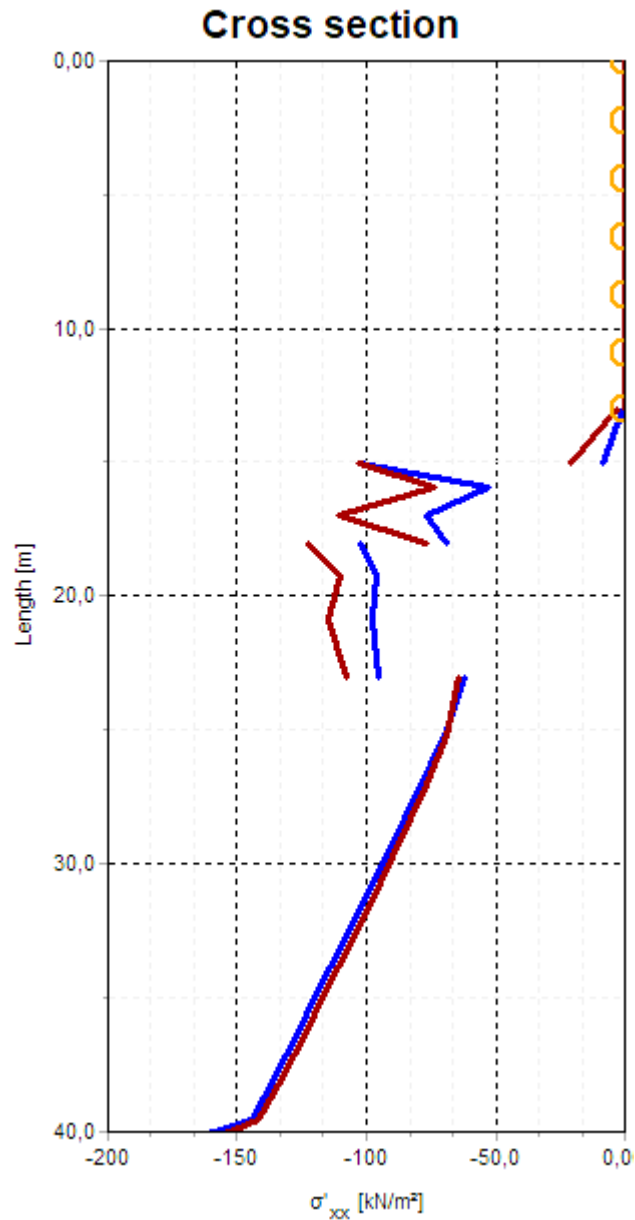
Maximum value = -0,9262 kN/m<sup>2</sup>

