

PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DA ÁREA DO PIRATINI NORTE - GRAMADO/RS

PARTE II – MEMORIAL TÉCNICO

Revisão	Descrição	Data	Emissor	Aprovação
00	Emissão inicial	25/07/25	LAB/EBS	LAB
01	Revisão dos quantitativos, planilha orçamentária, cronograma de desembolso. Critérios de medição.	18/02/26	LAB/EBS	LAB

BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental Ltda.

1 INTRODUÇÃO

Este Relatório visa apresentar o memorial técnico do projeto de estabilização da área do Piratini Norte, apresentando os dimensionamentos geotécnicos, hidráulicos e estruturais, bem como, memoriais de quantitativos e orçamentação. Este Relatório denominado “*Parte II – Memorial Técnico*” faz parte do projeto de estabilização que conta com (a) Parte I dedicada às investigações geotécnicas e (b) Parte III relacionada às peças gráficas.

2. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade apresentadas neste Relatório são divididas em duas partes: (i) retroanálise das rupturas identificadas e descritas na Parte I e (ii) análises das diferentes alternativas e das soluções escolhidas.

2.1 Definição dos níveis de risco

Para determinação do fator de segurança mínimo dos taludes analisados neste projeto, foram utilizadas as indicações da Normas Brasileira NBR 11682:2009 – Estabilidade de encostas, que define em seu item 7.3.7 os fatores e segurança a serem considerados nas análises de estabilidade de encostas, e de taludes resultantes de cortes e aterros realizados em encostas, em função do nível de segurança desejado contra danos a vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, conforme tabelas 2.1 e 2.2.

Tabela 2.1 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Tabela 2.2 – Nível de segurança desejado contra danos ambientais e materiais

Nível de segurança	Critérios
Alto	<p>Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais</p> <p>Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos</p>
Médio	<p>Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado</p> <p>Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados</p>
Baixo	<p>Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido</p> <p>Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos</p>

O entorno da área a ser estabilizada é caracterizada por uma região de moderada a densa concentração urbana, com presença de vias com fluxo significativo de pessoas e veículos, e onde no futuro será implantada uma praça pública. Dessa forma é desejado um nível de segurança alto contra danos a vida humanas, e médio contra danos materiais e ambientais. Estas definições implicam em um Fator de Segurança mínimo para deslizamentos de 1,5.

2.2 Seções estratigráficas

Para avaliação da estabilidade das soluções propostas, a partir da geometria levantada por topografia e pela avaliação dos resultados das investigações geotécnicas apresentados no Relatório de Investigação (Parte I), foram estabelecidas duas seções estratigráficas representativas do subsolo. A figura 2.1 apresenta a locação das seções transversais 1 e 2, e as figuras 2.2 e 2.3 as seções estratigráficas que serviram de base para elaboração dos modelos geomecânicos de análise. Destaca-se que todo o modelo geomecânico é uma representação simplificada das complexas condições geológicas, geotécnicas e geométricas existentes em campo, e conforme a boa técnica, deve ter alguns fatores confirmados durante as obras (cotas dos materiais, fluxos de água concentrados, etc.). Em relação à estratigrafia da encosta, destacam-se:

- a) Geomateriais: a encosta compreendida entre as ruas Getúlio Vargas (a Sul) e Santo André (a Norte), apresenta cerca de 55m de desnível, compreendendo uma região com três derrames de rochas vulcânicas em sequência vertical. (i) o derrame inferior está bem delimitado entre a brecha vulcânica, observada na cota 752m e uma camada espessa de solos amigdaloides, próximo da Rua

Guilherme Dal Ri (~778m); (ii) o derrame intermediário, cuja base encontra-se logo acima do solo amigdalóide encontrado na Rua Guilherme Dal Ri, se apresenta muito alterado até o nível da Rua Henrique Bertolucci, com materiais terrosos de baixa resistência à penetração; (iii) o derrame superior, acima do nível da Rua Henrique Bertolucci (cota 800m), caracteriza-se por uma camada de rocha dura, praticamente sã e de grande resistência mecânica, coberta por uma delgada capa de solo saprolítico. A partir da análise dos testemunhos de diferentes furos de sondagem, e suas respectivas cotas, ficou comprovado que as três camadas tendem a ser semi-horizontais, coerente com a gênese dos derrames (escorrimento de lava),;

- b) Derrame intermediário: o derrame intermediário se mostra bastante alterado, apresentando perfis espessos de solos de baixa resistência, com baixos valores de penetração ao amostrador SPT nos primeiros metros (N_{spt} inferior a 8 golpes).
- c) Contato de menor resistência: foi encontrado um contato crítico entre materiais, próximo da camada de solo amigdalóide avermelhado ao nível da Rua Guilherme Dal Ri. Em alguns pontos inspecionados em campo foi possível observar nesse contato algumas superfícies bastante lisas e planares (denominadas de *slickensides* na literatura), com muito baixa resistência ao cisalhamento. Além disto esta camada apresenta um claro contraste de permeabilidade com os materiais superiores, o que leva à formação de um nível de água suspenso. Esta importante evidência de campo, localizada pouco acima do nível da Rua Guilherme Dal Ri na porção Oeste, é condizente com os deslocamentos observados no limite inferior do movimento, como evidenciado claramente pelos movimentos de casas e muros que foram empurrados no sentido N-S (entre o lote nº755 e a escadaria). Por outro lado, entre a primeira e segunda escadaria mas ainda próximo do nível da Guilherme Dal Ri, , esta camada de transição apresenta um mergulho, fazendo com que a superfície de ruptura provoque o soerguimento de 'pé da ruptura' em frente aos lotes nº835, 851, e 490, e avanço da ruptura para o lado Sul (cruzando o eixo da rua para cotas inferiores). Essas observações de campo (soerguimento e aprofundamento da ruptura), são perfeitamente condizentes com a geometria da camada de solo amigdalóide (mergulho Oeste-Leste) obtida das investigações

de subsolo e, portanto, definindo um contato crítico o qual foi considerado nas análises de estabilidade;

- a) Poro-pressões: a partir da análise dos dados piezométricos, foram estabelecidas como condições de contorno a existência de três níveis piezométricos, em especial nos locais em que foram observados de forma mais clara a presença de fortes contrastes de permeabilidade.

Figura 2.1 – Locação das seções



Figura 2.2 – Seção 1

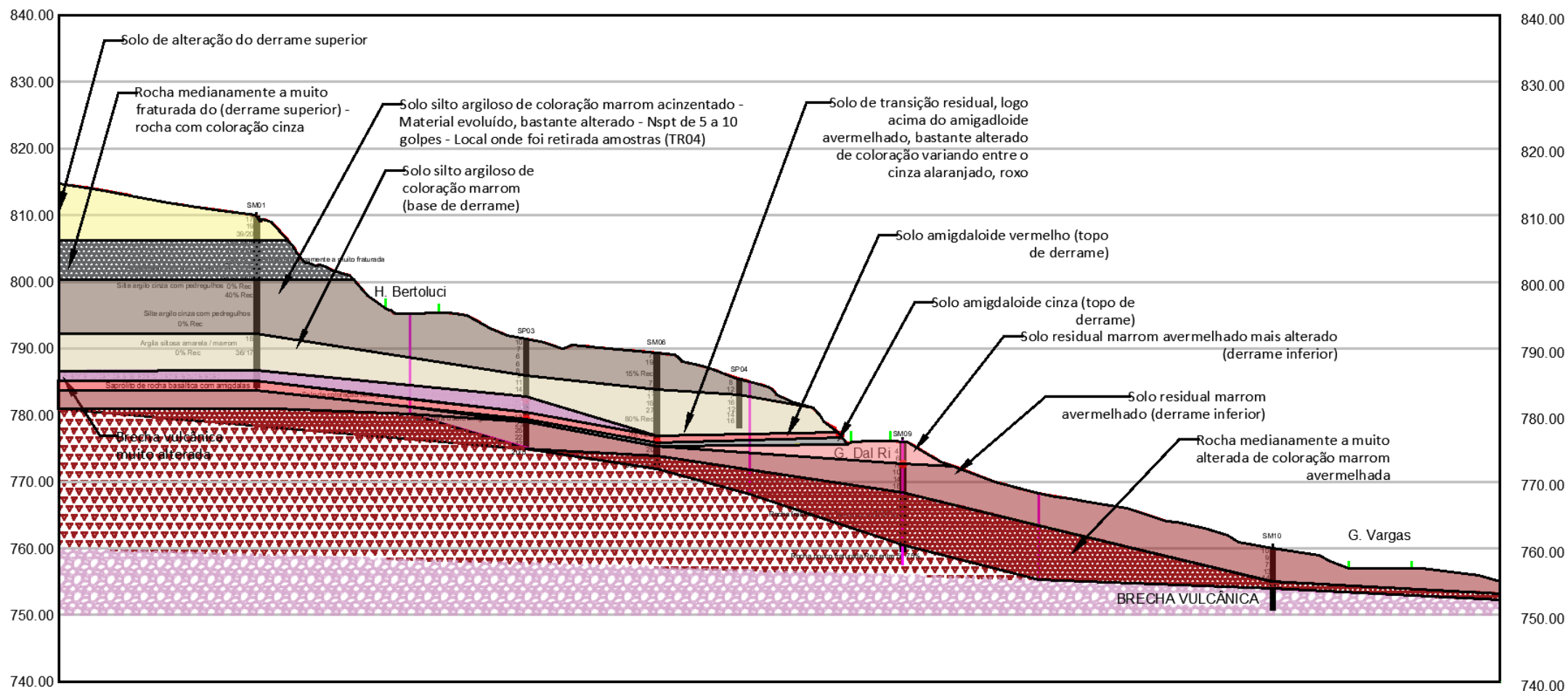
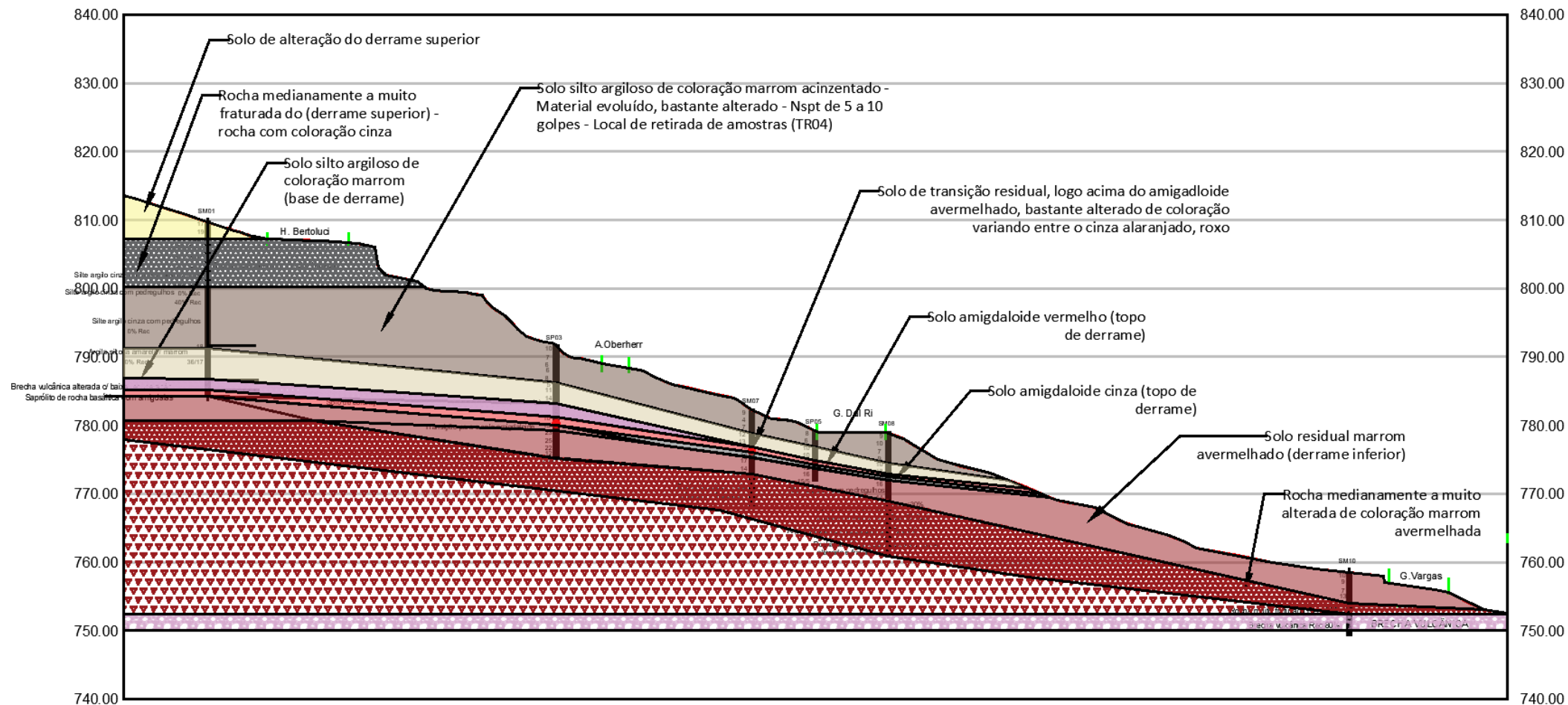


Figura 2.3 – Seção 2



2.3 Retroanálises

As retroanálises foram calculadas a partir de software de análise de equilíbrio limite utilizando o método de cálculo Morgenstern-Price para superfícies de ruptura não circulares, passantes pelo contato crítico descrito anteriormente.

As superfícies mais críticas tiveram início na Rua Henrique Bertolucci e término (ou pé) na Rua Guilherme Dal Ri, passando próximo das cotas 777-778 m. Para definição da geometria, a geometria da Rua Henrique Bertolucci foi reconstruída para as condições anteriores ao evento, a partir da interpolação dos dados limítrofes da superfície de ruptura, e a topografia atual foi utilizada para representar o cenário pós-ruptura.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos (Φ' e c') foram obtidos a partir das tensões máximas cisalhantes obtidas de ensaios de cisalhamento direto realizados nos solos ensaiados. Para os outros materiais, foram adotados valores de resistência obtidos de bibliografia, devidamente ajustados a partir dos dados das retroanálises. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento estão apresentados na tabela 2.1.









Foram adotadas três linhas piezométricas para simular as condições de contorno relacionadas às poropressões, sendo que nas retro-análises, duas condicionantes do modelo geomecânico foram simuladas/avaliadas: (i) possível elevação da pressão de água através da segunda linha piezométrica, acima do contato (ii) variação do ângulo de atrito (residual) da camada de contato.

A justificativa para estes estudos é que, embora os níveis de água tenham sido monitorados por um certo tempo (~6 meses), os níveis de água que podem ter ocorrido nos dias que antecederam a ruptura foram transitórios, e muito possivelmente superiores aos medidos devido à grande intensidade de chuvas em maio/24. Quanto à resistência ao cisalhamento “operacional” da camada inferior (*slickenside*), ela claramente está definida pela resistência de residual (grandes deformações) de pequenas lentes argilas sub-centimétricas. Estas camadas apresentaram grandes dificuldades na coleta de amostras para ensaios de laboratório, já que se encontram em campo de forma descontínua.

As figuras 2.4 a 2.7 apresentam o exemplo dos resultados das retroanálises para as seções 1 e 2 respectivamente. A figura 2.8 apresenta a variação da carga

piezométrica avaliada no centro da seção versus o ângulo de atrito da camada crítica. Avaliando o conjunto de análises, e a compatibilidade das diversas superfícies de ruptura simuladas no software com a ruptura observada em campo, o ângulo de atrito que melhor se ajusta para a resistência retroanalizada dessa camada fica em uma faixa de 9-12°. Este valor é compatível com ângulos de atrito obtidos em ensaios de materiais envolvidos em outras rupturas de materiais argilosos no RS (experiência dos autores). Esse ângulo de atrito, em conjunto com a respectiva linha piezométrica, foram os parâmetros de referência para a análise e avaliação das soluções apresentadas no item 2.3.

Tabela 2.3 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento

Property	Solo de alteração Nspt>20	Rocha basáltica med a muito fr	Solo silto argiloso Nspt	Solo silto argiloso Nspt>10	Brecha muito alterada	Amigdalóide vermelho	Amigdalóide cinza	Solo residual avermelhado
Color								
Strength Type	Mohr-Coulomb	Anisotropic strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	18	18.5	15.5	16	16	16	16	17
Cohesion [kPa]	10		25.4	30	20	37	26.7	20
Friction Angle [deg]	35		38.3	38.3	25	27.3	33.7	35
Cohesion 1 [kPa]		50						
Cohesion 2 [kPa]		5						
Friction Angle 1 [deg]		45						
Friction Angle 2 [deg]		25						
Angle from 1 [deg]		0						
Water Surface	None	None	Piezometric Line 2	Piezometric Line 2	Piezometric Line 2	Piezometric Line 2	Piezometric Line 2	Piezometric Line 3
Hu Value			1	1	1	1	1	1
Ru Value	0	0						








Property	Rocha fraturada com baixa rec	Rocha pouco fraturada	Brecha pouco alterada	Contato - plano de ruptura	Recomposição em aterro	Aterro em rachão	Gabião
Color							
Strength Type	Mohr-Coulomb	Infinite strength	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m ³]	18	20	19	15.5	16.5	17.5	17
Cohesion [kPa]	20			0	10	5	24
Friction Angle [deg]	35			11.5	28	40	30
Water Surface	Piezometric Line 3	None	None	Piezometric Line 2	None	None	None
Hu Value	1			1			
Ru Value		0	0		0	0	0