Minimum value = -190,7 kN/m<sup>2</sup>

**Figura 17 - Pressões horizontais ao longo da linha de estaca lado-mar**



**Figura 18 - Diagrama de empuxos nas estacas lado-terra para as etapas de conclusão de dragagem e operação**



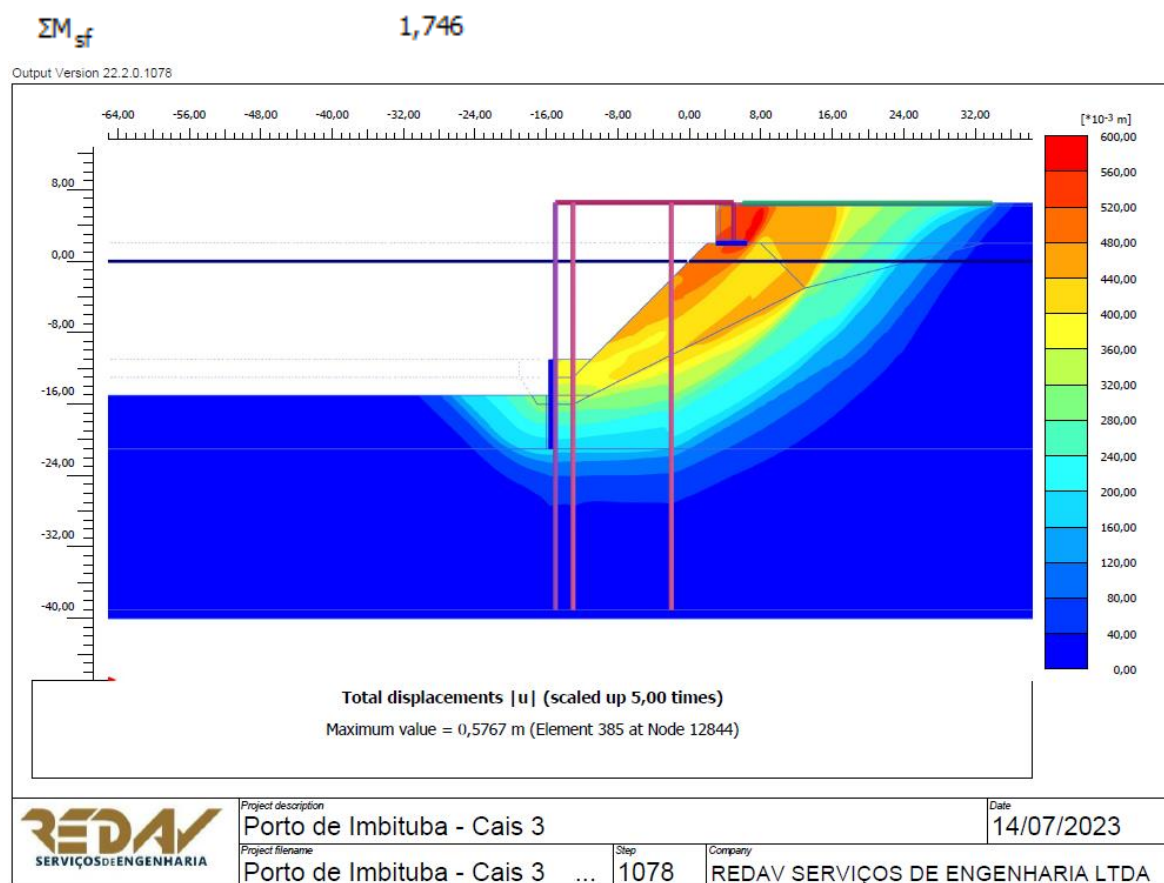
**Figura 19 - Diagrama de empuxos nas estacas lado-mar para as etapas de conclusão de dragagem e operação**

Para a aplicação destes esforços no modelo em SAP2000, as pressões acima indicadas deverão ser multiplicadas pelo diâmetro da estaca para seu valor final. O empuxo será incluído por trechos para simplificação do modelo.

### 8.2.4 SEGURANÇA GLOBAL

Foram executadas análises limítrofes que incrementam deformações de maneira gradual até que se identifique ruptura global. O fator de segurança é estabelecido como a razão entre o incremento de deformações até a ruptura e as condições da análise real.