Figura 2.4 – Retroanálise da Seção 1 – FS=1,0

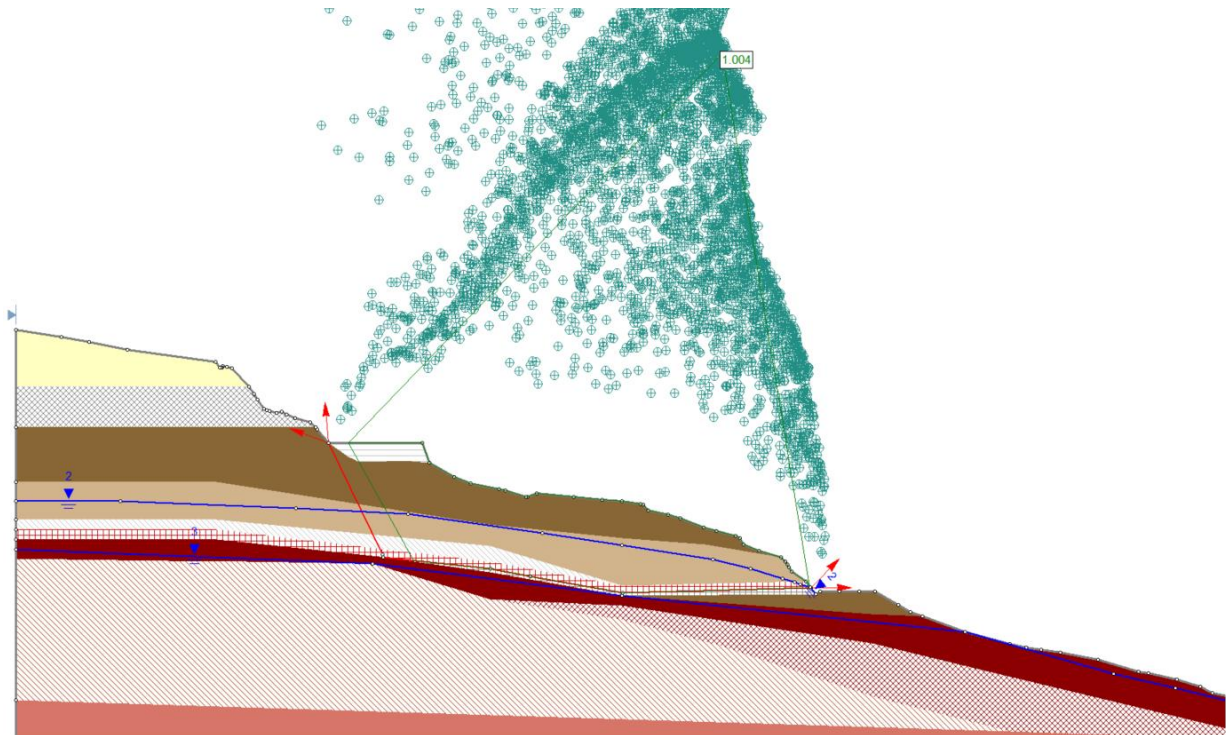


Figura 2.5 – Retroanálise da Seção 1 – FS=1,0 a 1,1

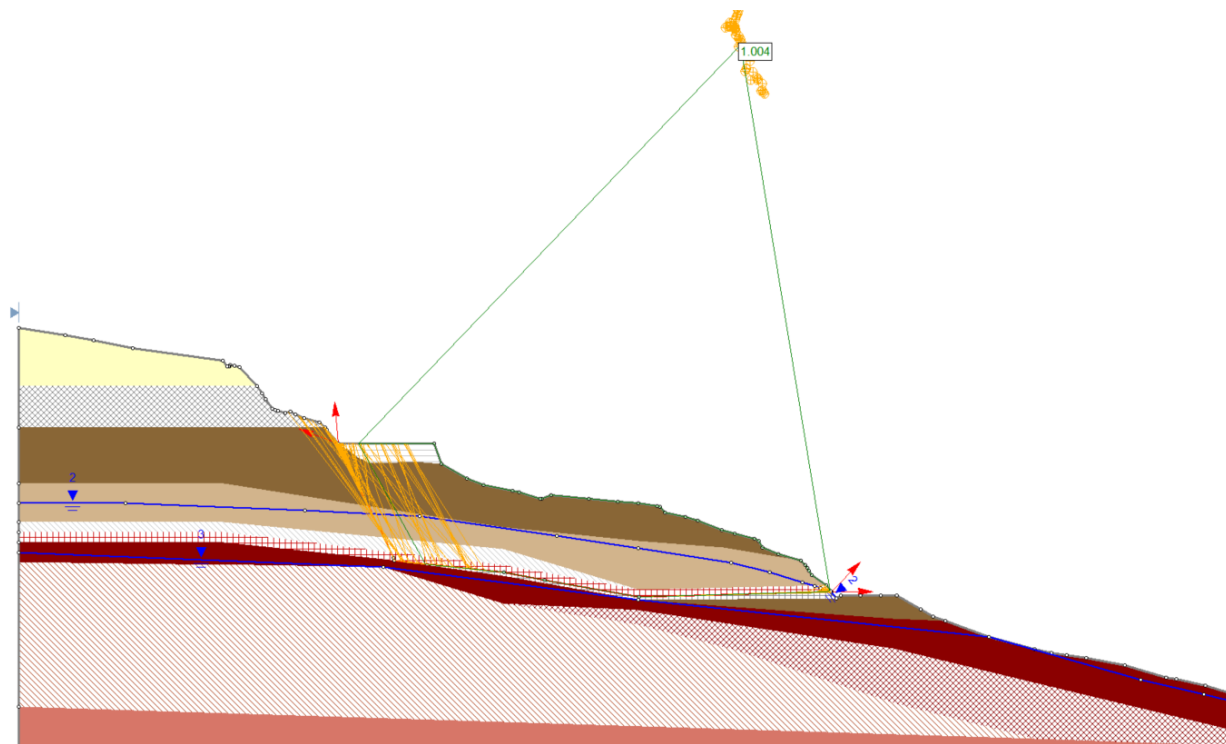


Figura 2.6 – Retroanálise da Seção 2 – FS=1,0

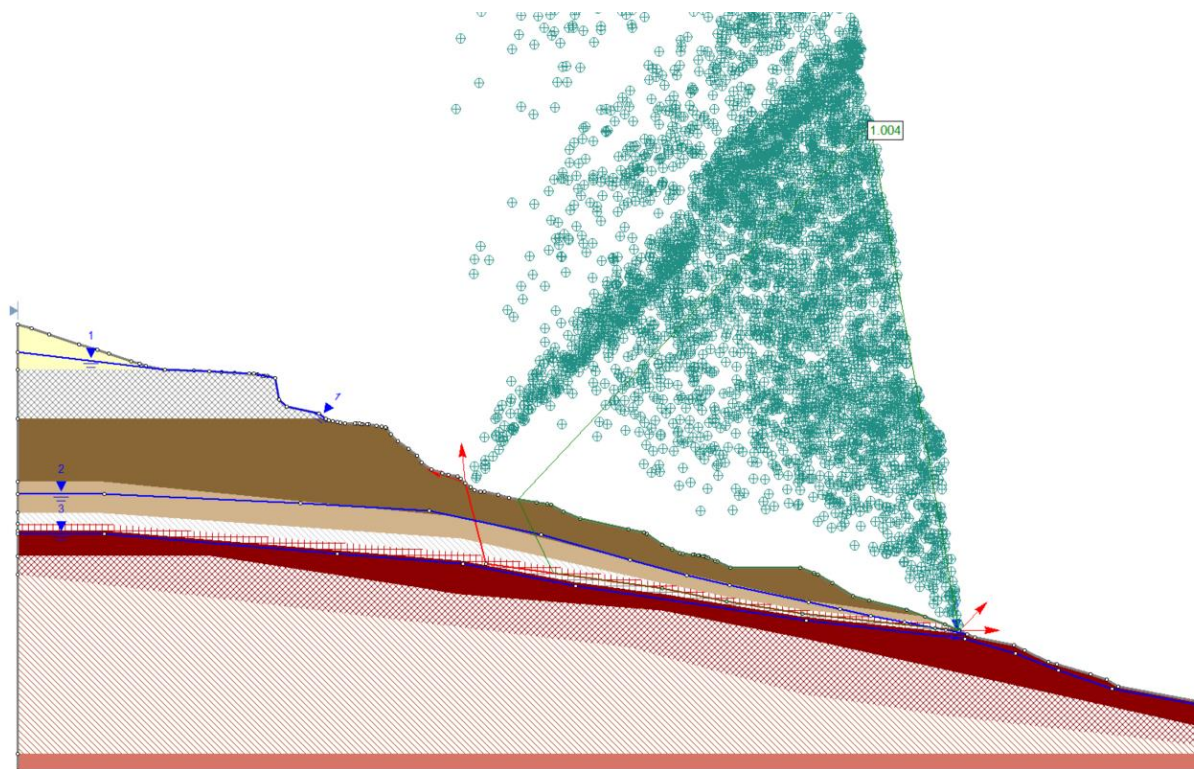


Figura 2.7 – Retroanálise da Seção 2 – FS=1,0 a 1,14

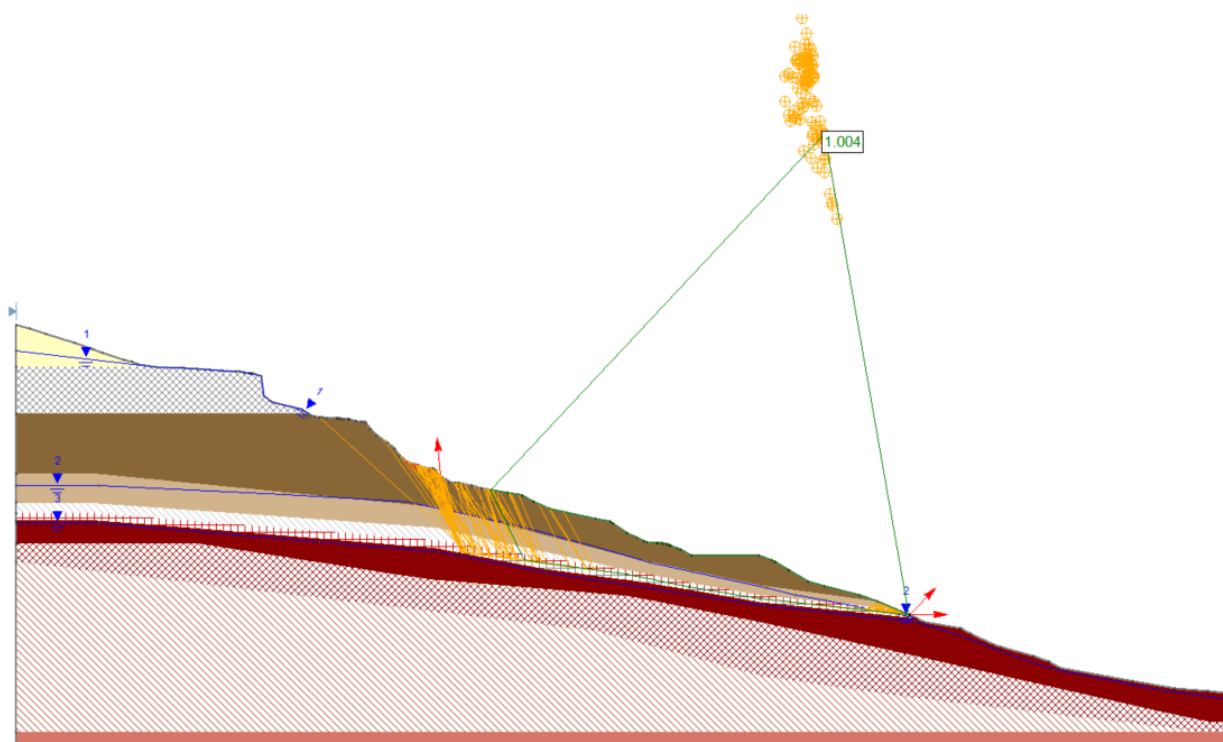
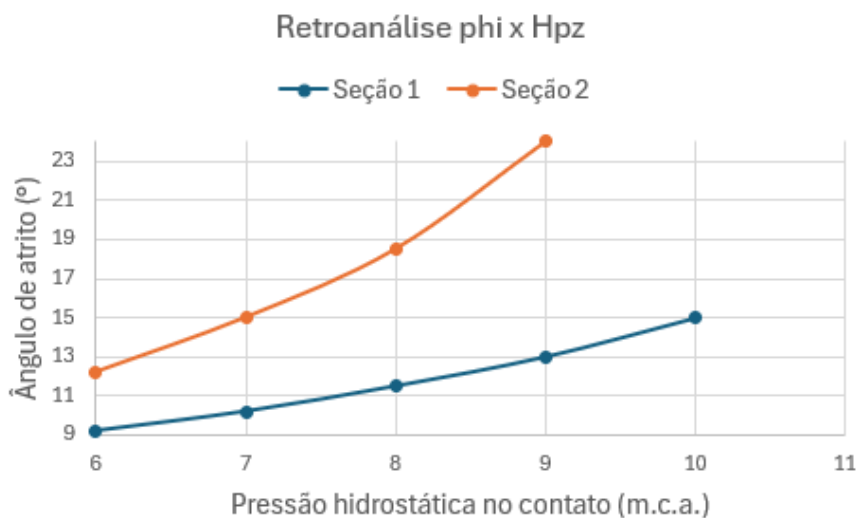


Figura 2.8 – Variação do ângulo de atrito versus a carga piezométrica nas seções 1 e 2



2.4 Análises de estabilidade das soluções de estabilização

O estudo de soluções de estabilização, considerou as seguintes premissas e pré-requisitos de projeto:

- Manter o alinhamento e greide das Ruas Henrique Bertolucci e Rua Guilherme Dal Ri;
- Criar um platô na área central, isto é, entre as Ruas Henrique Bertolucci e Guilherme Dal Ri, para futura instalação de área pública (exemplo: praça, centro recreativo e outros);
- Melhorar a segurança das edificações limítrofes ao movimento de massa, especialmente as localizadas na Rua Santo André e áreas contíguas à ruptura na rua H. Bertolucci;
- Utilizar parâmetros reduzidos de resistência ao cisalhamento nas camadas de solo silto argiloso ensaiadas em laboratório, de forma a restringir na análise de estabilidade, a mobilização de resistência para pequenos deslocamentos;
- Utilizar sobrecarga de 20 kN/m² nos platôs e bordas de aterro;
- Considerar níveis piezométricos semelhantes aos adotados na retroanálise, porém, considerando o efeito das drenagens subterrâneas projetadas.

- Atender os fatores de segurança mínimos de projeto, conforme recomendação e apontamentos do item 2.1

Para obtenção do fator de segurança adequado em toda a área, considerando a extensão e declividade da encosta e um adequado custo-benefício das soluções foram projetadas diversas estruturas complementares de contenção em diferentes níveis:

- a) No nível da Rua Guilherme Dal Ri:
 - a. Muro de gabião com até 4,5m de altura, com substituição de material em uma largura mínima de 10m, e com drenagem de fundo;
 - b. No limite Leste do movimento, onde a ruptura atravessa o nível da Rua, implantação de uma cortina de estacas justapostas, tipo raiz, com atirantamento em 2 níveis;
- b) Na Rua Afonso Oberherr:
 - a. Rebaixamento do platô central para a cota 788m;
 - b. Implantação de drenagem sub-superficial (dreno subterrâneo longitudinal)
- c) Na Rua Henrique Bertolucci:
 - a. Implantação de cortina de concreto armado atirantada a jusante da via;
 - b. Implantação de cortina intermediária de concreto armado, atirantada (solução a partir de questões executivas e de custo);
 - c. Solo grampeado com faceamento de concreto projetado no talude a montante da via (suporte da rua Santo André).

As análises de estabilidade das seções 1 e 2 são apresentadas nas figuras 2.9 e 2.10, respectivamente. Os itens subsequentes, apresentam verificações de cálculo específicas para cada tipo de estrutura.

Figura 2.9 – Análise de estabilidade com aplicação das soluções para Seção 1

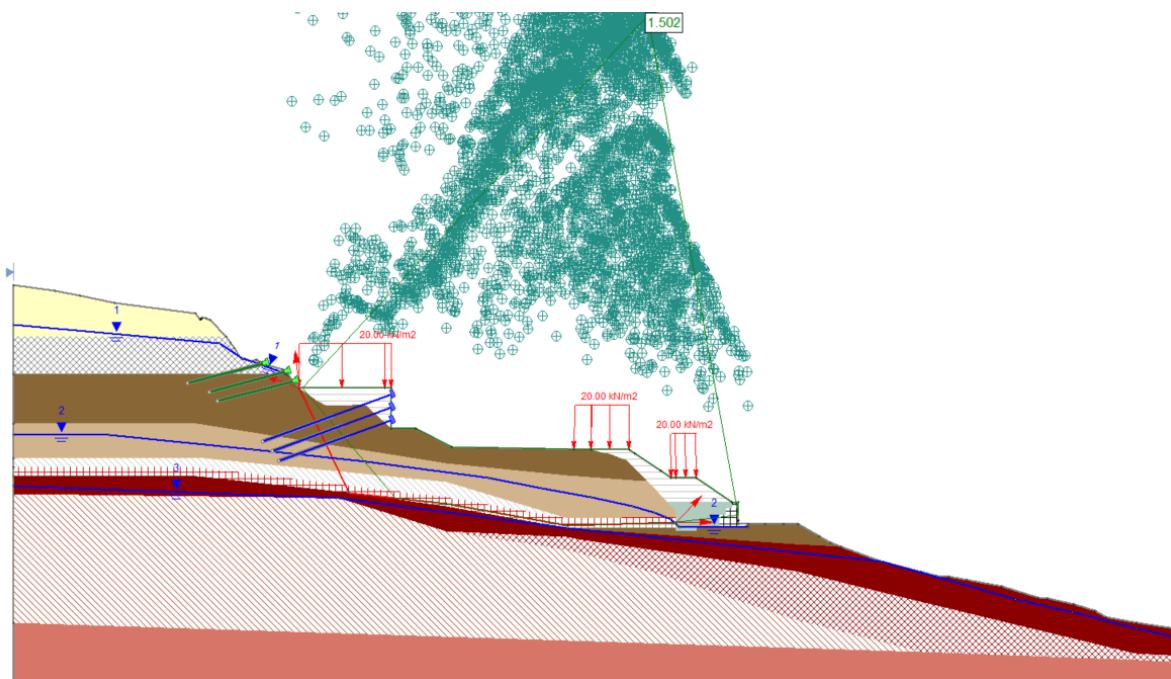
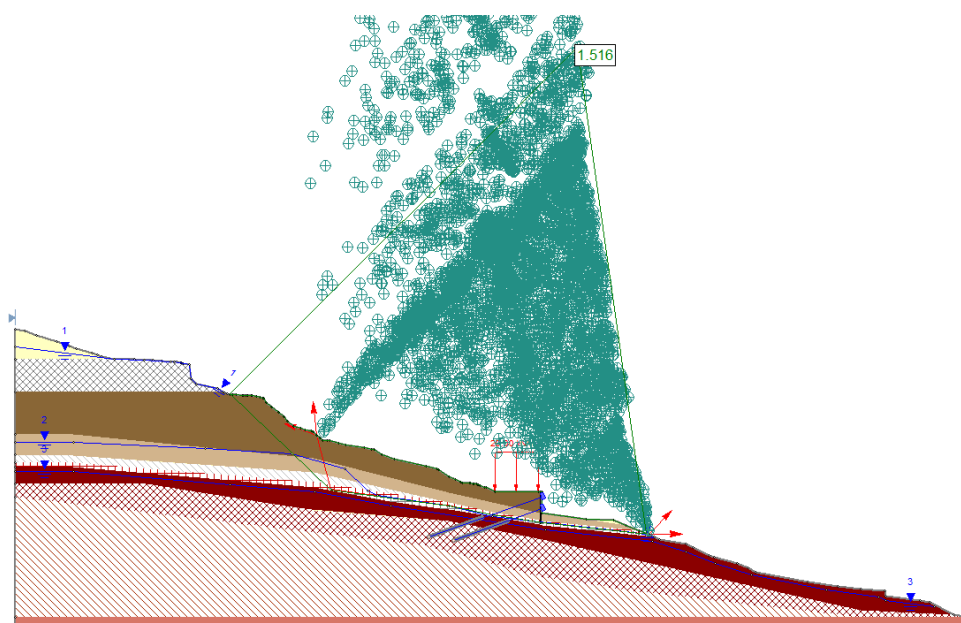


Figura 2.10 – Análise de estabilidade com aplicação das soluções para Seção 2



A figura 2.11 e 2.12 apresentam os resultados das análises de estabilidade para ambas as seções para superfícies de ruptura circulares ($FS > 1,5$).

Figura 2.11 – Análise de estabilidade para superfícies circulares - Seção 1

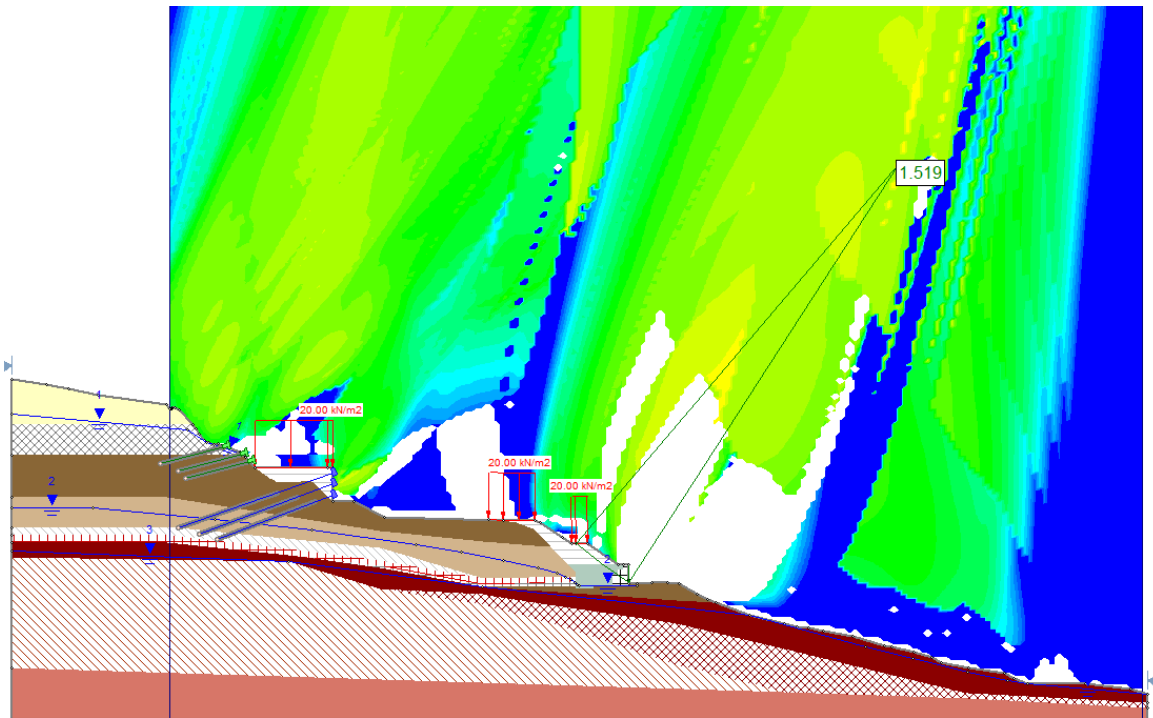
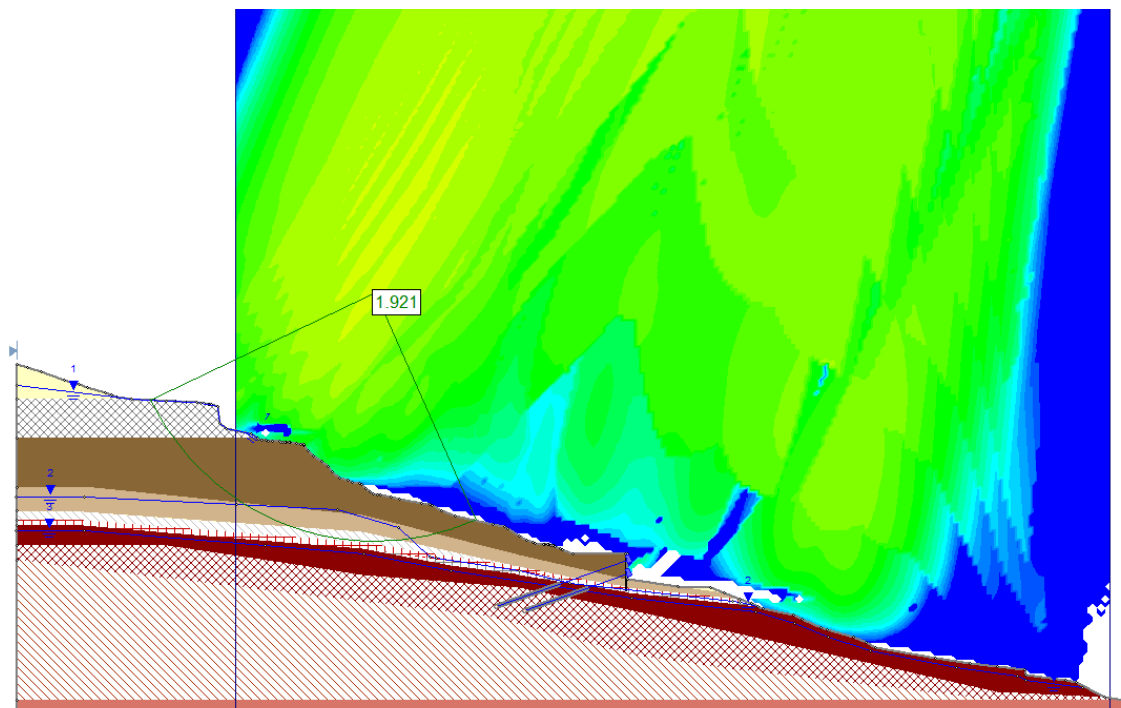


Figura 2.12 – Análise de estabilidade para superfícies circulares - Seção 1



2.4.1 Dimensionamento dos grampos

A concepção do uso dos grampos, no talude de montante da Rua Henrique Bertolucci visa o aumento da rigidez da parte superior da encosta, próximo das cotas 797 e 802m, onde é observada a inversão do perfil geológico, isto é, a presença de solo (pouco compacto) abaixo de um nível de rocha são medianamente fraturada. Esta medida visa mitigar a ocorrência de maiores deformações ao longo do processo executivo da cortina atirantada, bem como melhorar a segurança das residências da Rua Santo André.

A solução utiliza uma malha de grampos de formato regular, com espaçamentos de 1,25x1,25m e com grampos em aço CA-50 de diâmetro 20 mm, com carga de trabalho de 116 kN (capacidade de carga a tração para seção reduzida em 1,5mm). A resistência ao cisalhamento do contato solo/grampo adotada (q_s) foi de 150 kPa. Para o diâmetro de perfuração de 100 mm, a adesão solo-grampo adotada foi de 47,40 kN/m. As cargas de arrancamento necessárias para estabilidade global foram calculadas a partir de software de análise de equilíbrio limite.

2.4.2 Dimensionamento das ancoragens dos tirantes das cortinas da Rua Henrique Bertolucci

A cortina superior da Rua Henrique Bertolucci é constituída de 12 painéis de concreto como segue: (i) 01 painel com 10 m de largura e 4,5 m de altura, ancorado com 8 tirantes, e (ii) 11 painéis com 10m de largura, 6,5m de altura, cada um ancorado por 12 tirantes. Os tirantes serão instalados em três linhas, tendo cada tirante 350 kN de carga de trabalho, com afastamento horizontal de 2,5m e vertical de 2,0m. O comprimento do trecho livre foi adotado a partir da geometria das superfícies de ruptura críticas, de modo a ter FS maior que 1,5. Dessa forma, para a cortina superior, as linhas de tirantes foram projetadas com 14m de comprimento livre somado a 1m de saliência (14+1m).

A cortina intermediária é constituída de 04 painéis de 10 de largura e 4,5m de altura, cada um deles ancorados com 8 tirantes, divididos em duas linhas, com comprimento livre de 11m somado a 1m de saliência (11+1).

O comprimento de ancoragem foi definido a partir da avaliação dos resultados obtidos por dois métodos de dimensionamento. Pelo método de Bustamante e Doix (1985), temos:

$$T = q_s \cdot \pi \cdot D_s \cdot L_a$$

$$D_s = D_p \cdot \beta$$

Onde:

L_a = comprimento de ancoragem em m;

T = carga de trabalho do tirante em (kN) multiplicado pelo fator de segurança de 1,75 para tirantes permanentes;

q_s : aderência da interface solo-bulbo (kN/m²);

β = coeficiente de majoração do diâmetro do tubo de 1,5.

D_s = diâmetro final em m;

D_p = diâmetro de perfuração em m;

E pelo método Costa Nunes (1987), através da seguinte equação:

$$L_b = \frac{T}{\pi \cdot D_d \cdot n_d \cdot n_l \cdot q_s} ; q_s = c' + (\gamma \cdot h \cdot n_h + \Delta p) \cdot \tan \phi$$

Onde:

L_b = comprimento de ancoragem em m;

T = carga de trabalho do tirante em (kN) multiplicado pelo fator de segurança de 1,75 para tirantes permanentes;

Q_s : aderência da interface solo-bulbo (kN/m²);

N_d = fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção;

N_l = fator de redução do comprimento do bulbo devido à pressão sobre o mesmo não ser uniforme;

N_h = fator de redução de profundidade;

D_d = diâmetro de perfuração em m;

c' é aderência entre a calda e solo, podendo igualar à coesão do solo em kN/m²;

γ é o peso específico do solo em kN/m^3 ;

h é a altura do centro do bulbo em m;

ϕ é o ângulo de atrito do solo, em $^\circ$;

Δp = parcela de aumento de pressão normal devido à pressão residual de injeção;

Como premissa de cálculo foi adotado o cenário, no qual as ancoragens estão locadas em uma camada argilo-siltosa de consistência mole com N_{spt} médio de 7 golpes (SPT 02 e SPT 03). As tabelas 2.4 e 2.5 apresentam os cálculos por ambos os métodos, de tal forma que o comprimento ancorado foi definido em 16m (valor arredondado para atender o padrão industrial de fabricação).

Tabela 2.4 – Comprimento de ancoragem por Bustamante

Método de Bustamante - N_{spt} médio de 7 golpes		
Comprimento de ancoragem	L_a	15,47
Carga do Tirante	T (kN)	350,00
Fator de segurança para carga de trabalho permanente	FS	1,75
Diâmetro de perfuração	D_s (m)	0,12
Majoração do tamanho do bulbo	α	1,50
Diâmetro final do bulbo	D_s (m)	0,18
Resist. cisalhamento solo-grampo	Q_s (kPa)	70,00
Adesão solo-grampo (kN/m)	a (kN/m)	39,58

Tabela 2.5 – Comprimento de ancoragem por Costa Nunes

Método Costa Nunes		
Comprimento do bulbo	L_a	15,8
Carga do Tirante	T (kN)	350,0
Fator de segurança para carga de trabalho permanente	FS	1,75
Diâmetro de perfuração	D_s (m)	0,12
Resist. cisalhamento solo-grampo	Q_s (kPa)	102,7
Adesão solo-grampo (kN/m)	a (kN/m)	38,7
Coesão solo	c' (kPa)	26,0
Aderência entre calda e solo (90 %)	c' (kPa)	23,4
Peso específico do solo	γ (kN/m^3)	15,5
Profundidade do centro do bulbo	h (m)	10,0
Fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção	nd	1,0
Fator redução profundidade	nh	1,0
Fator de redução do comp do bulbo devido a pressão não uniforme	nl	1,0
ângulo de atrito do solo	ϕ (rad)	0,454
Parcela de aumento	Δp	7,5

2.4.3 Dimensionamento das ancoragens dos tirantes da cortina da Rua Guilherme Dal Ri

A cortina em estacas justapostas tipo raiz, injetadas e com diâmetros de 400mm, será ancorada por dois níveis de tirantes de 350 kN de carga de trabalho, com afastamento horizontal de 2,5m e vertical de 2,0. O comprimento do trecho livre será de 15m e 12m, adotados a partir da geometria das superfícies de ruptura críticas, ultrapassando a camada de contato por onde passam as superfícies. Os comprimentos de ancoragem foram calculados de forma análoga aos itens anteriores, utilizando como referência os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo amigdalóide cinza pouco alterado.

As tabelas 2.6 e 2.7 apresentam os resultados dos cálculos para ambos os métodos. Ficou determinado o comprimento de ancoragem de 12 m.

Tabela 2.6 – Comprimento de ancoragem (cortina em estacas justapostas)

Método de Bustamante estacas justapostas NSPT médio - 13 golpes		
Comprimento do bulbo	LB	10,83
Carga do Tirante	T (kN)	350,00
Fator de segurança para carga de trabalho permanente	FS	1,75
Diâmetro de perfuração	Ds (m)	0,12
Majoração do tamanho do bulbo	α	1,50
Diâmetro final do bulbo	Ds (m)	0,18
Resist. cisalhamento solo-grampo	Qs (kPa)	100,00
Adesão solo-grampo (kN/m)	a (kN/m)	56,55

Tabela 2.7 – Comprimento de ancoragem (cortina em estacas justapostas)

Método Costa Nunes - Cortina de estacas justapostas (1º nível de tirantes)		
Comprimento do bulbo	LB	14,30
Carga do Tirante	T (kN)	350,00
Fator de segurança para carga de trabalho permanente	FS	1,75
Diâmetro de perfuração	Ds (m)	0,12
Resist. cisalhamento solo-grampo	Qs (kPa)	113,65
Adesão solo-grampo (kN/m)	a (kN/m)	42,84
Coesão solo	c' (kPa)	42,80
Aderência entre calda e solo (90 %)	c' (kPa)	38,52
Peso específico do solo	Y (kN/m ³)	16,00
Profundidade do centro do bulbo	h (m)	8,00
Fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção	nd	1,10
Fator redução profundidade	nh	1,00
Fator de redução do comp do bulbo devido a pressão não uniforme	nl	0,90
ângulo de atrito do solo	φ (°)	29,70
Parcela de aumento	Δp	5,00
Método Costa Nunes - Cortina de estacas justapostas (2º nível de tirantes)		
Comprimento do bulbo	LB	11,36
Carga do Tirante	T (kN)	350,00
Fator de segurança para carga de trabalho permanente	FS	1,75
Diâmetro de perfuração	Ds (m)	0,12
Resist. cisalhamento solo-grampo	Qs (kPa)	143,01
Adesão solo-grampo (kN/m)	a (kN/m)	53,91
Coesão solo	c' (kPa)	48,00
Aderência entre calda e solo (90 %)	c' (kPa)	43,20
Peso específico do solo	Y (kN/m ³)	17,00
Profundidade do centro do bulbo	h (m)	10,00
Fator de aumento do diâmetro pela pressão de injeção	nd	1,00
Fator redução profundidade	nh	1,00
Fator de redução do comp do bulbo devido a pressão não uniforme	nl	1,00
ângulo de atrito do solo	φ (°)	29,70
Parcela de aumento	Δp	5,00

2.4.4 Dimensionamento do Muro de Gabião

A geometria do muro de gabião foi verificada para estabilidade externa e interna, através do software Geo5-Muro de Gabião, para a seção crítica, cuja geometria é apresentada na figura 2.13. Os parâmetros de cálculo, e verificações de dimensionamento, são apresentados na tabela 2.10. Para verificação da estabilidade

global foi utilizado o software Slide, com os mesmos parâmetros apresentados no item 2.4, e cujo resultado é apresentado na figura 2.9.

Figura 2.8 – Seção tipo do muro de gabião

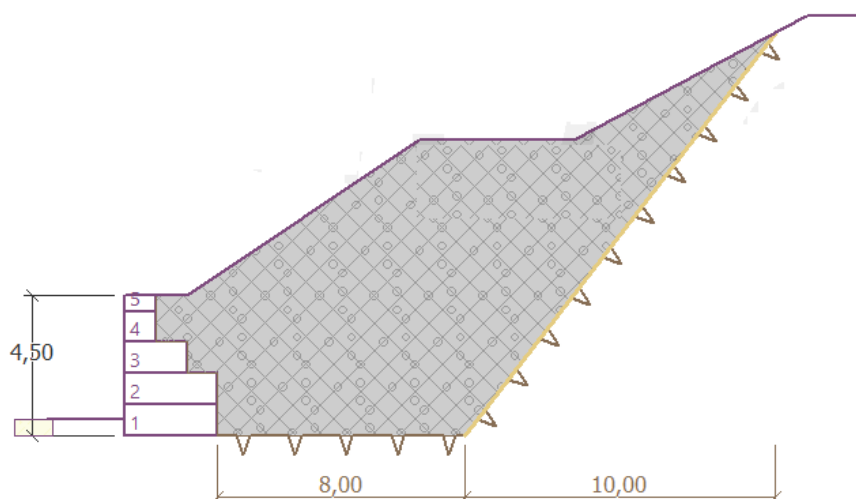
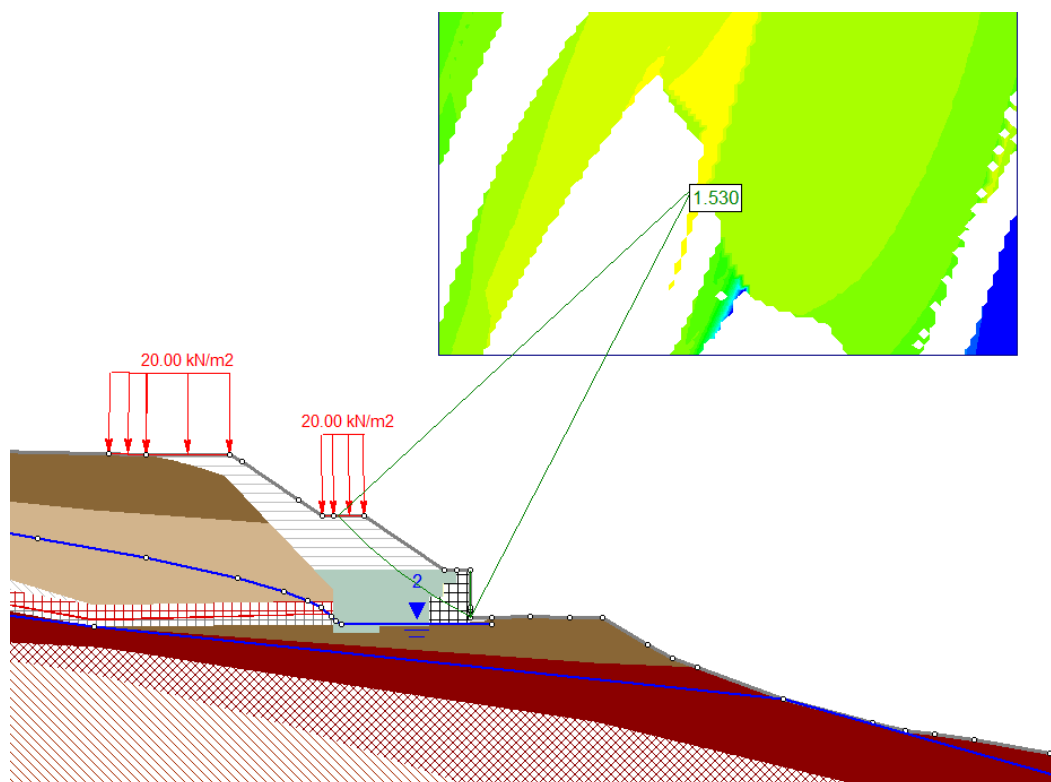


Tabela 2.8 – Verificações de cálculo do muro de gabião

Propriedade dos materiais			Verificação de cálculo interna (1ª junta)			Verificação de cálculo externa		
Material de enchimento gabião	Unidade		Verificação ao tombamento	Unidade		Verificação ao tombamento	Unidade	
Peso específico do enchimento	kN/m ³	17	Momento Resistente	kNm/m	320,51	Momento Resistente	kNm/m	436,1
Ângulo de atrito interno	°	30	Momento de tombamento	kNm/m	35,7	Momento de tombamento	kNm/m	75,27
Coesão	kPa	0	FS		9,01 > 2	FS		5,79 > 2
Malha Gabião			Verificação ao deslizamento			Verificação ao deslizamento		
Resistência à tração da malha	kN/m	37	Reação Horizontal	KkN/m	109,65	Reação Horizontal	KkN/m	171,25
Distância das divisórias verticais	kN/m	1	Exmpuxo ativo horizontal	KkN/m	18,63	Exmpuxo ativo horizontal	KkN/m	35,98
Resistência da conexão	kN/m	27	FS		5,88 > 1,5	FS		4,76 > 1,5
Solo 1 - Aterro em rachão			Verificação da conexão transversal					
Peso específico	kN/m ³	17	Capacidade de carga	kN/m	27			
Ângulo de atrito interno	°	40	Estado de tensão computado	kN/m	14,9			
Coesão	kPa	5	FS		1,81 > 1,5			
Ângulo de atrito estrutura-solo	°	36						
Solo 2 - Aterro em solo compactado			Verificação da junta entre blocos					
Ângulo de atrito interno	°	28	Capacidade de carga	kN/m	37			
Coesão	kPa	10	Estado de tensão computado	kN/m	14,9			
Ângulo de atrito estrutura-solo	°	22	FS		2,48 > 1,5			
Solo 3 - Fundação								
Ângulo de atrito base-solo	°	29,7						
Coesão base solo	kPa	10						

Figura 2.9 – Seção tipo do muro de gabião



3. SEQUÊNCIA EXECUTIVA

A sequência executiva apresentada neste material é apresentada (i) em macro fases da forma discriminada na tabela 3.1 e planta de sequência executiva apresentada na Parte III, e (ii) na sequência executiva de cada contenção em si, apresentada exclusivamente pelas peças gráficas das pranchas constantes na Parte III do projeto.

Tabela 3.1 —Macro fases de implantação

Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4
1.1 Implantação do muro de gabião e reaterro na Rua Guilherme Dal Ri, com implantação da drenagem de fundo;	2.1 Rebaixamento do platô central para cota 788	3.1 Implantação da cortina atirantada superior na Rua Henrique Bertolucci	4.1 Implantação da cortina inferior da Rua Henrique Bertolucci
1.2 Execução da cortina com estacas justapostas e atirantamento na rua Guilherme Dal Ri;	2.2 Execução da drenagem sub-superficial no alinhamento da Rua Afonso Oberherr		

1.3	Execução dos grampos no talude superior da Rua Henrique Dal Ri			
-----	--	--	--	--

A primeira fase compreende uma série de ações, que poderão ocorrer simultaneamente sem prejuízo da segurança, desde que respeitada a sequência executiva de cada estrutura, conforme detalhamento do projeto.

4. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS CORTINAS

4.1. Geometria e modelo adotados

A obtenção das solicitações foi feita com a modelagem numérica computacional através de elementos finitos. Para tanto foi utilizado o programa computacional SCIA. Na figura 4.1 é apresentado o modelo em elementos finitos adotado com a aplicação da carga de trabalho.

Figura 4.1 – Modelo numérico

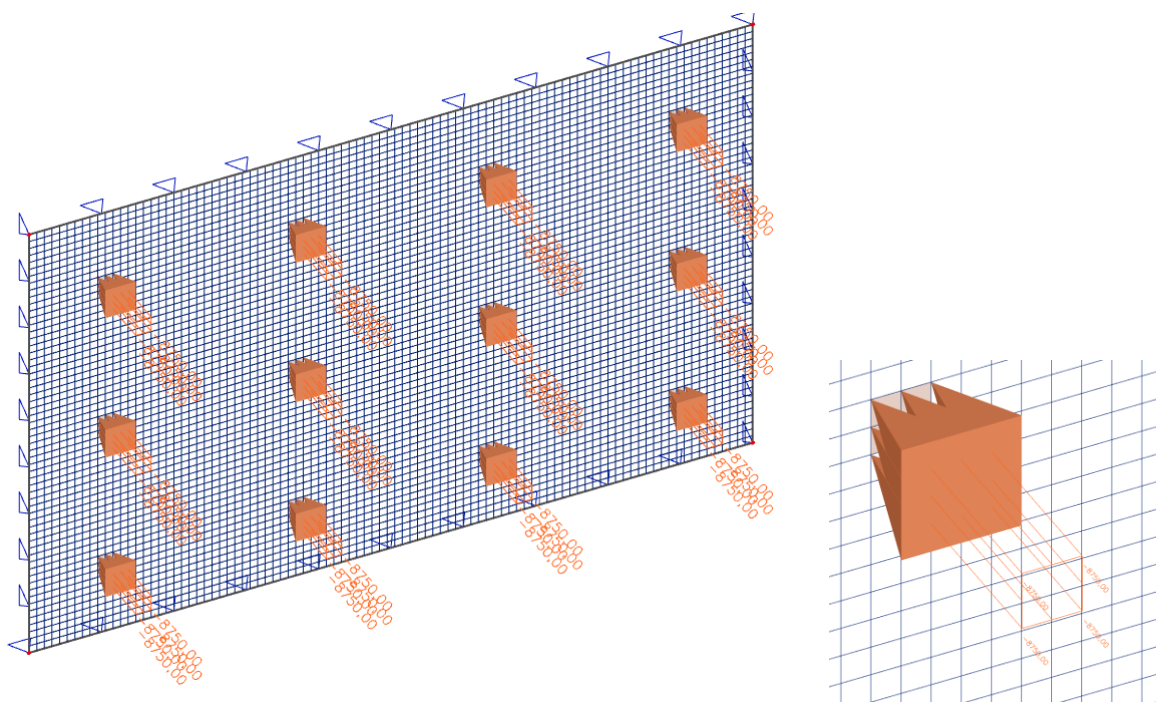


Figura 1 – Modelo numérico

O modelo é elaborado como grelha. Nele a cortina é modelada em elementos de placa, o solo que será simulado com a utilização de molas elásticas unidirecionais e as cargas aplicadas foram consideradas como cargas distribuídas na placa de ancoragem. A cortina foi definida com 30cm de espessura.

4.2. Propriedades dos Materiais

Segundo os critérios de durabilidade estabelecidos pela NBR6118 a obra de arte se localiza em um ambiente com classe de agressividade ambiental moderada (Classe II) caracterizado pelo ambiente urbano e pequeno risco de deterioração.

Será adotado um concreto de 30 MPa com as seguintes características:

- Resistência à compressão característica $f_{ck} = 30\text{MPa}$
- Resistência de cálculo à compressão $f_{cd}=21,42\text{MPa}$
- Módulo de Elasticidade $E_c = 32.206\text{MPa}$
- Resistência à tração $f_{ctm}=2,9\text{MPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$
- Coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

O cobrimento nominal das armaduras correspondentes à classe de agressividade classificada é o seguinte: Elementos em contato com o solo - 30mm. As armaduras são do tipo CA-50 com as seguintes características:

- Resistência a Tração característica $f_{yk}=500\text{MPa}$
- Resistência a Tração de cálculo $f_{yd}=434,8\text{MPa}$
- Módulo de Elasticidade $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica $\alpha= 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

As correlações empregadas para obter o valor do coeficiente de recalque, considerando que um material de reaterro com N_{spt} variável de 6 a 10 golpes com peso específico de 17kN/m^3 , ângulo de atrito de 28° e coesão de 10kPa , estão descritas abaixo.

Segundo Clayton (1986) (fonte: livro Ensaios de Campo, pág. 45):

Para N_{spt} mínimo=6:

$E/N_{spt,60} = 2,8 \text{ MPa}$ (considerando $N_{spt}=6$ golpes, que equivale a $N_{spt,60}=7,2$ golpes)

$$E = 2,8 * 7,2 = 20,16 \text{ MPa}$$

Segundo Castro (1988) (fonte: livro Fundações Teoria e Prática, pág. 311). Sendo K o módulo de reação horizontal:

$$K = 0,5 * E = 0,5 * 20,16 = 10,08 \text{ MN/m}^3 \text{ ou } 10.080 \text{ kN/m}^3$$

Para N_{spt} máximo = 10:

$E/N_{spt,60} = 2,8 \text{ MPa}$ (considerando $N_{spt}=10$ golpes, que equivale a $N_{spt,60}=12$ golpes)

$$E = 2,8 * 12 = 33,6 \text{ MPa}$$

Segundo Castro (1988) (fonte: livro Fundações Teoria e Prática, pág. 311). Sendo K o módulo de reação horizontal:

$$K = 0,5 * E = 0,5 * 33,6 = 16,8 \text{ MN/m}^3 \text{ ou } 16800 \text{ kN/m}^3$$

Portanto, o solo foi simulado como molas unidirecionais cujo coeficiente de recalque varia de 10.080 kN/m³ a 16.800 kN/m³.

4.3. Carregamentos e Combinações

A presente cortina apresenta tirantes com carga de trabalho de 350 kN que serão ensaiados um a um até um carregamento de 612,5 kN, representando 1,75 vezes a carga de trabalho. As cargas foram aplicadas de forma distribuída na placa de ancoragem de 20x20cm que resultou na seguinte carga distribuída na cortina:

- Carga de trabalho: $350/(0,2*0,2) = 8.750 \text{ kN/m}^2$
- Carga de ensaio: $612,5/(0,20*0,20) = 15.312,5 \text{ kN/m}^2$

A cortina será dimensionada para duas condições de carregamento:

- Todos os tirantes atuando com a carga de trabalho;
- Aplicação da carga de ensaio em um tirante de cada vez, sendo os demais com a carga de incorporação.

As protensões dos tirantes serão tratadas como cargas variáveis com os seguintes coeficientes de ponderação:

- Todos os tirantes atuando com a carga de trabalho: ação normal $\gamma_q=1,4$;
- Aplicação da carga de ensaio em um tirante de cada vez: Ação truncada numa combinação especial $\gamma_q=1,1$; para esse caso, as cargas foram aplicadas na metade do painel;

Para o cálculo da combinação especial, a carga de ensaio aplicada aos tirantes foi considerada uma ação truncada cuja definição na NBR 8681 (ABNT, 2003) é “ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente”.

4.4. Dimensionamento da Cortina (ELU)

A seguir são apresentados os resultados para cada um dos casos estudados, finalizando com apresentação das envoltórias de todas as combinações que será utilizada para o dimensionamento da cortina (Figuras 4.2 a 4.9).