- Após Dragagem

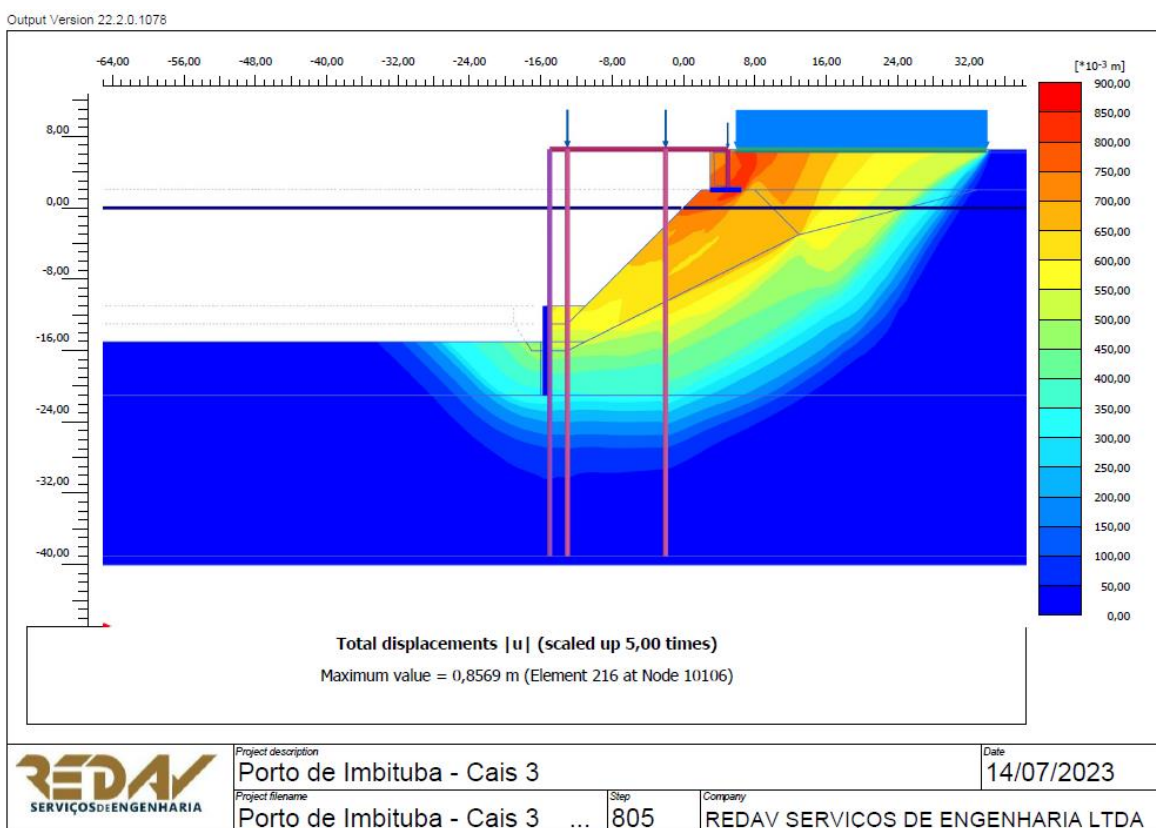


A análise retornou fator de segurança igual a:

**FS = 1,746**

- Em máxima sobrecarga

$$\Sigma M_{sf} \quad 1,571$$



A análise retornou fator de segurança igual a:

$$FS = 1,571$$

Nota-se semelhança entre os fatores de segurança encontrados nas análises realizadas entre softwares distintos assim como a geometria estimada para a superfície de ruptura crítica, validando a compatibilidade entre os modelos elaborados.

Em todas as etapas foi identificada segurança acima do mínimo normativo de 1,50.

### 8.3 VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA CONTENÇÃO

A seguir será feito o dimensionamento estrutural da contenção em colunas de jet-grouting face aos esforços acima definidos.

$$M_d = 24,81 \text{ kNm}$$

$$V_d = 24,85 \text{ kNm}$$

A geometria considerada para a seção fletida inclui apenas a largura da região secante entre as colunas, por segurança.

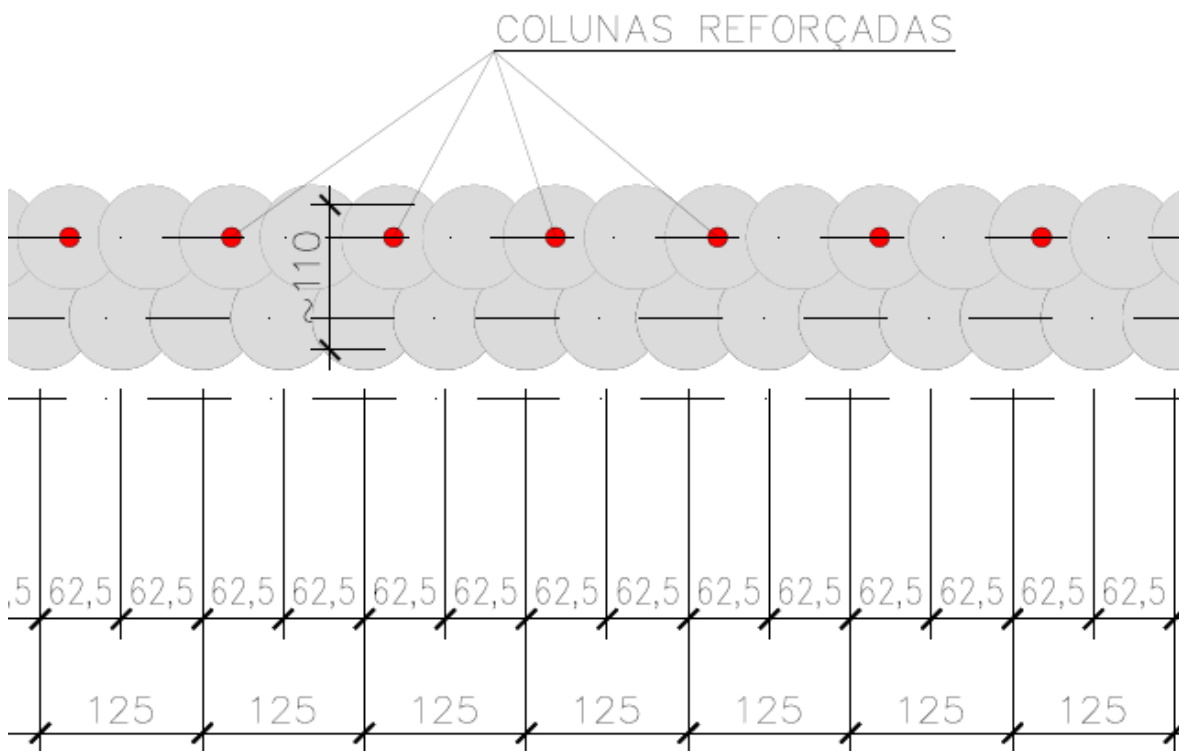


Figura 20 - Localização da contenção

A resistência à compressão do jet-grouting varia entre 3 e 10 MPa em areias. Nesta análise será considerado  $f_{ck} = 5 \text{ MPa}$ .