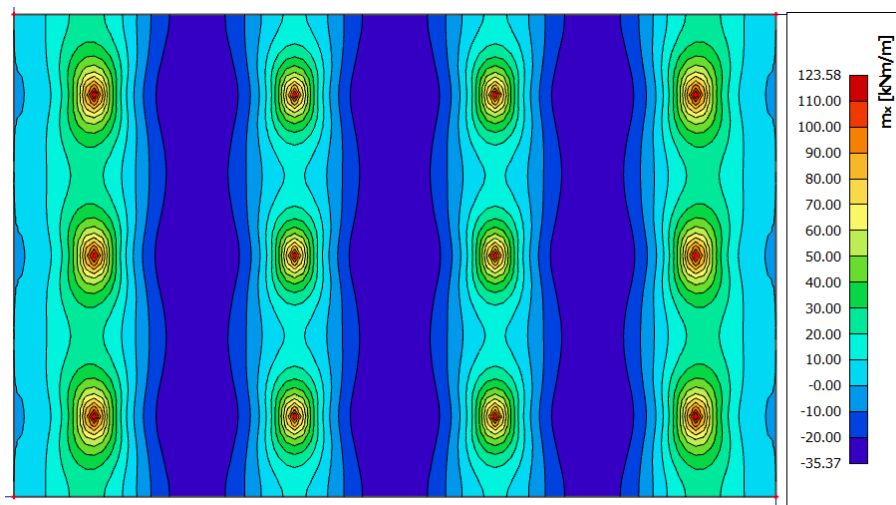


Figura 4.2 – Momento na direção X – combinação carga de trabalho – $k=10.080\text{kN/m}^3$

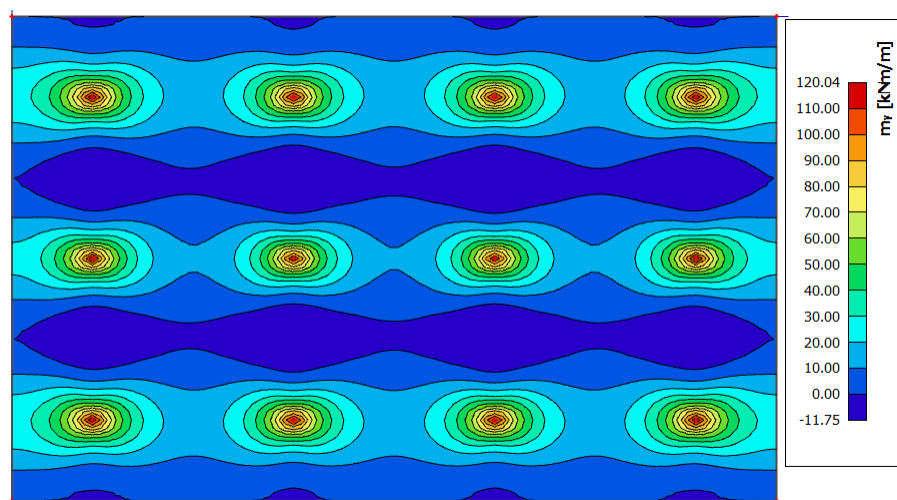


Figura 2.3 – Momento na direção y – combinação carga de trabalho – $k=10.080 \text{ kN/m}^3$

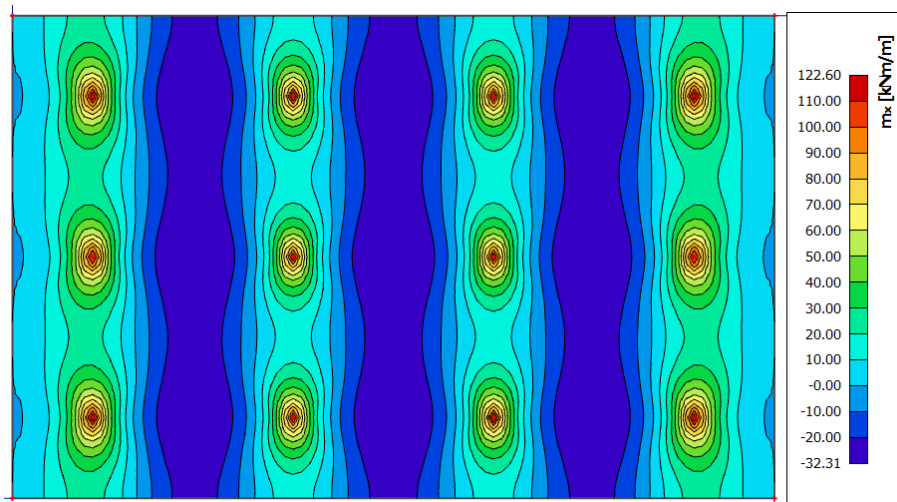


Figura 4.4 – Momento na direção X – combinação carga de trabalho – $k=16.800 \text{ kN/m}^3$

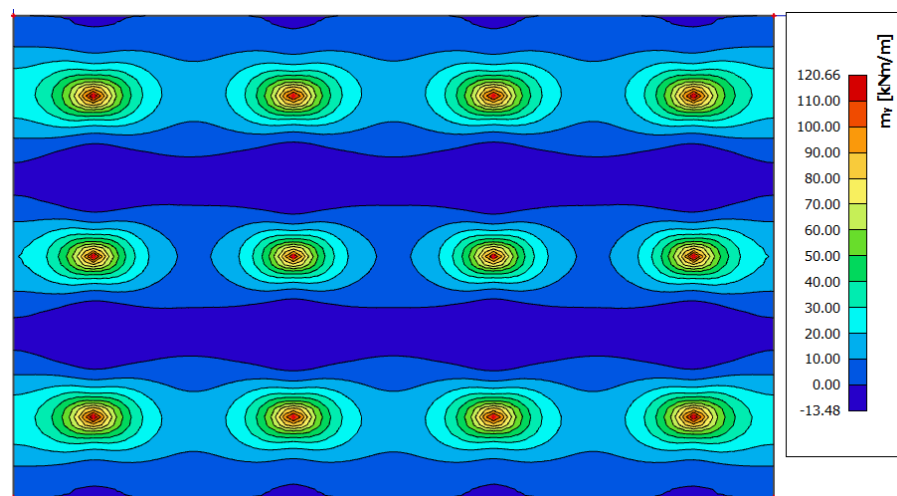


Figura 4.5 – Momento na direção Y – combinação carga de trabalho – $k=16.800 \text{ kN/m}^3$

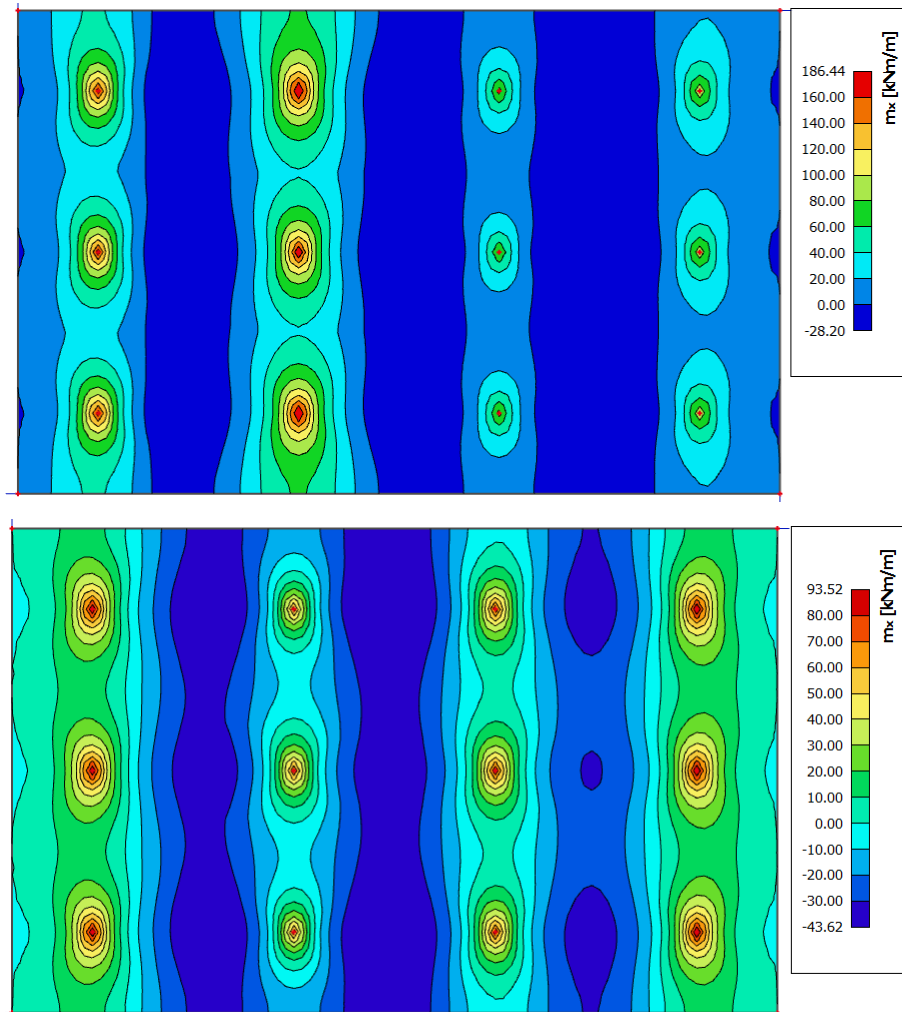
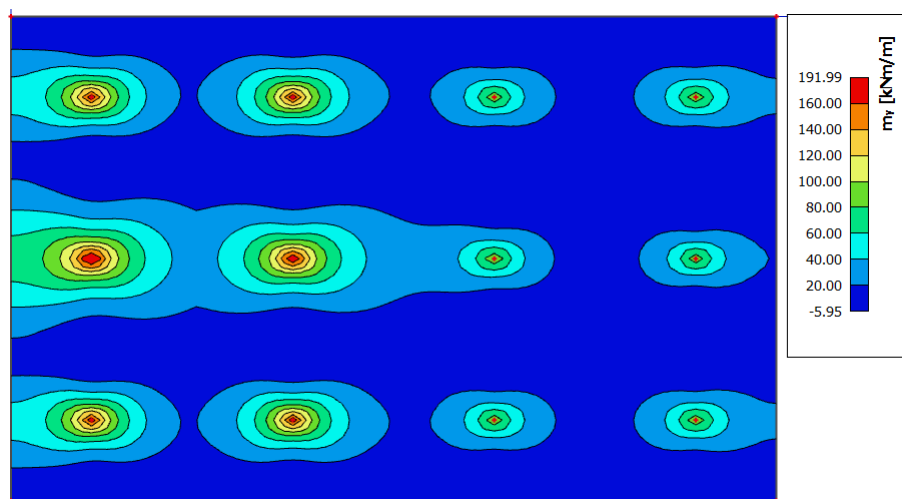


Figura 4.6 – Momento na direção X – envoltória de máximos e mínimos da carga de ensaio, respectivamente – $k=10.080\text{kN/m}^3$



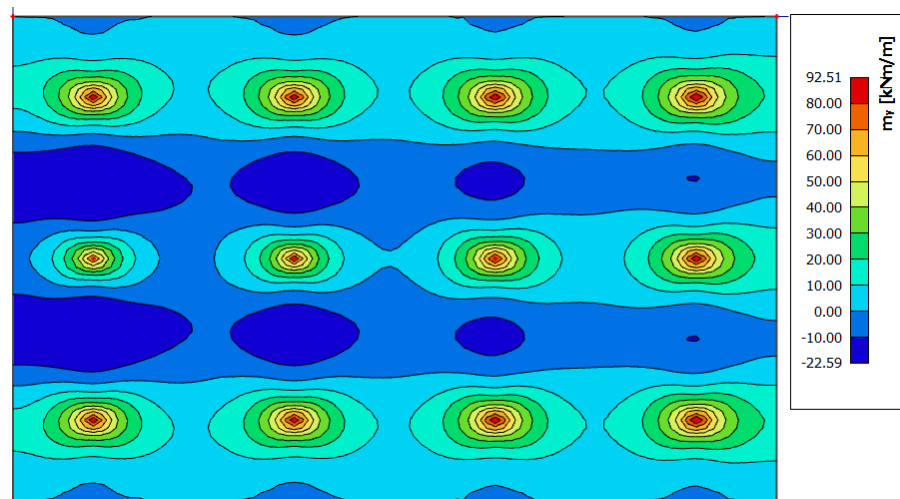


Figura 4.7 – Momento na direção Y – envoltória de máximos e mínimos da carga de ensaio, respectivamente – $k=10.080\text{kN/m}^3$

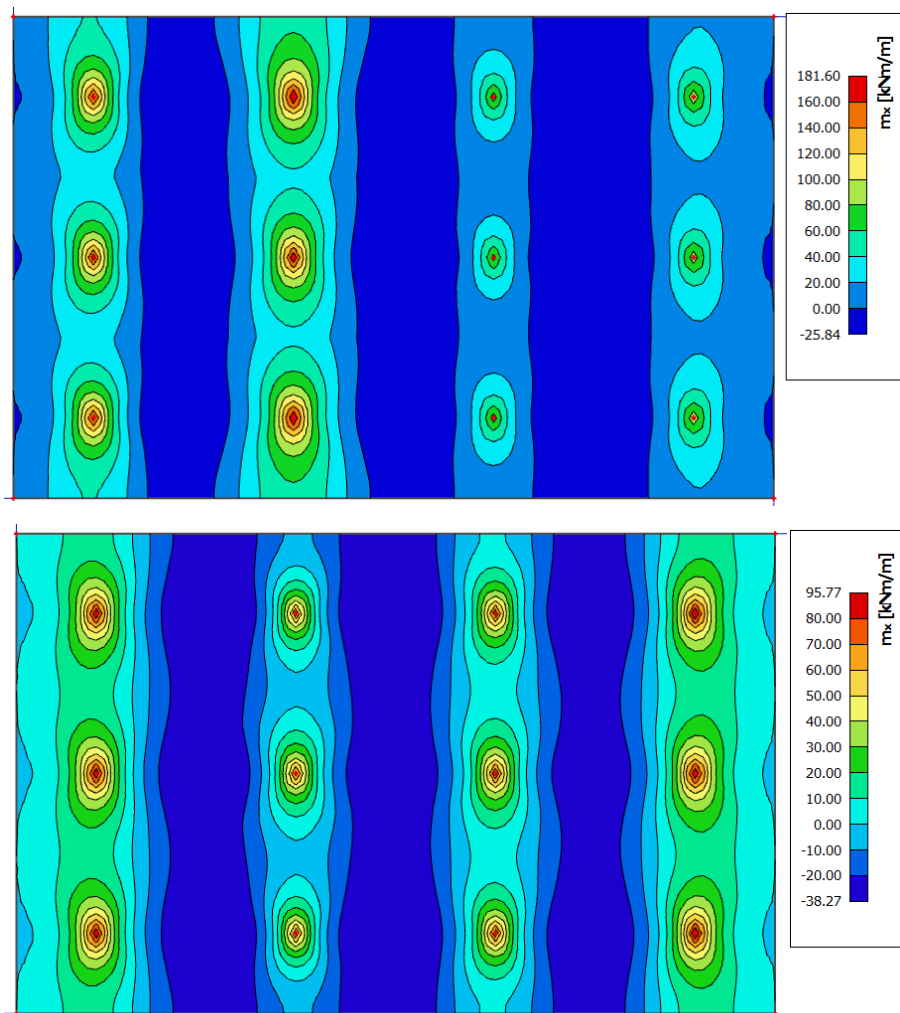


Figura 4.8 – Momento na direção X – envoltória de máximos e mínimos da carga de ensaio, respectivamente – $k=16.800\text{kN/m}^3$

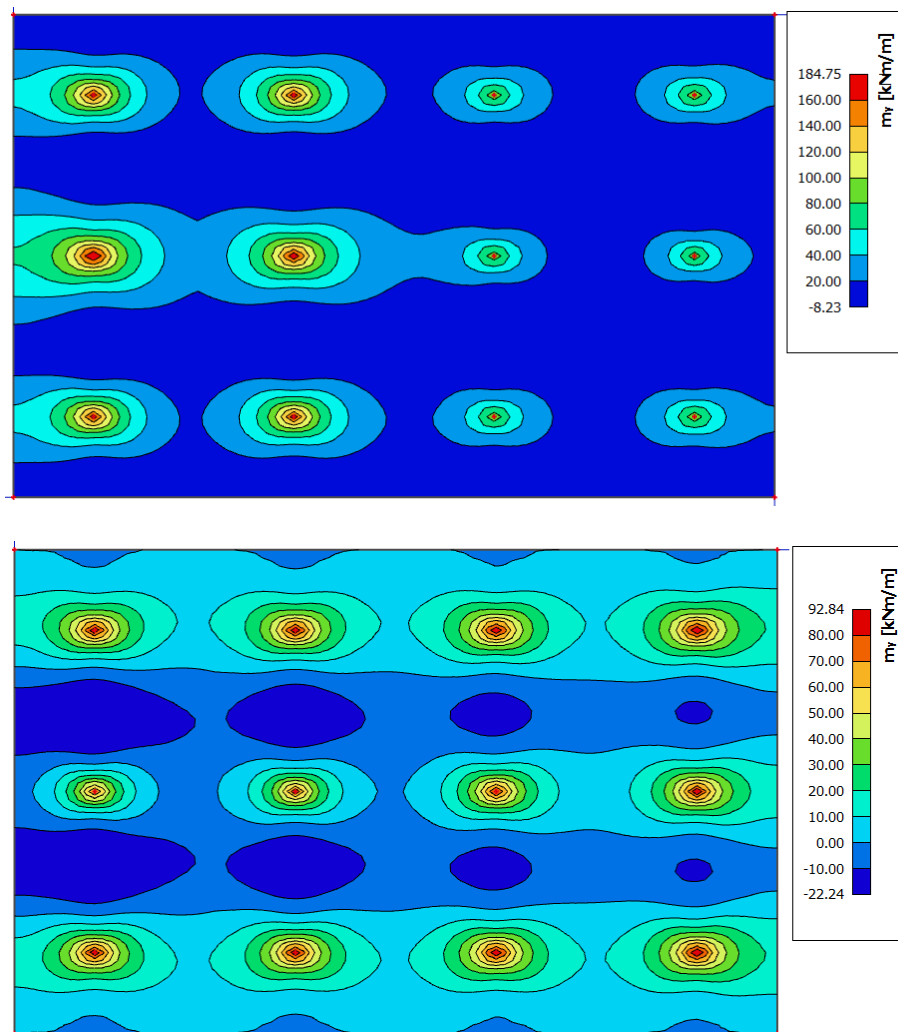


Figura 4.9 – Momento na direção Y – envoltória de máximos e mínimos da carga de ensaio, respectivamente – $k=16.800\text{kN/m}^3$

Adotado para dimensionamento:

$M_{x+} = 43,62 \text{ kN.m}$ (face externa)

$M_{x-} = 186,44 \text{ kN.m}$ (face interna – em contato com o solo)

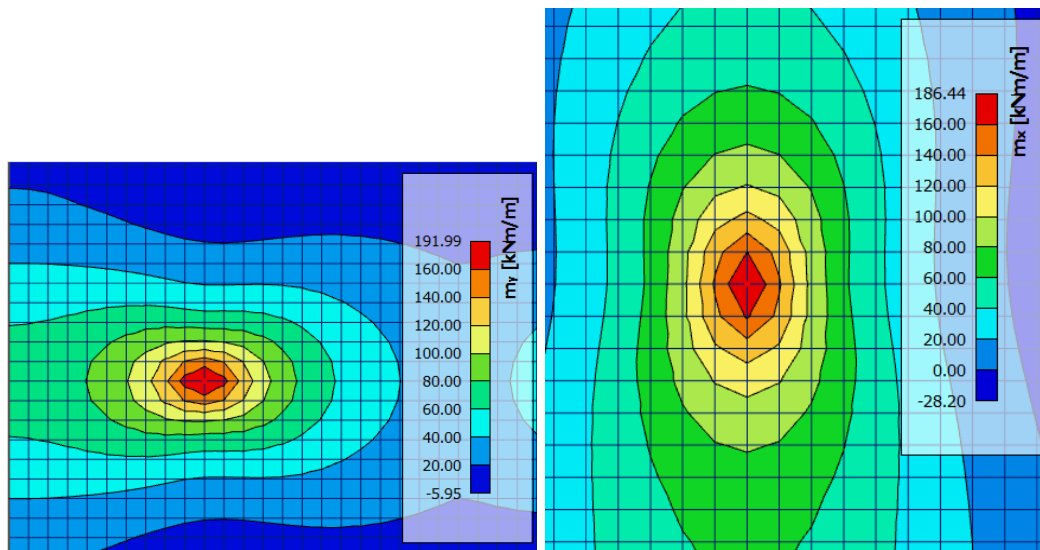
$M_{y+} = 22,59 \text{ kN.m}$ (face externa)

$M_{y-} = 191,99 \text{ kN.m}$ (face interna – em contato com o solo)

- Dimensionamento a flexão do painel

Faixas de reforço

Envoltória de momentos em y e x próximo ao tirante indicada faixa de 100cm



Envoltória de momentos em x próximo ao tirante

Md=	19199 KN.cm		
fck=	30 Mpa	fc=	1,82 KN/cm ²
bw=	100 cm	Aco	CA-50
h=	30 cm	f _{yd} =	43,48 KN/cm ²
d=	26 cm	x	5,5397 cm
Domínio de deformação		dom 2	
As(cm ²)	18,57	As _{min} (cm ²)	4,50

Adotado: faixas de reforço de 1m com 10 ø 16 (20,11 cm²/faixa)

Armadura geral negativa em y

Para Md=-100 kN.m

Md=	10000 KN.cm		
fck=	30 Mpa	fc=	1,82 KN/cm ²
bw=	100 cm	Aco	CA-50
h=	30 cm	f _{yd} =	43,48 KN/cm ²
d=	26 cm	x	2,7564 cm
Domínio de deformação		dom 2	
As(cm ²)	9,24	As _{min} (cm ²)	4,50

Adotado para armadura negativa geral em y: ø16 c/20 (10,05cm²/m)

Armadura geral negativa em x

Para Md=-80 kN.m

Md=	8000 KN.cm		
fck=	30 Mpa	fc=	1,82 KN/cm ²
bw=	100 cm	Aco	CA-50
h=	30 cm	f _{yd} =	43,48 KN/cm ²
d=	26 cm	x	2,1851 cm
Domínio de deformação		dom 2	
As(cm ²)	7,32	As _{min} (cm ²)	4,50

Adotado para armadura negativa geral em x: $\varnothing 12,5$ c/15 (8,18cm²/m)

Armadura geral positiva em x e y

Para Md+=43,62kN.m

Md=	4362 KN.cm		
fck=	30 Mpa	fc=	1,82 KN/cm ²
bw=	100 cm	Aco	CA-50
h=	30 cm	f _{yd} =	43,48 KN/cm ²
d=	26 cm	x	1,1725 cm
Domínio de deformação		dom 2	
As(cm ²)	3,93	As _{min} (cm ²)	4,50

Adotado para armadura positiva geral em x: $\varnothing 10$ c/15 (5,24cm²/m)

Transpasse adotado

Segundo item 9.5.2.3 da NBR 6118:2014 o comprimento de transpasse nas barras comprimidas é definido pelo comprimento de ancoragem necessário (l_b nec). Como o transpasse na face solo ocorre entre tirantes na qual há compressão da face, o mesmo pode ser reduzido para a armadura negativa. O transpasse para armaduras tracionadas, caso da armadura positiva na posição entre tirantes, é considerado duas

vezes o valor do lb nec.

Ancoragem e transpasse			Ancoragem e transpasse			Ancoragem e transpasse		
Diâmetro	16	mm	Diâmetro	16	mm	Diâmetro	10	mm
$a_{0t} =$	1		$a_{0t} =$	1		$a_{0t} =$	1	
$a =$	1		$a =$	1		$a =$	1	
$A_{s,calc} =$	18,57	cm ²	$A_{s,calc} =$	9,24	cm ²	$A_{s,calc} =$	3,93	cm ²
$A_{s,ef} =$	20,11	cm ²	$A_{s,ef} =$	10,05	cm ²	$A_{s,ef} =$	5,24	cm ²
$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_{ck} =$	30	Mpa
$f_{ct,m} =$	2,90	Mpa	$f_{ct,m} =$	2,90	Mpa	$f_{ct,m} =$	2,90	Mpa
$f_{ctk,inf} =$	2,03	Mpa	$f_{ctk,inf} =$	2,03	Mpa	$f_{ctk,inf} =$	2,03	Mpa
$g_c =$	1,40		$g_c =$	1,40		$g_c =$	1,40	
$f_{ctd} =$	1,45	Mpa	$f_{ctd} =$	1,45	Mpa	$f_{ctd} =$	1,45	Mpa
$n_1 =$	2,25		$n_1 =$	2,25		$n_1 =$	2,25	
$n_2 =$	1		$n_2 =$	1		$n_2 =$	1	
$n_3 =$	1		$n_3 =$	1		$n_3 =$	1	
$f_{bd} =$	3,26	Mpa	$f_{bd} =$	3,26	Mpa	$f_{bd} =$	3,26	Mpa
$f_{yk} =$	500	Mpa	$f_{yk} =$	500	Mpa	$f_{yk} =$	500	Mpa
$f_{yd} =$	434,78	Mpa	$f_{yd} =$	434,78	Mpa	$f_{yd} =$	434,78	Mpa
$l_b =$	53,37	cm	$l_b =$	53,37	cm	$l_b =$	33,36	cm
$l_{b,nec} =$	49,28	cm	$l_{b,nec} =$	49,07	cm	$l_{b,nec} =$	25,02	cm
$l_{b,min} =$	16,01	cm	$l_{b,min} =$	16,01	cm	$l_{b,min} =$	10,01	cm
$l_{0t} =$	49,28	cm	$l_{0t} =$	49,07	cm	$l_{0t} =$	25,02	cm
$l_{0t,min} =$	24,00	cm	$l_{0t,min} =$	24,00	cm	$l_{0t,min} =$	20,00	cm

Adotado:

Armadura negativa: 50 cm

Armadura positiva: 50cm

4.5. Verificação da Punção

Verificado conforme prescrição da NBR6118:2023

1. . Verificação da tensão de compressão diagonal do concreto no contorno crítico

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

2. . Verificação da tensão resistente na superfície do contorno crítico

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

Vd=	673,8	KN
fck=	30	Mpa
fctm=	0,290	KN/cm ²
fcd=	2,14	KN/cm ²
fctd=	0,145	KN/cm ²

Lado		
placa quadrada	20	cm
Perimetro Crítico		
u ₀ =	80	cm
u=	406,7	cm
d=	26	cm

Verificação 1 - verificação da tensão de compressão diagonal do concreto no contorno crítico C

t _{sd} =	0,324	KN/cm ²
t _{rd2} =	0,509	KN/cm ²
VERIFICAÇÃO	OK!	

Verificação 2 - verificação da tensão resistente na superfície do contorno crítico C'

t _{sd} =	0,064	KN/cm ²
t _{rd1} =	0,075	KN/cm ²

área de armadura

As,face solo	5,24	cm ²
As,ext	20,11	cm ²
ρ=	0,0098	

VERIFICAÇÃO	OK!	
-------------	-----	--

4.6. Verificação dos Estados Limites de Serviço

Os estados limites de serviço serão verificados apenas para a condição de carga de trabalho. As figuras 4.10 a 4.13 apresentam os diagramas de solicitação.

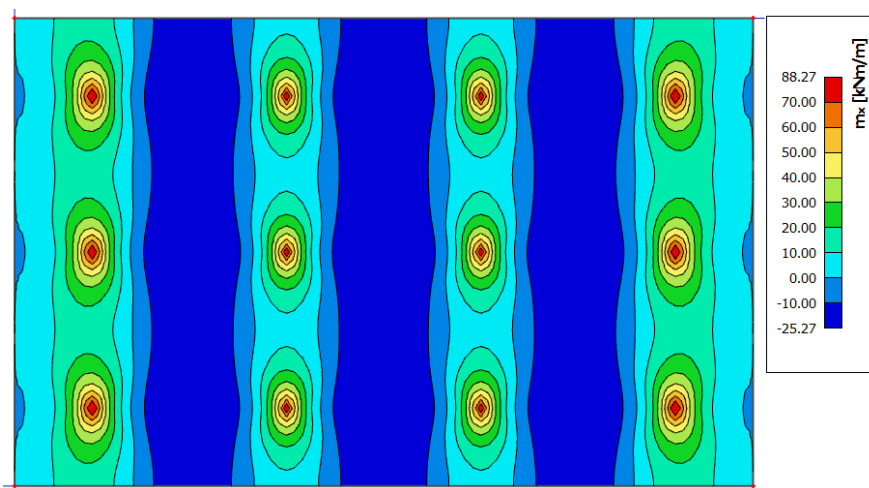


Figura 4.10 – Momento da direção X – Combinação de serviço para a carga de trabalho $k=10.080\text{kN/m}^3$

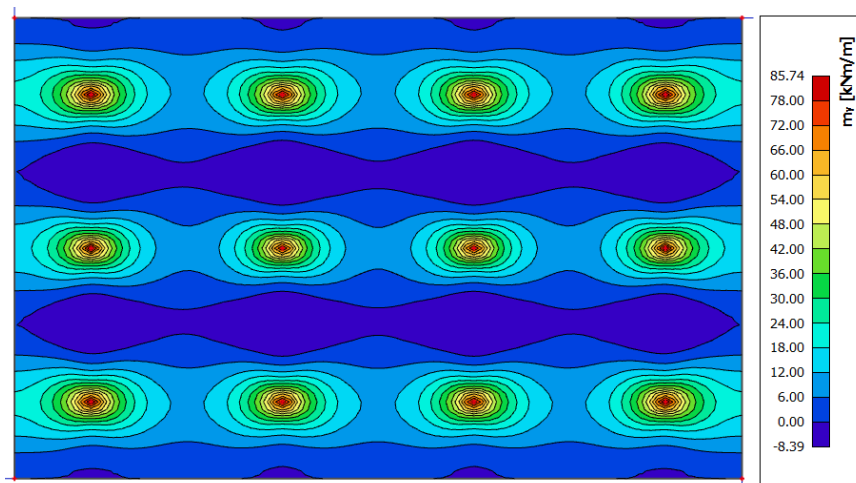


Figura 4.11 – Momento na direção Y – Combinação de serviço para a carga de trabalho - $k=10.080\text{kN/m}^3$

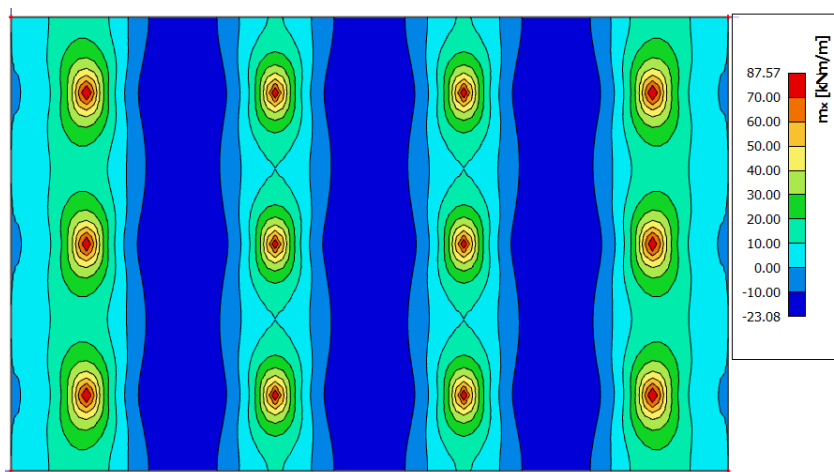


Figura 4.12 – Momento da direção X – Combinação de serviço para a carga de trabalho $k=16.800\text{kN/m}^3$

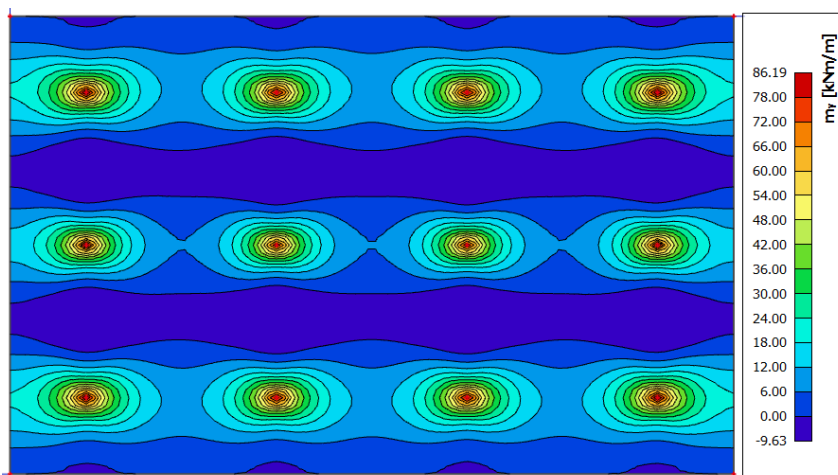


Figura 4.13 – Momento na direção Y – Combinação de serviço para a carga de trabalho - $k=16.800\text{kN/m}^3$

Verificação a Abertura de Fissuras

Classe de agressividade ambiental CAII: $W \leq 0,3 \text{ mm}$. A grandeza abertura de fissuras, W , é a menor entre as obtidas pelas expressões que seguem:

$$w1 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad w2 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Onde:

- A_{cri} é a área de região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;
- E_{si} é o módulo de elasticidade do aço;
- ϕ_i é o diâmetro da barra;
- ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à área de região de envolvimento (A_{cri})
- σ_{si} é a tensão de tração do aço considerada, calculada no estágio II.

Para armadura positiva: $M_d = 25,27 \text{ kN.m}$

Para armadura negativa: $M_d = 88,27 \text{ kN.m}$

b=	100 cm
α_s =	8,05
A_s =	20,11 cm ²
d=	26 cm

X=	7,70 cm
I_2 =	69464 cm ⁴
W_f =	3795,77 cm ³
W_s =	9021,55 cm ³
σ_s =	18,73 KN/cm ²
σ_c =	0,98 KN/cm ²

ABERTURA DE FISSURAS

Limite de Fissuração

W_{max} =	0,3 mm
W_1 =	0,10 mm
W_2 =	0,15 mm

M=	8827 KN.cm
fck=	30 MPa
fctm=	0,29 KN/cm ²
E_c =	2607,16 KN/cm ²

ϕ =	1,6 cm
A_{cr} =	126,4 cm ²
E_s =	21000 KN/cm ²
ρ_r =	0,015907
σ_s =	18,73 KN/cm ²
η =	2,25

FISSURAÇÃO OK!

b=	100 cm
α_s =	8,05
A_s =	5,24 cm ²
d=	26 cm

X=	4,28 cm
I_2 =	22525 cm ⁴
W_f =	1037,14 cm ³
W_s =	5260,69 cm ³
σ_s =	19,63 KN/cm ²
σ_c =	0,48 KN/cm ²

ABERTURA DE FISSURAS

Limite de Fissuração

W_{max} =	0,3 mm
W_1 =	0,07 mm
W_2 =	0,16 mm

M=	2527 KN.cm
fck=	30 MPa
fctm=	0,29 KN/cm ²
E_c =	2607,16 KN/cm ²

ϕ =	1 cm
A_{cr} =	88 cm ²
E_s =	21000 KN/cm ²
ρ_r =	0,008925
σ_s =	19,63 KN/cm ²
η =	2,25

FISSURAÇÃO OK!

4.7. Armadura de fretagem

A armadura de fretagem é dimensionada para suportar os esforços referentes às cargas de ensaio dos tirantes e evitar o fendilhamento, que ocorre através de uma fissura no mesmo sentido da aplicação da carga. Leonhardt (1973) indica a seguinte formulação para o dimensionamento:

$$Z = 0,3 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d} \right)$$

$$Asf = \frac{Zd}{f_{yd}}$$

Sendo:

- Z: força de fretagem de cálculo (kN)
- P: Esforço solicitante (kN)
- a: lado da placa de ancoragem (cm)
- d: altura útil do painel (cm)
- f_{yd} : tensão de escoamento do aço (kN/cm²)
- Z_d: força de fretagem de projeto (kN)
- A_{sr}: área de aço da fretagem (cm²)

$$As \text{ necessário} = (0,3 \times 612,5 \times (1 - 20/26)) / 43,48 = 1,07 \text{ cm}^2$$

Adotado: 3 Ø 8 c/10 (1,51 cm²) em armadura espiral/estribos

4.8. Dimensionamento da estaca raiz

4.8.1. Cortina com três níveis de ancoragem

Esforço nas estacas

$$R_{estaca} = (W_{painel} + T_v) / (n \text{ estacas})$$

Sendo:

R_{estaca} = reação das estacas (kN);

W_{painel} = peso próprio do painel (kN);

T_v = componente vertical dos tirantes (kN);

W_{painel} (kN)	T_v (kN)	R_{estaca} total (kN)	Nº estacas	R_{estaca} (kN)
486,53	1.436,48	1923,01	3	641

As estacas raiz devem ser armadas integralmente. A formulação abaixo define a armação longitudinal das estacas.

$$A_s = \frac{Nd - 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Sendo:

- As: área de aço para estaca (cm²)
- Nd: Esforço solicitante de cálculo, correspondente a reação da estaca com fator de majoração de 1,4 (kN).
- fcd: resistência a compressão da argamassa de projeto, dado fck=20MPa e coeficiente de ponderação do concreto, conforme NBR 6122 (2022) de $\gamma_c=1,6$.
- fyd: resistência do aço (kN/cm²); $\gamma_s=1,15$
- Ac: área de concreto da seção

Estaca raiz

Diâmetro nominal = Ø31cm

Diâmetro do revestimento interno em solo = 24,2cm

Diâmetro do revestimento externo em solo = 27,3cm

Diâmetro bit em rocha= Ø21cm

Dimensionamento

Hpainel (m)	Nd (kN)	Ac (cm ²)	As (cm ²)	Adotado	
6,5	897,4	346,36	15,85	5Ø20	15,71 cm ²

Calculada para diâmetro do bit em rocha

4.8.2. Cortina com dois níveis de ancoragem

Esforço nas estacas

$$Restaca = (W_{painel} + T_v) / (n \text{ estacas})$$

Sendo:

Restaca = reação das estacas (kN);

Wpainel= peso próprio do painel (kN);

Tv = componente vertical dos tirantes (kN);

Wpainel (kN)	Tv (kN)	Restaca total (kN)	Nº estacas	R estaca (kN)
336,83	957,66	1294,48	3	431,5

As estacas raiz devem ser armadas integralmente. A formulação abaixo define a armação longitudinal das estacas.

$$A_s = \frac{Nd - 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Sendo:

- A_s : área de aço para estaca (cm²)
- N_d : Esforço solicitante de cálculo, correspondente a reação da estaca com fator de majoração de 1,4 (kN).
- f_{cd} : resistência a compressão da argamassa de projeto, dado $f_{ck}=20\text{MPa}$ e coeficiente de ponderação do concreto, conforme NBR 6122 (2022) de $\gamma_c=1,6$.
- f_{yd} : resistência do aço (kN/cm²); $\gamma_c=1,15$
- A_c : área de concreto da seção

Estaca raiz

Diâmetro nominal = Ø25cm

Diâmetro do revestimento interno em solo = 19,4cm

Diâmetro do revestimento externo em solo = 22cm

Diâmetro bit em rocha= Ø15,8cm

Dimensionamento

Hpainel (m)	N_d (kN)	A_c (cm ²)	A_s (cm ²)	Adotado	
4,5	604,5	196,07	10,11	6Ø16	12,06 cm ²

Calculada para diâmetro do bit em rocha

5. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL – SOLO GRAMPEADO

O faceamento em concreto projetado será dimensionado para uma carga máxima relativa à carga residual do grampo que chega à placa de ancoragem de acordo com a carga de trabalho definida.

Segundo estudos desenvolvidos pela FHWA (Federal Highway Administration) e apresentados na publicação nº FHWA-NHI-14-007 FHWA GEC 007 (Solil Nail Walls – Reference Manual) de fevereiro de 2015 na página 104, a carga que chega à ancoragem dos grampos pode ser estimada como:

$$T_0 = T_{\max} \cdot 0,6 + 0,057(S_{\max}[\text{ft}] - 3)$$

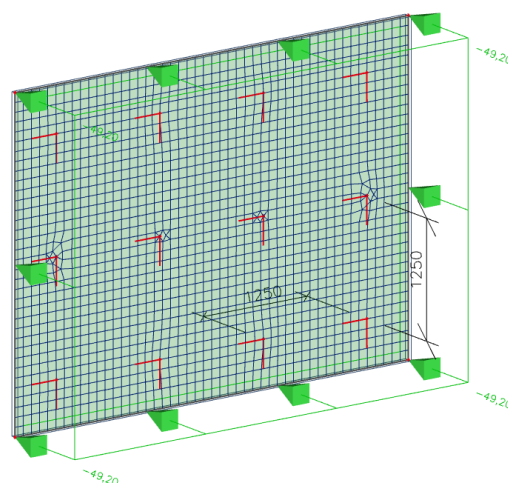
Onde:

- T_0 = carga na face do revestimento
- T_{\max} = carga de trabalho
- S_{\max} = espaçamento máximo entre espaçamento vertical e horizontal dos grampos.

Para a contenção no talude de montante da Rua Henrique Bertolucci foram definidos grampos com espaçamento de 1,25m x 1,25m e carga de trabalho de 116kN a partir do dimensionamento geotécnico.

O modelo numérico considera um carregamento distribuído em toda a área de aplicação do concreto projetado considerando a área de influência de um grampo conforme indicado abaixo (figura 5.1).

Figura 5.1 – Modelo numérico



Sendo assim foi definido o seguinte carregamento:

- Distribuição dos Grampos: 1,25 x 1,25m ($S_{max}=4,101ft$)
- Carga de Trabalho: 116kN
- Carga no Faceamento: $T_0 = 76,88kN$
- Carga aplicada no modelo: $76,88/(1,25 * 1,25) = 49,2kN/m^2$

Para o dimensionamento do concreto projetado são definidos os seguintes aspectos estruturais:

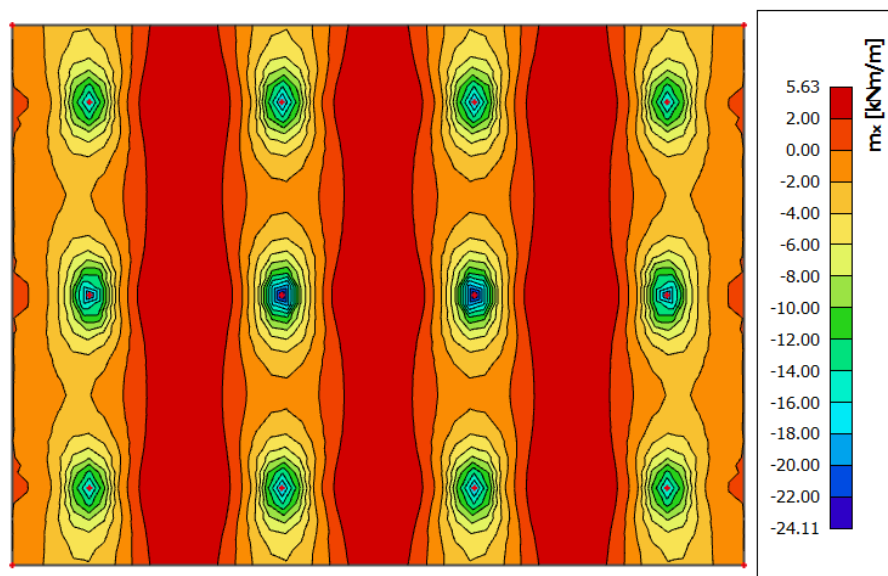
Espessura: **12cm**;

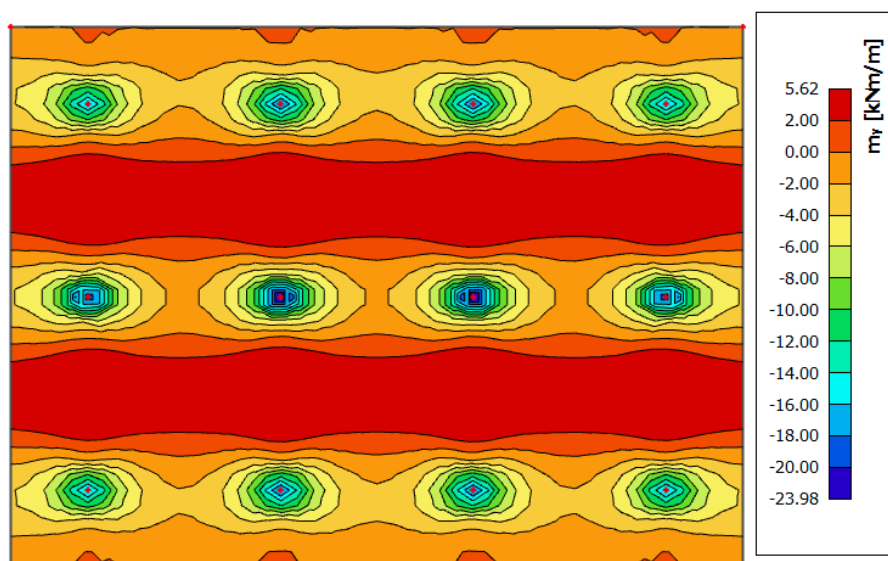
Propriedades dos materiais adotadas para projeto são as seguintes

- Concreto:
 1. $f_{ck}=25 \text{ MPa}$
 2. $E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times f_{ck}^{1/2} = 23800,00 \text{ MPa}$
 3. $G_c = 0,4 \times E_{cs} = 9520,00 \text{ MPa}$

Os resultados do Mapa de momentos para o ELU são mostrados a seguir através das figuras 5.2.

Figura 5.2 – Solicitações ELU





O dimensionamento a flexão da tela geral (Q196) e tela de reforço (Q503) é apresentado nos quadros abaixo.

Tela geral

Md=	563	KN.cm		
fck=	25	Mpa	X ₂₃ =	1,554
bw=	100	cm	X _{lim} =	2,7
h=	12	cm	x(cm)	0,82
d=	6,00	cm	Domínio de	
fc=	1,52	KN/cm ²	deformação	
Aco	CA-60		dom 2	
f _{yd} =	52,2	KN/cm ²	As(cm ²)	1,90
			As _{min} (cm ²)	1,80

Adotado: Tela Q196 localizada a 6cm do solo

Tela de reforço

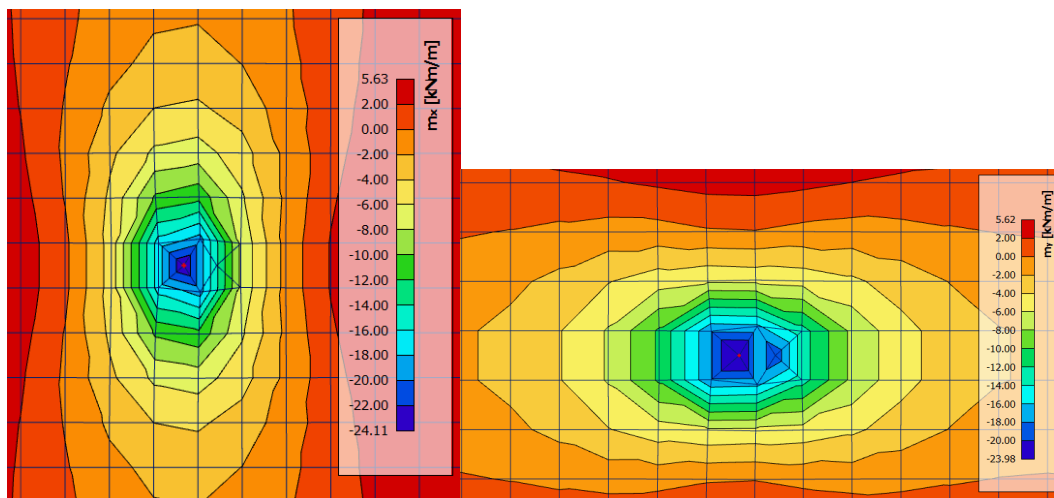
Md=	2411	KN.cm		
fck=	25	Mpa	X ₂₃ =	2,11

bw=	100	cm	X _{lim} =	3,671
h=	12	cm	x(cm)	2,82
d=	8,16	cm	Domínio de deformação de dom 3	
f _c =	1,52	KN/cm ²		
Aco	CA-60		As(cm ²)	6,57
f _{yd} =	52,2	KN/cm ²	As _{min} (cm ²)	1,80

Adotado: Tela Q503 como reforço localizado na cabeça do grampo localizada a 3cm do solo. Dimensões do reforço: 80x80cm

A envoltória de momentos próximo dos grampos é apresentada na figura 5.3. A malha dos elementos finitos está definida em 10x10cm.

Figura 5.3 – Envoltória de momentos próxima do grampo



A verificação do puncionamento é obtida pela tensão de compressão diagonal do concreto no contorno crítico e superfície crítica. As verificações são consideradas na base do grampo em contato com o muro de concreto projetado e na placa de ancoragem do grampo em contato com a cabeça do mesmo.