$$A_s (4 \times 25\text{mm}) = 4,90 \text{ cm}^2 \times 4 = 19,60 \text{ cm}^2$$

A armadura por metro de contenção é de:

$$A_s = 19,60 \text{ cm}^2 / 0,625 = 31,36 \text{ cm}^2/\text{m} = 3,14 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m}$$

### DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO - PAREDE DE CONTENÇÃO

#### CRITÉRIOS DA NBR6118-14

**Md = 25 kN.m**

#### PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

**f<sub>ck</sub> = 5 Mpa**

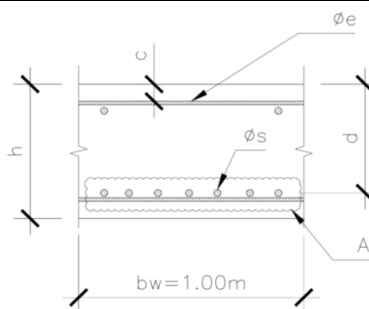
**f<sub>yk</sub> = 500 Mpa**

#### GEOMETRIA DA SEÇÃO

**bw = 100 cm**

**h = 110 cm**

**d = 83,73 cm**



#### ARMADURA

**c = 25 cm**

**phi\_s = 2,54 cm**

**phi\_e = 0,00 cm**

**Delta = 0,00 cm**

#### CÁLCULO

**k<sub>md</sub> = 0,010**

**k<sub>x</sub> = 0,015**

**k<sub>z</sub> = 0,994**

#### ARMADURA DE FLEXÃO:

**A<sub>s,necessária</sub> = 0,7 cm<sup>2</sup>/m**

**A<sub>s,mínima</sub> = 16,5 cm<sup>2</sup>/m**

**A<sub>s,requerida</sub> = 16,5 cm<sup>2</sup>/m**

#### ARMADURA ADOTADA EM PROJETO

**phi\_s = 2,54 cm**

**nº = 6,2 unid.**

**A<sub>s,1</sub> = 31,4 cm<sup>2</sup>/m**

**phi\_s = 0,00 cm**

**nº = 0 unid.**

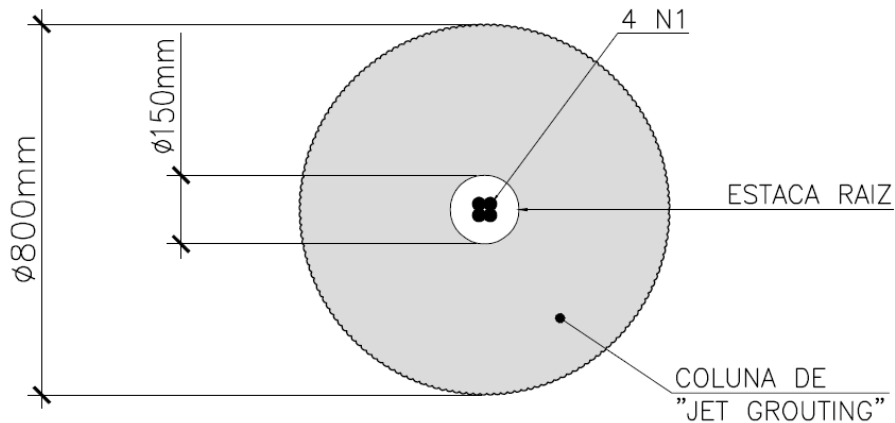
**A<sub>s,2</sub> = 0,0 cm<sup>2</sup>/m**

**A<sub>s,adotada</sub> = 31,4 cm<sup>2</sup>**

#### VERIFICAÇÃO

**A<sub>s,adotada</sub> ≥ A<sub>s,requerida</sub>**

**OK!**



Para a verificação de cisalhamento pelo esforço cortante, será apenas incluída a seção do aço das colunas reforçadas com 4 barras de 25mm em CA50 espaçadas de 62,5cm, por segurança (descontada a resistência do próprio jet-grouting).

$$f_{yd} = 500.000 / 1,15 = 434.783 \text{ kN/m}^2$$

$$V_r = 0,6 \times A_s \times f_{yd} = 820 \text{ kN/m} \gg V_d \quad (\text{OK})$$