Para placa de ancoragem 11 x 11 cm, temos que:

$$V_k = 76,88 \text{ kN} \mid V_d = 107,6 \text{ kN}$$

Verificação da punção

Vd=	107,6	KN
fck=	25	Mpa
fctm=	0,256	KN/cm ²
fcd=	1,79	KN/cm ²
fctd=	0,128	KN/cm ²

Lado		
placa quadrada	11	cm
Perimetro Crítico		
u ₀ =	44	cm
u=	157,1	cm
d=	9	cm

Verificação 1 - verificação da tensão de compressão diagonal do concreto no contorno crítico C

t _{sd} =	0,272	KN/cm ²
t _{rd2} =	0,434	KN/cm ²

VERIFICAÇÃO	OK!
-------------	-----

Verificação 2 - verificação da tensão resistente na superfície do contorno crítico C'

t _{sd} =	0,076	KN/cm ²
t _{rd1} =	0,087	KN/cm ²

área de armadura

As,geral=	1,96	cm ²
As,reforço=	5,03	cm ²
ρ=	0,0078	

VERIFICAÇÃO	OK!
-------------	-----

6.2. Propriedades dos Materiais

Segundo os critérios de durabilidade estabelecidos pela NBR6118 a obra de arte se localiza em um ambiente com classe de agressividade ambiental moderada (Classe II) caracterizado pelo ambiente urbano e pequeno risco de deterioração. Será adotado um concreto de 30 MPa com as seguintes características:

- Resistência à compressão característica $f_{ck} = 30\text{MPa}$
- Resistência de cálculo à compressão $f_{cd}=21,42\text{MPa}$
- Módulo de Elasticidade $E_c = 32.206\text{MPa}$
- Resistência à tração $f_{ctm}=2,9\text{MPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$
- Coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

O cobrimento nominal das armaduras correspondentes à classe de agressividade classificada é o seguinte: Elementos em contato com o solo - 30mm. As armaduras são do tipo CA-50 com as seguintes características:

- Resistência a Tração característica $f_{yk}=500\text{MPa}$
- Resistência a Tração de cálculo $f_{yd}=434,8\text{MPa}$
- Módulo de Elasticidade $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica $\alpha= 1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

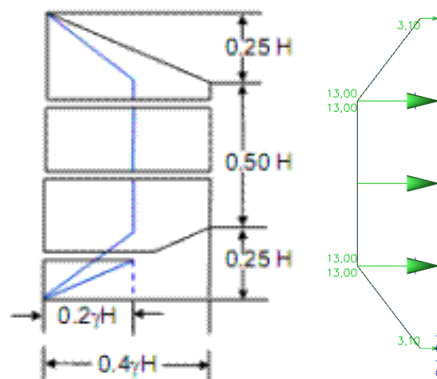
6.3. Carregamentos e Combinações

A presente cortina apresenta tirantes com carga de trabalho de 350 kN que serão ensaiados um a um até um carregamento de 612,5 kN, representando 1,75 vezes a carga de trabalho. As cargas aplicadas foram empuxo de solo e de sobrecarga. O material in situ apresenta os seguintes parâmetros:

- Peso específico: 16kN/m^3
- Ângulo de atrito: $26,7^\circ$
- Coesão: $33,7\text{kPa}$

O empuxo de solo considerou o diagrama simplificado para solos saprolíticos argilosos. Sendo $k_a=0,38$ e aplicação de sobrecarga de 20kPa, o diagrama de empuxos resultante para estaca de 40cm e indicado abaixo na figura 6.2.

Figura 6.2 – Diagrama de empuxo



A cortina será dimensionada para duas condições de carregamento:

- Todos os tirantes atuando com a carga de trabalho;
- Aplicação da carga de ensaio em um tirante de cada vez, sendo os demais com a carga de incorporação.

As protensões dos tirantes serão tratadas como cargas variáveis com os seguintes coeficientes de ponderação:

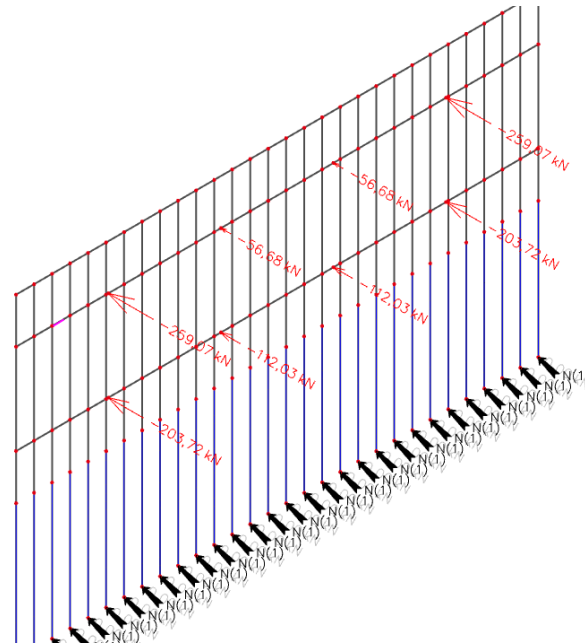
- Todos os tirantes atuando com a carga de trabalho: ação normal $\gamma_q=1,4$;
- Aplicação da carga de ensaio em um tirante de cada vez: Ação truncada numa combinação especial $\gamma_q=1,1$; para esse caso, as cargas foram aplicadas na metade do painel;

Para o cálculo da combinação especial, a carga de ensaio aplicada aos tirantes foi considerada uma ação truncada cuja definição na NBR 8681 (ABNT, 2003) é “ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente”.

6.4. Reação dos tirantes

A figura 6.3 apresenta a reação dos tirantes. $R_{max}=259,07\text{kN}$, definindo tirante com carga de trabalho de 350kN .

Figura 6.3 – Reação dos tirantes



6.5. Estacas

Os diagramas de momentos fletores e esforços cisalhantes (cortantes) majorados são apresentados nas figuras 6.4 para cargas de trabalho e 6.5 para cargas de ensaio.

Figura 6.4 – Momentos fletores e esforços cisalhantes nas estacas para condição de trabalho dos tirantes

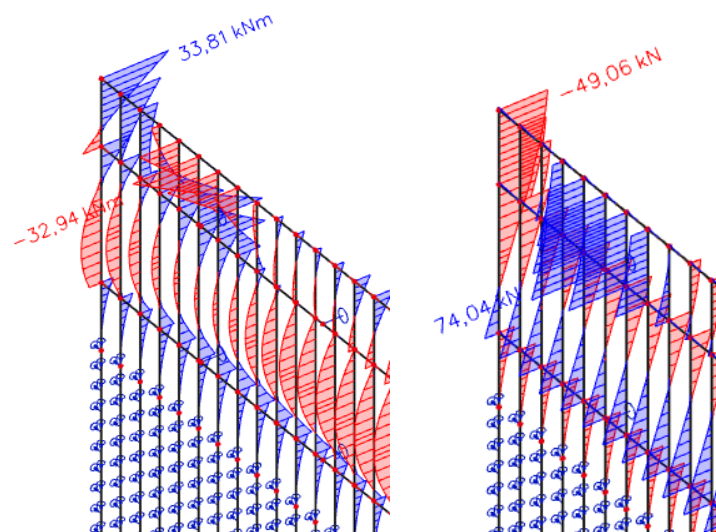
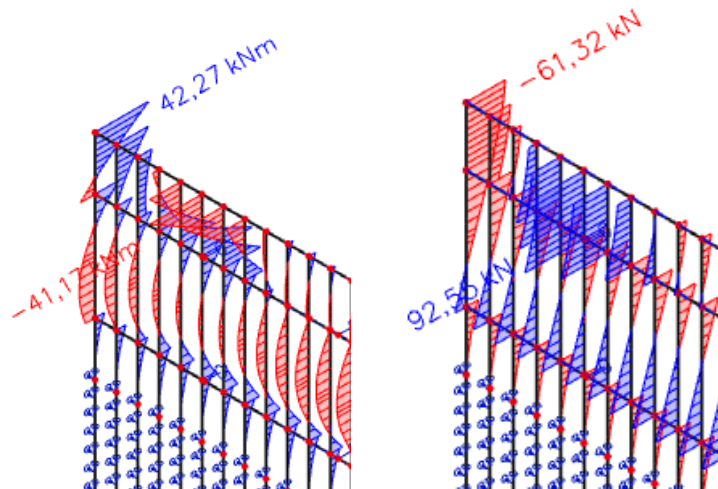


Figura 6.5 – Momentos fletores e esforços cisalhantes nas estacas para condição de carga de ensaio dos tirantes



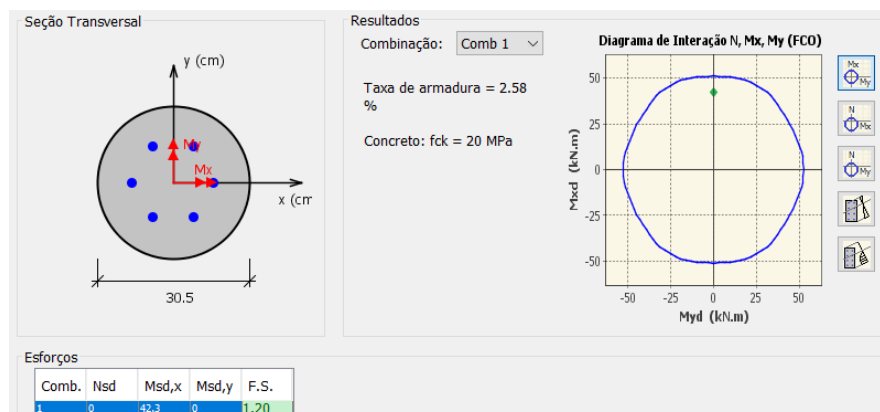
6.5.1. Dimensionamento a flexão e esforço cortante da estaca

Para o dimensionamento a flexão da estaca, foram utilizados os seguintes parâmetros:

- $f_{ck}=20$ MPa
- $\gamma_c=1,6$
- $f_{yk}=500$ MPa
- $M_d=42,27$ kN.m
- Diâmetro de dimensionamento = diâmetro do bit em rocha = 30,5cm

A figura 6.6 apresenta o diagrama de interação dos esforços e o resultado do dimensionamento da armadura. Adotado: 6Ø20 ($A_s=18,85\text{cm}^2$)

Figura 6.6 – Diagrama de interação de esforços



Segundo item 18.3.3.2 $V_d < 0,67 \times V_{rd2}$, o espaçamento máximo entre estribos é de $0,6d$ (14cm), Armadura adotada: $\varnothing 8$ c/14cm

$V_d =$ 92,55 kN

Materiais		
$f_{ck} =$	20	Mpa
γ_c	1,6	
$f_{cd} =$	1,25	KN/cm ²
$f_{ctm} =$	0,22	KN/cm ²
$f_{ctd} =$	0,10	KN/cm ²
$\alpha_v =$	0,92	
AÇO	43,48	KN/cm ²

Geometria		
D=	35,5	cm
d'=	7	
d=	28,5	cm

Verificações		
$V_{rd2} =$	276,92	kN
Seção verificada		
$V_c =$	51,95	kN
$\zeta \sigma \omega =$	40,7	kN
$V_{dmax} =$	92,7	kN

Armadura		
$S_w =$	20	cm
$A_s \text{ calc} =$	0,73	cm ²
Bitola=	8,00	mm
$A_s \text{ efet} =$	1,01	cm ²
Ramos	2	

6.6. Vigas de ligação

A figura 6.7 apresenta a orientação do plano cartesiano para solicitação das vigas de ligação. A figura 6.8 apresenta os esforços (momento fletor e esforço cortante) no plano xy da carga de trabalho, enquanto a figura 6.9 apresenta os esforços no mesmo plano para carga de ensaio. Para o plano YZ as solicitações são apresentadas na figura 6.10.

Figura 6.7 – Orientação dos eixos cartesianos

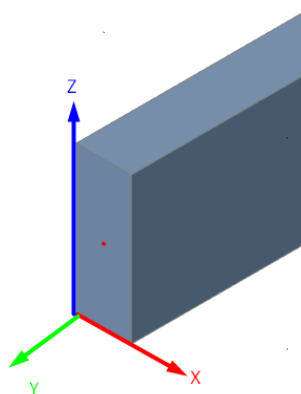
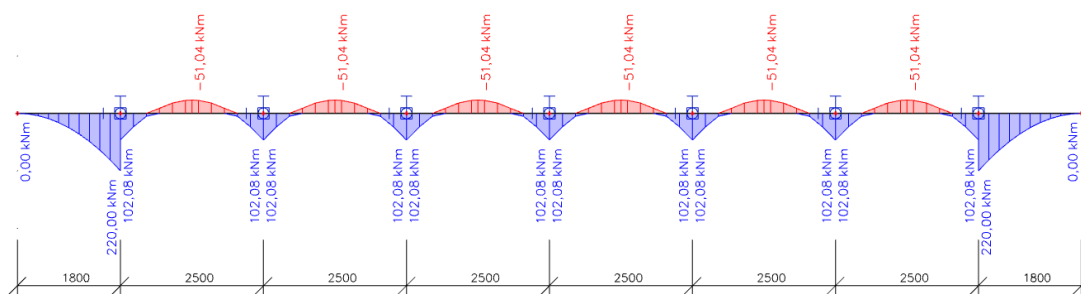


Figura 6.8 – Solicitações nos planos XY – carga de trabalho

Momento fletor



Esforço cortante

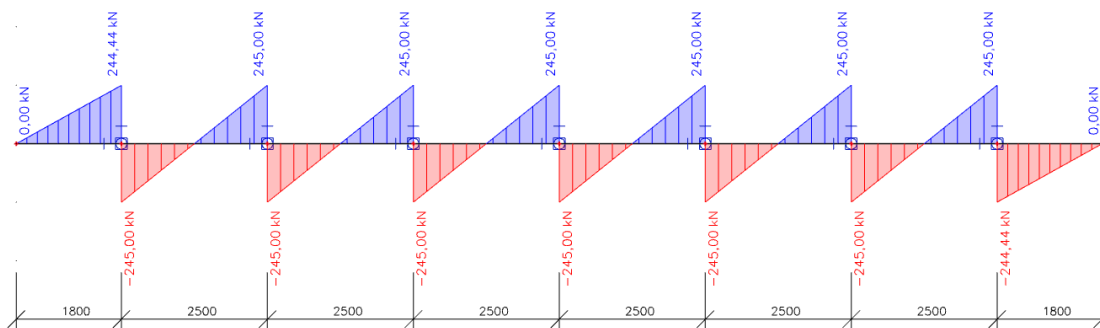
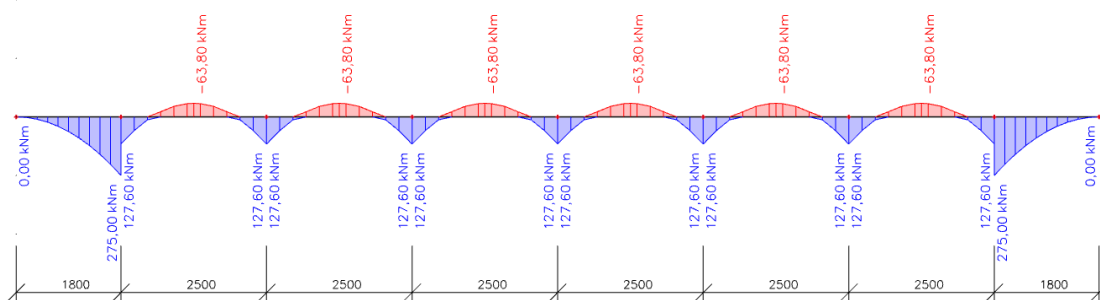


Figura 6.9 – Solicitações nos planos XY – carga de ensaio

Momento fletor



Esforço cortante

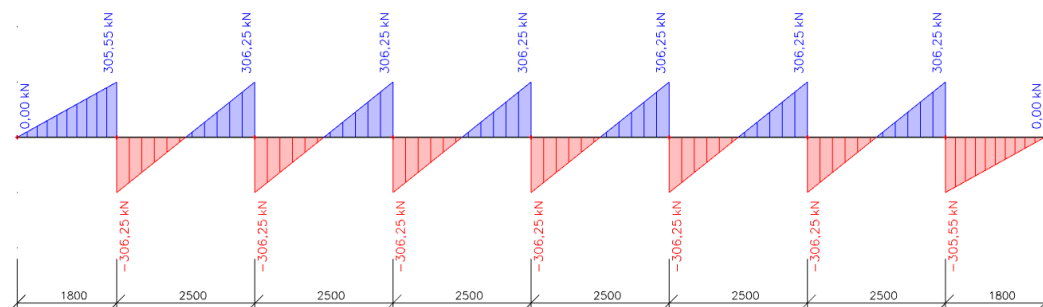
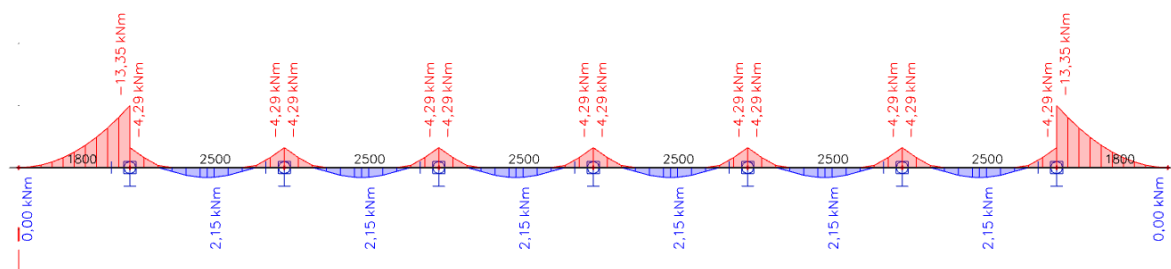
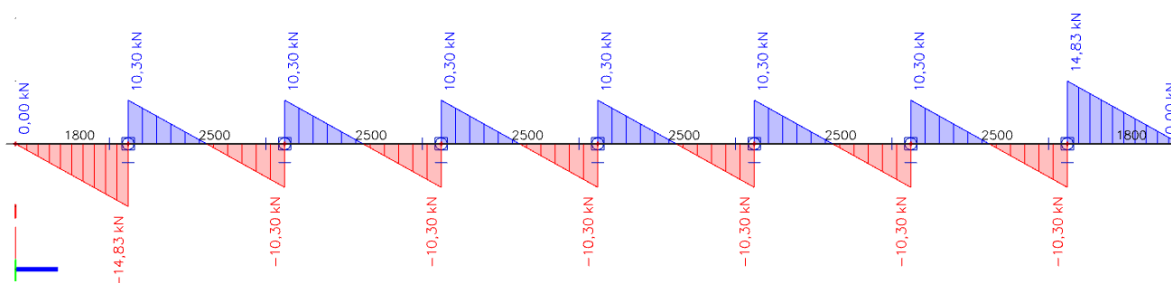


Figura 6.10 – Solicitações nos planos XZ – carga de ensaio

Momento fletor



Esforço cortante



6.6.1. Dimensionamento a flexão

Plano XY

$M_d = 275 \text{ kN.m}$

$M_d =$	27500 KN.cm		
$f_{ck} =$	30 Mpa	$f_c =$	1,82 KN/cm ²
$b_w =$	80 cm	Aço	CA-50
$h =$	30 cm	$f_{yd} =$	43,48 KN/cm ²
$d =$	26 cm	x	10,902 cm
Domínio de deformação		dom 3	
$A_s(\text{cm}^2)$	29,23	$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	3,60

Adotado para armadura na face com solo: 10 \varnothing 20 (31,42cm²)

$M_d = 63,80 \text{ kN.m}$

$M_d =$	6380 KN.cm		
$f_{ck} =$	30 Mpa	$f_c =$	1,82 KN/cm ²
$b_w =$	80 cm	Aço	CA-50
$h =$	30 cm	$f_{yd} =$	43,48 KN/cm ²
$d =$	26 cm	x	2,178 cm
Domínio de deformação		dom 2	
$A_s(\text{cm}^2)$	5,84	$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	3,60

Adotado para armadura externa: 6 ϕ 12,5 (7,36cm²)

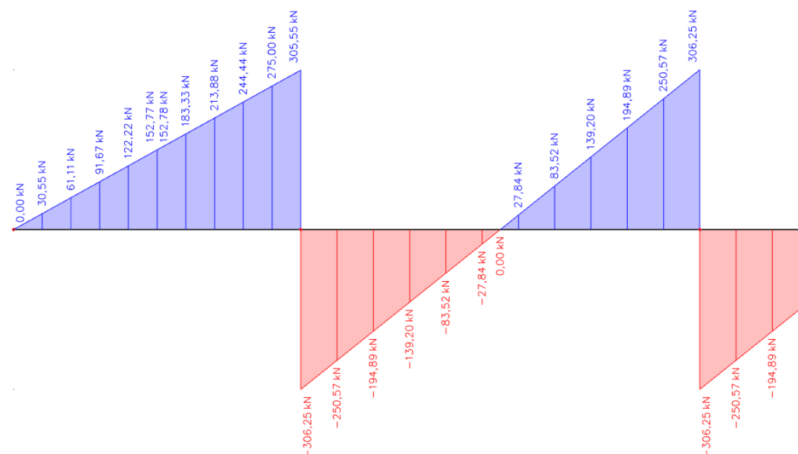
Plano YZ

Md=13,35 kN.m

Md=	1335 KN.cm	
fck=	30 Mpa	fc= 1,82 KN/cm ²
bw=	30 cm	Aco CA-50
h=	80 cm	f _{yd} = 43,48 KN/cm ²
d=	76 cm	x 0,4027 cm
Domínio de deformação		dom 2
As(cm ²)	0,40	As _{min} (cm ²) 3,60

As cálc.= As mínima = Adotada armadura existente no plano XY

6.6.2. Dimensionamento ao esforço cortante



A armadura de cisalhamento foi escalonada para um faixa de 1m próxima aos tirantes e entre tirantes indicada respectivamente abaixo.

Dimensionamento ao esforço cortante

Vd= 306,25 kN

Materiais

fck=	30	Mpa
fcd=	2,14	KN/cm ²
fctm=	0,29	KN/cm ²
fctd=	0,14	KN/cm ²
av=	0,88	
aço	43,48	KN/cm ²

Geometria

bw=	80	cm
h=	30	cm
d=	26	cm

Verificação

V _{rd2} =	1059,02	kN
Seção verificado!		
V _c =	180,74	kN
V _{sw} =	126,16	kN
V _{dmax} =	306,90	kN

Armadura

Sw=	10,00	cm
As=	1,24	cm ²
As _{min} =	0,93	cm ²
Ø	10,00	mm
As efet	1,57	cm ²
Ramos	2,00	

Dimensionamento ao esforço cortante

Vd= 195 kN

Materiais

fck=	30	Mpa
fcd=	2,14	KN/cm ²
fctm=	0,29	KN/cm ²
fctd=	0,14	KN/cm ²
av=	0,88	
aço	43,48	KN/cm ²

Geometria

bw=	80	cm
h=	30	cm
d=	26	cm

Verificação

V _{rd2} =	1059,02	kN
Seção verificado!		
V _c =	180,74	kN
V _{sw} =	94,28	kN
V _{dmax} =	275,02	kN

Armadura

Sw=	15,00	cm
As=	1,39	cm ²
As _{min} =	1,39	cm ²
Ø	10,00	mm
As efet	1,57	cm ²
Ramos	2,00	

6.6.3. Verificação da Punção

Verificado conforme prescrição da NBR6118:2023

1. . Verificação da tensão de compressão diagonal do concreto no contorno crítico

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot fcd$$

2. . Verificação da tensão resistente na superfície do contorno crítico

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot fck)^{1/3}$$

Vd=	673,8	KN
fck=	30	Mpa
fctm=	0,290	KN/cm ²
fcd=	2,14	KN/cm ²
fctd=	0,145	KN/cm ²

Lado		
placa quadrada	20	cm
Perimetro Crítico		
u ₀ =	80	cm
u=	406,7	cm
d=	26	cm

Verificação 1 - verificação da tensão de compressão diagonal do concreto no contorno crítico C

t _{sd} =	0,324	KN/cm ²
t _{rd2} =	0,509	KN/cm ²
VERIFICAÇÃO	OK!	

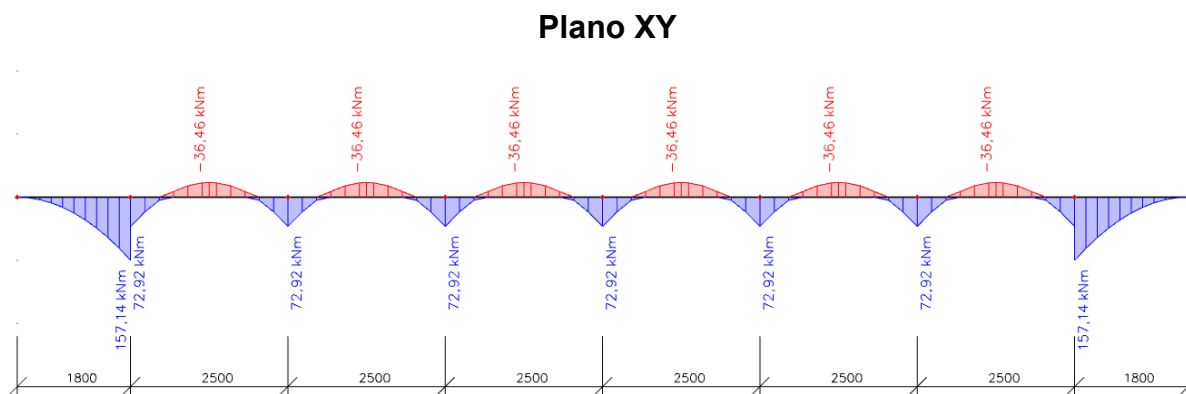
Verificação 2 - verificação da tensão resistente na superfície do contorno crítico C'

t _{sd} =	0,064	KN/cm ²
t _{rd1} =	0,087	KN/cm ²
área de armadura		
As,face solo=	31,42	cm ²
As,ext	7,36	cm ²
ρ=	0,0149	
VERIFICAÇÃO	OK!	

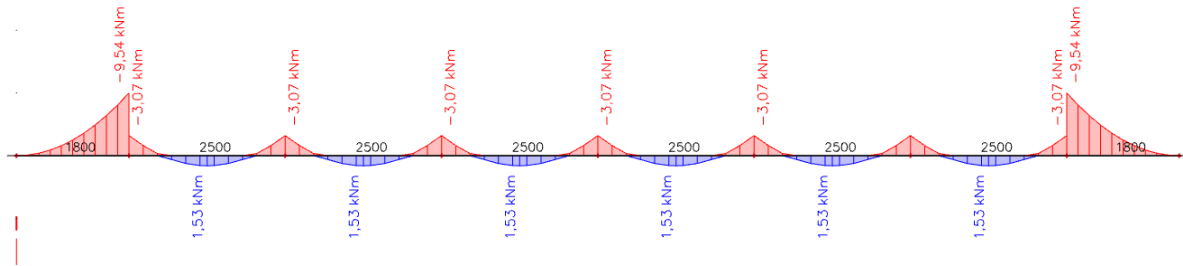
6.6.4. Verificação dos Estados Limites de Serviço

Os estados limites de serviço serão verificados apenas para a condição de carga de trabalho aplicadas as vigas de ligação. As solicitações estão indicadas nas figuras abaixo (figura 6.11).

Figura 6.11 – Solicitações nos planos XZ – carga de ensaio



PLANO YZ



6.6.5. Verificação a abertura de fissuras

Classe de agressividade ambiental CAII: $W \leq 0,3\text{mm}$. A grandeza abertura de fissuras, W , é a menor entre as obtidas pelas expressões que seguem:

$$w1 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad w2 = \frac{\phi_i}{12,5\eta_i} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Onde:

- A_{cri} é a área de região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;
- E_{si} é o módulo de elasticidade do aço;
- ϕ_i é o diâmetro da barra;
- ρ_{cri} é a taxa de armadura em relação à área de região de envolvimento (A_{cri})
- σ_{si} é a tensão de tração do aço considerada, calculada no estágio II.

Para armadura face solo: $M_d = 157,14 \text{ kN.m}$

Para armadura externa: $M_d = 36,46 \text{ kN.m}$

b=	80 cm
α_s =	8,05
A_s =	31,42 cm ²
d=	26 cm

X=	10,05 cm
I_2 =	91453 cm ⁴
W_I =	5732,54 cm ³
W_s =	9102,76 cm ³
σ_s =	22,08 KN/cm ²
σ_c =	1,73 KN/cm ²

M=	15714 KN.cm
fck=	30 MPa
fctm=	0,29 KN/cm ²
E_c =	2607,16 KN/cm ²

ϕ =	2 cm
A_{cr} =	190 cm ²
E_s =	21000 KN/cm ²
ρ_r =	0,016535
σ_s =	22,08 KN/cm ²
η_i =	2,25

ABERTURA DE FISSURAS

Limite de Fissuração

W_{max} =	0,3 mm
W_1 =	0,17 mm
W_2 =	0,21 mm

FISSURAÇÃO OK!

b=	80 cm
α_s =	8,05
A_s =	7,36 cm ²
d=	26 cm

X=	5,51 cm
I_2 =	29350 cm ⁴
W_I =	1432,46 cm ³
W_s =	5326,14 cm ³
σ_s =	20,50 KN/cm ²
σ_c =	0,68 KN/cm ²

M=	3646 KN.cm
fck=	30 MPa
fctm=	0,29 KN/cm ²
E_c =	2607,16 KN/cm ²

ϕ =	1,25 cm
A_{cr} =	260 cm ²
E_s =	21000 KN/cm ²
ρ_r =	0,00472
σ_s =	20,50 KN/cm ²
η_i =	2,25

ABERTURA DE FISSURAS

Limite de Fissuração

W_{max} =	0,3 mm
W_1 =	0,09 mm
W_2 =	0,39 mm

FISSURAÇÃO OK!

6.6.6. Armadura de fretagem

A armadura de fretagem é dimensionada para suportar os esforços referentes às cargas de ensaio dos tirantes e evitar o fendilhamento, que ocorre através de uma fissura no mesmo sentido da aplicação da carga. Leonhardt (1973) indica a seguinte formulação para o dimensionamento:

$$Z = 0,3 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right)$$

$$Asf = \frac{Zd}{f_{yd}}$$

Sendo:

- Z: força de fretagem de cálculo (kN)

- P: Esforço solicitante (kN)
- a: lado da placa de ancoragem (cm)
- d: altura útil da viga (cm)
- f_{yd} : tensão de escoamento do aço (kN/cm²)
- Z_d: força de fretagem de projeto (kN)
- A_{sf}: área de aço da fretagem (cm²)

As necessário = $(0,3 \times 612,5 \times (1 - 20/26)) / 43,48 = 1,07 \text{ cm}^2$. Adotado: 3 \varnothing 8 c/10 (1,51 cm²) em armadura espiral/estribos

6.7. Viga de coroamento

A condicionante geométrica da viga de coroamento está associada a ancoragem das armaduras longitudinais da estaca e seu diâmetro conforme apresentado abaixo (60 cm). A largura é definida pelo diâmetro acrescentado de uma folga de 5 cm para cada lado. Sendo assim, adotado 50 cm.

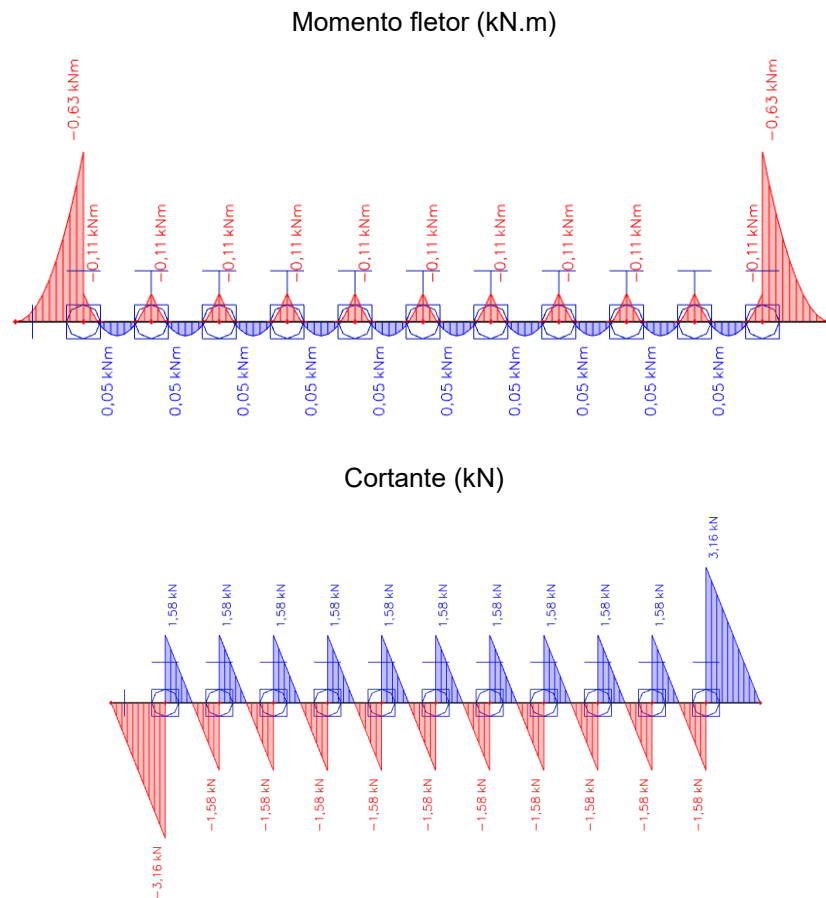
Ancoragem e transpasse			$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_{bd} =$	3,26	Mpa
Diâmetro	20	mm	$f_{ct,m} =$	2,90	Mpa	$f_{yk} =$	500	Mpa
			$f_{ctk,inf} =$	2,03	Mpa	$f_{yd} =$	434,78	Mpa
			$g_c =$	1,40		$l_b =$	66,71	cm
$a_{ot} =$	1		$f_{ctd} =$	1,45	Mpa	$l_{b,nec} =$	55,60	cm
$a =$	1		$n_1 =$	2,25		$l_{b,min} =$	20,01	cm
$A_{s,calc} =$	1	cm ²	$n_2 =$	1		$l_{ot} =$	55,60	cm
$A_{s,ef} =$	1,2	cm ²	$n_3 =$	1		$l_{ot,min} =$	30,00	cm

Altura da viga é definida pelo $l_{b,necessário}$ (60 cm).

As solicitações relacionadas ao empuxo de solo e sobrecarga são apresentadas na figura 6.12. O dimensionamento a estes esforços é apresentado nas planilhas abaixo.

- Tensão horizontal topo = 7,6 kPa
- Tensão horizontal base = 11,3 kPa
- Empuxo resultante = 5,65 kN/m

Figura 6.12 – Solicitações na viga de coroamento



Para o dimensionamento a flexão, a carga de projeto é de $M_d = 0,63 \text{ kN.m}$

$M_d =$	63 KN.cm		
$f_{ck} =$	30 Mpa	$f_c =$	1,82 KN/cm ²
$b_w =$	50 cm	Aco	CA-50
$h =$	60 cm	$f_{yd} =$	43,48 KN/cm ²
$d =$	56 cm	x	0,0154 cm
Domínio de deformação		dom 2	
$A_s(\text{cm}^2)$	0,03	$A_{s_{\min}}(\text{cm}^2)$	4,50

Adotada armadura mínima = $4,5 \text{ cm}^2$

Armadura de pele = $3 \text{ cm}^2/\text{face} = 4\emptyset 10 (3,14 \text{ cm}^2)$

Para o dimensionamento ao esforço cortante, a carga de projeto é $V_d = 3,16 \text{ kN}$

Materiais			Verificação	
			$V_{rd2} =$	1425,60 kN
$f_{ck} =$	30	Mpa	Seção verificado!	
$f_{cd} =$	2,14	KN/cm ²	$V_c =$	243,30 kN
$f_{ctm} =$	0,29	KN/cm ²	$V_{sw} =$	127,10 kN
$f_{ctd} =$	0,14	KN/cm ²	$V_{dmax} =$	370,40 kN
$a_v =$	0,88		Armadura	
$a_{\phi} =$	43,48	KN/cm ²	$S_w =$	15,00 cm
Geometria			$A_s =$	0,87 cm ²
$b_w =$	50	cm	$A_{smin} =$	0,87 cm ²
$h =$	60	cm	\emptyset	8,0 mm
$d =$	56	cm	$A_s \text{ efet} =$	1,01 cm ²
			Ramos	2,00

7. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

7.1 Chuva de projeto

Para o cálculo da chuva de projeto foram utilizados os dados da estação meteorológica do aeroporto de Canela/RS devido à proximidade da área do projeto (Latitude: -29.36888888 e Longitude: -50.82722221). Os dados estão disponíveis no site do INMET (código A879), para uma série histórica de aproximadamente 16 anos. A figura 7.1 apresenta o gráfico das chuvas diárias e a figura 7.2 o histograma de ocorrências para chuvas diárias maiores que 5mm. A tabela 7.1 apresenta em ordem crescente a chuva diária máxima.

Figura 7.1 – Chuvas diárias da estação

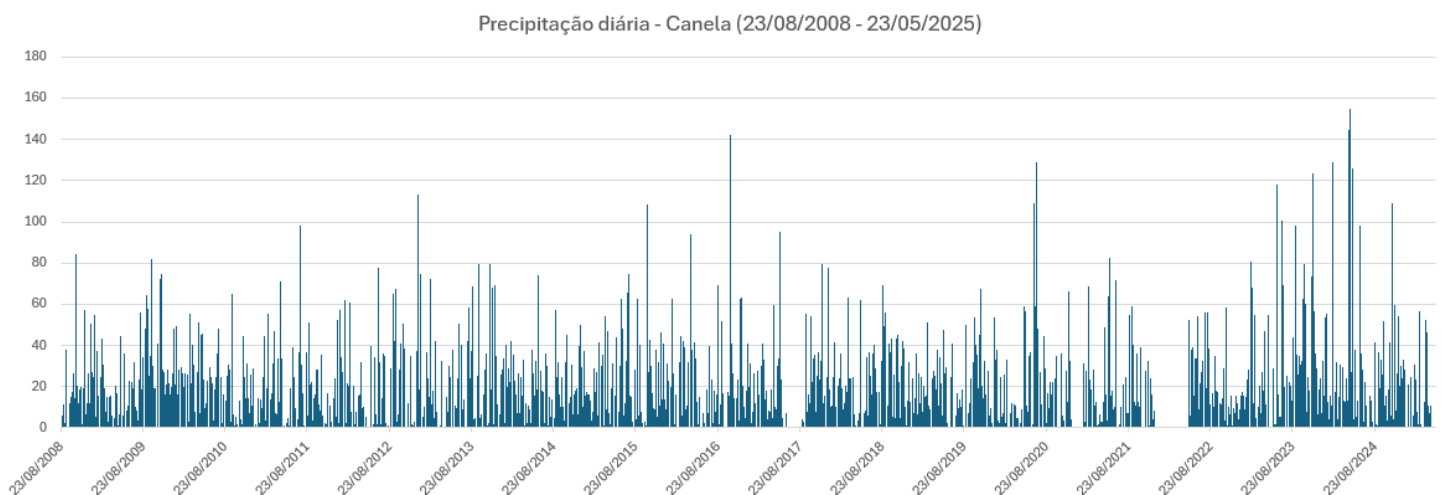


Figura 7.2 – Histograma de chuvas diárias acima de 5mm/dia

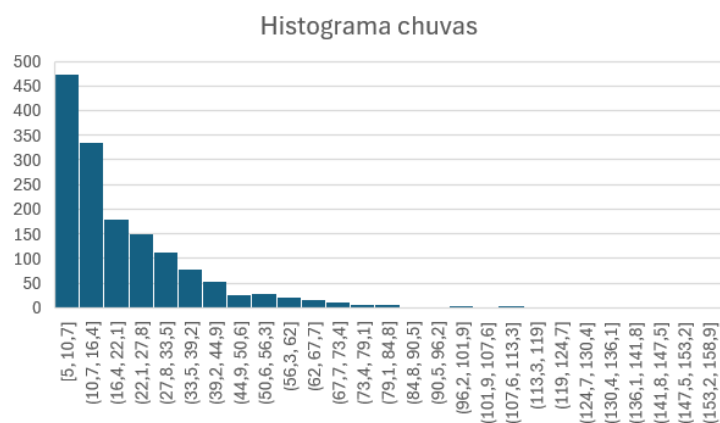


Tabela 7.1 – Chuvas máximas diárias (Canela / RS)

Ordem	Ano	Chuva máxima diária	Data
1	2008	84,4	26/10/2008
2	2009	81,8	28/09/2009
3	2010	65,2	22/09/2010
4	2011	98	23/04/2011
5	2012	113	06/07/2012
6	2013	79,8	21/09/2013
7	2014	74	31/08/2014
8	2015	108,2	14/10/2015
9	2016	142	17/10/2016
10	2017	95,2	27/05/2017
11	2018	69,4	25/08/2018
12	2019	67,6	05/11/2019
13	2020	129,2	08/07/2020
14	2021	82,4	29/05/2021
15	2022	58,4	01/11/2022
16	2023	123,4	18/11/2023
17	2024	154,8	02/05/2024

Para o cálculo das curvas IDF foi utilizada a metodologia proposta por Dornelles e Collischonn (2021) “Hidrologia para engenharias e ciências aplicadas”. A tabela 5.2 apresenta o cálculo da probabilidade de excedência a partir das fórmulas empíricas de Weibull (1) e Hazen (2) a partir do ordenamento de valores da amostra de vazão máxima.

$$P = m/(N + 1) \quad (1)$$

$$P = (m - 0,5)/N \quad (2)$$

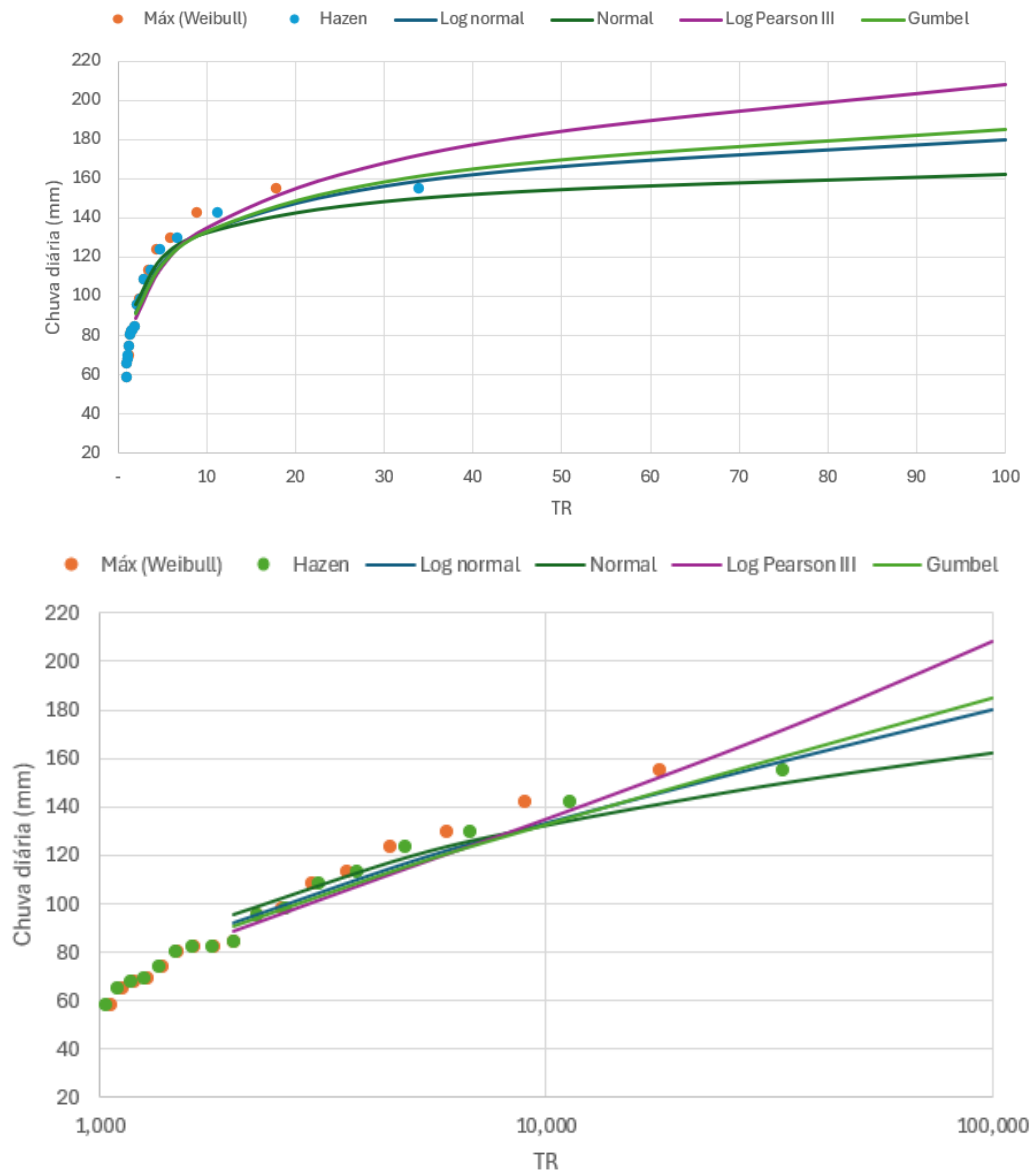
Onde N é o tamanho da amostra (nº de anos) e m é a ordem da vazão (para maior vazão m=1 e para menor vazão m=N).

Tabela 7.2 – Probabilidade e Tempo de Retorno

Ano	Chuva máxima	log(x)	Ordem	Fórmula de Weibull		Fórmula de Hazen	
				Probabilidade	TR (anos)	Probabilidade	TR (anos)
2024	154,8	2,190	1	0,056	18,000	0,0294	34,00
2016	142	2,152	2	0,111	9,000	0,0882	11,33
2020	129,2	2,111	3	0,167	6,000	0,1471	6,80
2023	123,4	2,091	4	0,222	4,500	0,2059	4,85
2012	113	2,053	5	0,278	3,600	0,2647	3,77
2015	108,2	2,034	6	0,333	3,000	0,3235	3,09
2011	98	1,991	7	0,389	2,571	0,3824	2,61
2017	95,2	1,979	8	0,444	2,250	0,4412	2,26
2008	84,4	1,926	9	0,500	2,000	0,5000	2,00
2021	82,4	1,916	10	0,556	1,800	0,5588	1,78
2009	81,8	1,913	11	0,611	1,636	0,6176	1,61
2013	79,8	1,902	12	0,667	1,500	0,6765	1,47
2014	74	1,869	13	0,722	1,385	0,7353	1,36
2018	69,4	1,841	14	0,778	1,286	0,7941	1,25
2019	67,6	1,830	15	0,833	1,200	0,8529	1,17
2010	65,2	1,814	16	0,889	1,125	0,9118	1,09
2022	58,4	1,766	17	0,944	1,059	0,9706	1,03

A escolha do modelo de probabilidade utilizado, se deu através da análise dos modelos de distribuição normal, log normal, distribuição de valores extremos Tipo I (Gumbel) e Distribuição de Pearson II. A figura 7.3 apresenta o resultado gráfico dos modelos, no qual a distribuição de Log Pearson apresentou melhor ajuste.

Figura 7.3 – Probabilidade e Tempo de Retorno



A partir da equação de regressão de Log Person (3), foi realizada a conversão da chuva de 1 dia para 24h, utilizando um fator de desagregação de 1,14 (4), conforme indicação da CETESB (1986), reproduzido na tabela 7.4. E em seguida, a equação foi convertida para chuva de 24h para qualquer duração (5), a qual foi utilizada para o cálculo das IDF's (6 e 7), cujas curvas são apresentadas na figura 7.5.

$$y = 30,31 \ln \ln (TR) + 66,511 \quad (3)$$

$$P(t, 24h) = y = 34,55 \ln \ln (TR) + 75,82 \quad (4)$$

$$P(x) = (\ln \ln (td))^{1,518} \times P(t, 24h) / 20,53 \quad (5)$$

$$i = P / td$$

Figura 7.4 – Coeficientes de desagregação para diferentes durações de chuva

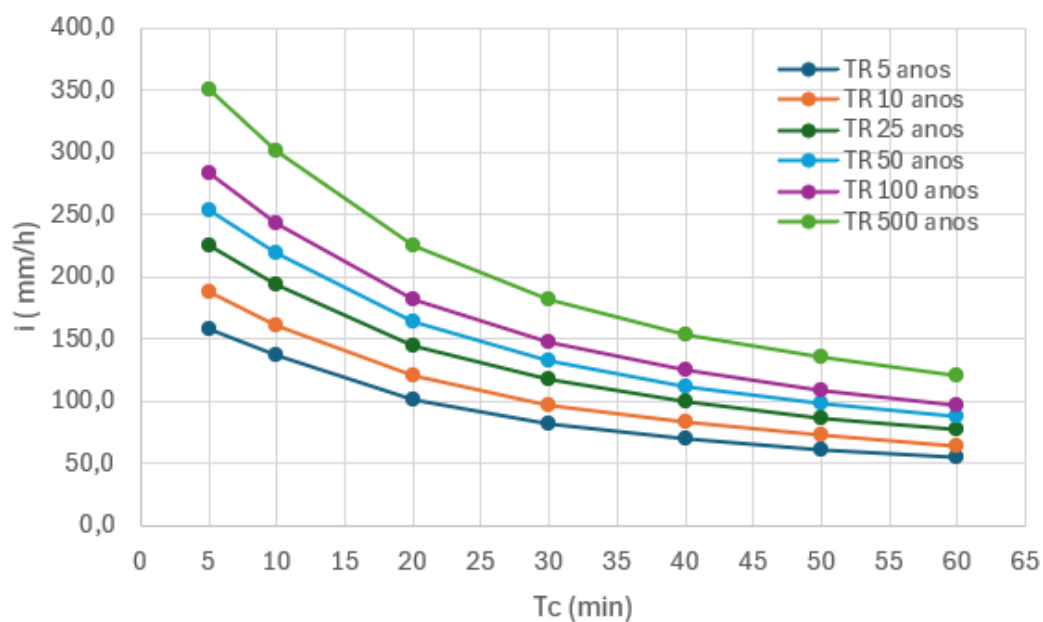
Tabela 1 - Coeficientes de desagregação para diferentes durações de chuva

Relação entre alturas pluviométricas	Fator de desagregação
1 dia/24 horas	1,14
12 horas/24 horas	0,85
10 horas/24 horas	0,82
8 horas/24 horas	0,78
6 horas/24 horas	0,72
1 hora/24 horas	0,42
30 min/1 hora	0,74
25 min/30 min	0,91
20 min/30 min	0,81
15 min/30 min	0,70
10 min/30 min	0,54
5 min/30 min	0,34

Fonte: CETESB (1986)

Tendo em vista, a pequena dimensão da bacia (cerca 0,8ha), será adotado um tempo de concentração de 10 min, e um tempo de retorno de 10 anos, para aplicação no cálculo de drenagens superficiais e subsuperficiais. Sendo assim, se estabelece como chuva de projeto $i=161,1\text{mm}$.

Figura 7.5 – Curvas IDF



7.2 Elementos hidráulicos

Os elementos hidráulicos dimensionados seguem quando possível os dispositivos descritos e detalhados no álbum de projetos-tipo do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (Publicação IPR - 736 - 5ª Edição de 2018), e respectivas ementas. As vazões coletadas pelos elementos hidráulicos foram calculadas pelo método racional (equação 6).

$$Q = 0,278 . C . i . A \quad (6)$$

Onde: Q é a vazão em m³/s; c é o coeficiente de 'runoff' adimensional; i é a chuva de projeto em mm/h; e A é área da bacia de contribuição em ha.

Os valores de C foram adotados baseados na tabela indicada na figura 7.6 (Tucci, 2007). Como premissa do projeto, foram adotados coeficientes de 'runoff' de 0,30 para os taludes vegetados (cobertura de gramínea) e 0,88 para as rampas revestidas em concreto. Para o platô central foi adotado um C médio (c=0,59), considerando 50% da área impermeabilizada em concreto. Para o cálculo das vazões dos elementos hidráulicos foi utilizada a equação de Manning (7):

$$Q = (A . R^{2/3} . i^{0,5}) / n$$

Onde: Q é a vazão do trecho (m³/s); A é a área molhada em m²; R é o raio hidráulico em m; i é a declividade mínima adotada, e n é a rugosidade de Manning. As vazões dos elementos hidráulicos foram calculadas pelo software SisCCoH.

Figura 7.6 – Valores de coeficiente C (Tucci, 2007)

Superfície	Coeficiente run-off (C)	
	Intervalo	Valor sugerido
PAVIMENTO		
Asfalto	0,70 – 0,95	0,83
Concreto	0,80 – 0,95	0,88
Calçadas	0,75 – 0,85	0,80
Telhados	0,75 – 0,95	0,85
COBERTURA – GRAMA SOLO ARENOSO		
Plano (2 %)	0,05 – 0,10	0,08
Médio (2 % a 7 %)	0,10 – 0,15	0,13
Alta (7 %)	0,15 – 0,20	0,18
COBERTURA – GRAMA SOLO PESADO		
Plano (2 %)	0,13 – 0,17	0,15
Médio (2 % a 7 %)	0,18 – 0,22	0,20
Alta (7 %)	0,25 – 0,35	0,30

A tabela 7.3 apresenta as áreas de contribuição para cada canaleta, bem como, inclinações, vazões de projeto e elementos hidráulicos selecionados para cada trecho.

Tabela 7.3 – Elementos hidráulicos

Item	Elemento	C	i	A (m ²)	A (km ²)	Soma de áreas	Q (m ³ /s)	Q (L/s)	i (%) min	Elemento de drenagem	Q elemento (L/s)
CANALETAS E SARJETAS											
1	Canaleta de pé da cortina superior	0,88	161,1	538,5	0,00054	-	0,0214	21,38	8%	CAU 20x20	124
2	Canaleta de topo da cortina intermediária	0,3	161,1	422	0,00042	-	0,0057	5,71	0,5%	CAU 20x20	31
3	Canaleta de pé da cortina intermediária	0,88	161,1	191,83	0,00019	-	0,0076	7,61	0,5%	CAU 20x20	31
4	Canaleta platô - Lado Norte	0,3	161,1	515	0,00052	2+3	0,0203	20,29	0,5%	CAU 20x20	31
5	Canaleta platô - Lado Sul - Trecho 01	0,59	161,1	1362	0,00136	-	0,0362	36,25	1,0%	CAU 20x20	43,8
6	Canaleta platô - Lado Sul - Trecho 02	0,59	161,1	1362	0,00136	-	0,0362	36,25	1,0%	CAU 20x20	43,8
7	Canaleta de descida do Talude Oeste	0,3	161,1	446	0,00045	1	0,0274	27,41	0,5%	CAU 20x20	31
8	Canaleta rampa	0,3	161,1	757	0,00076	-	0,0102	-	-	-	-
-	-	0,88	161,1	596	0,0006	-	0,0237	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	5	0,0702	70,15	0,5%	CAU 30x30	91,4
9	Canaleta de topo Gabião	0,3	161,1	558	0,00056	-	0,0076	7,55	1,0%	CAU 20x20	116,3
CANALETAS E SARJETAS											
1	Sarjeta da Rua Henrique Bertolucci T1	0,83	161,1	601	0,0006	-	0,0225	22,50	19%	MFC01	38,11
2	Sarjeta da Rua Henrique Bertolucci T2	0,83	161,1	220	0,00022	-	0,0082	8,24	11%	MFC01	29
3	Sarjeta da Rua Henrique Bertolucci T3	0,83	161,1	288	0,00029	-	0,0108	10,78	5%	MFC01	19,55
TUBULAÇÕES ENTERRADAS											
Item		n	Qa (m ³ /s)	Q (L/s)	i (%) min	Φ (m)	Q elemento (L/s)				
1	Tubulação de travessia da A. Oberhher	0,013	0,02029	20,2946	0,5%	0,4	143,94				
2	Tubulação de travessia do Platô para escadaria	0,013	0,03625	36,2479	0,5%	0,4	143,94				
3	Descida lateral ao gabião	0,013	0,07	70,1502	-	0,4	143,94				
4	Travessia Guilherme Dal Ri	0,013	0,12669	126,693	0,5%	0,4	143,94				
ESCADARIA											
Item		n	Qa (m ³ /s)	Q (L/s)	i (%) min	Elemento de drenagem	Q elemento (L/s)				
1	Escadaria	-	0,05654	56,54	-	DAD 60-36	530				
2	Descidas d'água portalude	-	0,03625	36,25	66%	DAR 40-20	649				

8. MEMÓRIA DE QUANTIDADES

Os itens a seguir apresentam a memória de quantitativos e premissas de cálculo utilizadas na planilha orçamentária.

8.1 Cortina Superior (Rua Henrique Bertolucci)

A figura 8.1 apresenta o quantitativo de tirantes, drenos horizontais profundos, barbacãs, volume de concreto, armadura, e quantitativo de fundações. Cabe destacar que alguns quantitativos da tabela não são estanques, podendo ser modificados a partir da execução (ex: comprimento das perfurações em material de 1º, 2º e 3º categoria; e comprimento em solo das estacas raiz).

Figura 8.1 – Quantitativos da cortina superior

Estrutura / Elemento	Descrição	Quant.	unid.	Quant. Específica	unid.	Perda / Sobreconsumo / fator de reutilização	Quant.	unid.	Observação
Tirante	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 680 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração	137	unid.	30	m por tirante	0	4110	m	
	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm						2466	m	
	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm						1233	m	
	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm						411	m	
	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	137	unid.	x	x	x	x	x	
	Concreto fck = 30 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	137	unid.	0,0413	m³/cabeça	1,1	6,22	m³	10% de perda
	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 3 vezes - confecção, instalação e retirada	137	unid.	0,3226	m²/cabeça	0,400	17,68	m²	20% de perda - reutilização de 3 vezes
Faceamento	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	222,70	m³	x	x	1,1	244,97	m³	10% de perda
	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	35197,2	kg			1,1	38716,92	kg	10% de perda
	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada	1530,28	m²	x	x	0,55	841,65	m²	10% de perda - reutilização de 2 vezes
	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - exceto o tubo de drenagem	137	unid.	x	x	x	x	x	
Drenagem	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	137	unid.	0,5	m/barbacã	x	68,5	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH01 - material de 1ª categoria	30	unid.	21	m/DHP	x	630	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH01 - material de 2ª categoria	30	unid.	9	m/DHP	x	270	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH01 - material de 3ª categoria	30	unid.	4	m/DHP	x	120	m	
Fundações	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção	3	unid.	4	m/estaca	x	12	m	
	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção	3	unid.	16	m/estaca	x	48	m	
	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 31 cm - confecção	33	unid.	4	m/estaca	x	132	m	
	Estaca raiz perfurada no solo com D = 31 cm - confecção	33	unid.	16	m/estaca	x	528	m	
	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	10313,9	kg	x	x	1,1	11345,334	kg	10% de perda
	Arrasamento de estacas de concreto com seção de até 900 cm²	36	unid.	x	x	x	1,25	m³	

8.2 Cortina Intermediária (Entre a Rua Henrique Bertolucci e a Rua Afonso Oberherr)

De forma análoga, a figura 8.2 apresenta os quantitativos da estrutura.

Figura 8.2 – Quantitativos da cortina intermediária

Estrutura / Elemento	Descrição	Quant.	unid.	Quant. Específica	unid.	Perda / Sobreconsumo / fator de reutilização	Quant.	unid.	Observação
Tirante	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 680 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração	32	unid.	27	m por tirante	0	864	m	
	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm						518,4	m	
	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm						259,2	m	
	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm						86,4	m	
	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	32	unid.	x	x	x	x	x	
	Concreto fck = 30 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	32	unid.	0,0413	m³/cabeça	1,1	1,45	m³	10% de perda
	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 3 vezes - confecção, instalação e retirada	32	unid.	0,3226	m²/cabeça	0,400	4,13	m²	20% de perda - reutilização de 3 vezes
Faceamento	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	53,92	m³	x	x	1,1	59,31	m³	10% de perda
	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	8489,27	kg			1,1	9338,197	kg	10% de perda
	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada	370,26	m²	x	x	0,55	203,64	m²	10% de perda - reutilização de 2 vezes
Drenagem	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - exceto o tubo de drenagem	36	unid.	x	x	x	x	x	
	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	36	unid.	0,5	m/barbacã	x	18	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	8	unid.	21	m/DHP	x	168	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	8	unid.	9	m/DHP	x	72	m	
Fundações	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção	12	unid.	4	m/estaca	x	48	m	
	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção	12	unid.	16	m/estaca	x	192	m	
	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	2641,8	kg	x	x	1,1	2905,98	kg	
	Arrasamento de estacas de concreto com seção de até 900 cm²	12	unid.	x	x	x	0,41	m³	

8.3 Cortina em estacas justapostas

De forma análoga, a figura 8.3 apresenta os quantitativos da estrutura.

Figura 8.3 – Quantitativos da cortina em estaca justaposta

Estrutura / Elemento	Descrição	Quant.	unid.	Quant. Específica	unid.	Perda / Sobreconsumo / fator de reutilização	Quant.	unid.	Observação
Tirante	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 680 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração	14	unid.	27	m por tirante	0	672	m	
	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 680 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração	14	unid.	21	m por tirante	0		m	
	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm						336	m	
	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm						268,8	m	
	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm						67,2	m	
	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	28	unid.	x	x	x	x	x	
	Concreto fck = 30 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	28	unid.	0,0413	m³/cabeça	1,1	1,27	m³	10% de perda
Drenagem	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 3 vezes - confecção, instalação e retirada	28	unid.	0,3226	m²/cabeça	0,400	3,61	m²	20% de perda - reutilização de 3 vezes
	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - exceto o tubo de drenagem	30	unid.	x	x	x	x	x	
	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	30	unid.	0,5	m/barbacã	x	15	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	8	unid.	26	m/DHP	x	208	m	
Faceamento / Fundações	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	8	unid.	9	m/DHP	x	72	m	
	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 40 cm - confecção	109	unid.	8	m/estaca	x	872	m	
	Estaca raiz perfurada no solo com D = 40 cm - confecção	109	unid.	10	m/estaca	x	1090	m	
	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	33445,9	kg	x	x	1,1	36790,49	kg	
	Argamassa de cimento e areia 1:1 - confecção em betoneira e lançamento manual - areia comercial	2,8	m³	x	x	1,1	3,08	m³	
	Arrasamento de estacas de concreto com seção > 900 cm²	109	unid.	x	x	x	3,75	m³	
Vigas de concreto	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais - viga de coroamento	13,7	m³	x	x	1,1	15,07	m³	10% de perda
	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais - vigas de ligação	19,7	m³	x	x	1,1	21,67	m³	10% de perda
	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	3629,9	kg			1,1	3992,89	kg	10% de perda
	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada	139,3	m²			0,55	76,62	m²	10% de perda com utilização de 2 vezes

8.4 Solo grampeado

A figura 8.4 apresenta os quantitativos referentes ao solo grampeado. Devido a necessidade de reconformação dos taludes em áreas com a existência de edificações a serem demolidas, bem como ajustes da malha a partir da observação dos materiais encontrados em campo, pode haver alteração nos quantitativos de faceamento e grampos.

Figura 8.4 – Quantitativos em solo grampeado

Estrutura / Elemento	Descrição	Quant.	unid.	Quant. Específica	unid.	Perda / Sobreconsumo / fator de reutilização	Quant.	unid.	Observação
Grampos	Regularização manual de taludes de cortes e aterros		m ²	x	x	x			
	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm	x	m	x	x	x	331,2	m	
	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm	x	m	x	x	x	993,6	m	
	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm	x	m	x	x	x	331,2	m	
	Grampo de aço CA-50 D = 20 mm para solo grampeado com capacidade de 80 kN - fornecimento, excluso perfuração e instalação	138	unid.	12	m/unid.	x	1656	m	
Faceamento	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado - Inclui fornecimento da tela (Q196)	1524,68	kg	x	x	1,1	1677,148	kg	10% de perda
	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado - Inclui fornecimento da tela (Q503)	703,91	kg	x	x	1,1	774,301	kg	10% de perda
	Concreto projetado via seca fck = 30 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais	58,83	m ³	x	x	1,2	70,596	m ²	20% de perda
Drenagem	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem	46	unid.	x	x	x	46	unid.	
	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	46	unid.	0,5	m/barbacã	x	23	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	10	unid.	6	m/DHP	x	276	m	
	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	10	unid.	12	m/DHP	x	120	m	

8.5 Muro de gabião

A figura 8.5 apresenta os quantitativos referentes ao muro de gabião.

Figura 8.5 – Quantitativos do muro de gabião

Estrutura / Elemento	Descrição	Quant.	unid.	Quant. Específica	unid.	Perda / Sobreconsumo / fator de reutilização	Quant.	unid.	Observação
Muro de gabião	Gabião caixa 2 x 1 x 0,50 m - Zn/Al+ PVC - D = 2,4 mm - pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento	33,5	m ³	x	x	x	x	x	
	Gabião caixa 2 x 1 x 1,00 m - Zn/Al+ PVC - D = 2,4 mm - pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento	1014,00	m ³	x	x	x	x	x	
	Recomposição de erosão em corte ou aterro com material de jazida	4303,19	m ³	x	x	x	x	x	
	Rachão ou pedra de mão produzida	4203,19	m ³	x	x	x	x	x	
	Rachão ou pedra de mão produzida	100,00	m ³	x	x	x	x	x	
	Aplicação de geotêxtil não-tecido agulhado com resistência à tração longitudinal de 14 kN/m - incluso material	1952,5	m ²	x	x	1,2	2343	m ²	Obs: 20% relacionado a transpasse e perda
	Concreto magro - confecção em batedeira e lançamento manual - areia e brita comerciais	30,3	m ³	x	x	1,2	36,36	m ³	Obs: 20% de perda
Drenagem muro	Tubo PEAD corrugado perfurado para drenagem D=170mm	176,68	m	x	x	x	x	x	
	Brita 0	140	m ³	x	x	1,5	210	m ³	por conformação
	Areia grossa lavada	140	m ³	x	x	1,5	210	m ³	por conformação

8.6 Movimentação de material

A movimentação de material foi distribuída em três grupos: (i) solos escavados, descarregados, armazenados e compactados em obra, (ii) solos escavados e enviados para bota-fora, e (iii) resíduos de demolição enviados para bota-fora. A figura 8.6 apresenta os quantitativos.

Figura 8.6 – Quantitativos de movimentação de materiais

Estrutura / Elemento	Descrição	Quant.	unid.	Quant. Específica	unid.	Perda / Sobreconsumo / fator de reutilização	Quant.	unid.	Observação
Solos escavados, descarregados, armazenados e compactados em obra	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - DMT de 200 a 400 m - caminho de serviço em leito natural - com escavadeira e caminhão basculante de 14 m³	11189	m³	x	x	1,3	14545,1145	m³	Empolamento de 30%
	Compactação de aterros a 100% do Proctor normal	11189	m³	x	x	x	11189	m³	
	Carga, manobra e descarga de agregados ou solos em caminhão basculante de 6 m³ - carga com escavadeira de 1,56 m³ e descarga livre	6040	m³	1,7	t/m³	x	10267,96	t	1,7 t/m³
Bota fora (solo)	Transporte com caminhão basculante de 6 m³ - rodovia pavimentada	154019	tkm	x	x	x	x	x	Transporte do material até bota-fora, pré estabelecido em 15km
	Espalhamento de material em bota-fora	6040	m³	x	x	1,3	7851,96938	m³	Empolamento 30%
	Demolição mecânica de alvenaria com escavadeira hidráulica	520	m³	0,12	m³/m²	x	62,4	m³	
Bota fora (resíduo)	Demolição mecânica de concreto armado com escavadeira	95	m³	0,12	m³/m²	x	11,4	m³	
	Transporte com caminhão basculante de 6 m³ - rodovia pavimentada	97,8	m³	1,8	t/m³	x	2640,8	tkm	Transporte do material até bota-fora, pré
	Corte e remoção de árvores	200	m	0,12	m³/m³	x	24	m³	
	Espalhamento de material em bota-fora	97,8	m³	x	x	1,8	176,04	m³	Empolamento 80%

9. ORÇAMENTO

Os itens a seguir apresentam o discriminativo da orçamentação apresentada no Anexo A deste Memorial. Os custos foram estimados a partir da base referencial SICRO de Outubro/2025 Rio Grande do Sul.

9.1 Composição do BDI

O BDI utilizado no orçamento é de 24,00% na forma onerada e 15,00% para fornecimento de materiais. A composição do BDI é apresentada na tabela 9.1 dentro das faixas estabelecidas pelo Acórdão N°2622/2013 do Tribunal de Contas da União. O BDI foi calculado pela seguinte fórmula:

$$BDI = \left[\frac{(1 + (AC + S + R + G))(1 + DF)(1 + L)}{(1 - I)} - 1 \right] \times 100$$

Onde:

AC = é a taxa de rateio da administração central;

S = é uma taxa representativa de seguros;

R = corresponde aos riscos e imprevistos;

G = é a taxa que representa o ônus das garantias exigidas em edital;

DF = é a taxa representativa das despesas financeiras;

L = corresponde à remuneração bruta;

I = é a taxa representativa dos tributos incidentes sobre o preço de venda (PIS, Cofins, CPRB e ISS).

Tabela 9.1 – Composição do BDI

Valor de Referência - Benefícios e Despesas Indiretas (BDI)			
Construção de Obras de Arte Especiais		Pequeno porte	
Despesas Indiretas		sobre PV	sobre CD
Administração Central	Variável - f (CD)	4,41	5,47
Despesas Financeiras	1,17% sobre (PV - Lucro)	1,09	1,36
Seguros e Garantias	0,25% do PV	0,25	0,31
Riscos	0,50% do PV	0,50	0,62
Subtotal 1		6,26	7,76
Benefícios		sobre PV	sobre CD
Lucro	Variável - f (CD)	6,45	8,00
Subtotal 2		6,45	8,00
Tributos		sobre PV	sobre CD
PIS	0,65% do PV	0,65	0,81
COFINS	3,00% do PV	3,00	3,72
ISS*	3,00% do PV	3,00	3,72
CPRB (regime desonerado)	4,50% do PV	0,00	0,00
Subtotal 3		6,65	8,25
Total =		19,36%	24,00%

Tabela 9.2 – Composição do BDI diferenciado

Valor de Referência - Benefícios e Despesas Indiretas (BDI)			
Construção de Obras de Arte Especiais		Fornecimento de	
Despesas Indiretas		sobre PV	sobre CD
Administração Central	Variável - f (CD)	1,36	1,69
Despesas Financeiras	1,17% sobre (PV - Lucro)	0,56	0,64
Seguros e Garantias	0,25% do PV	0,25	0,31
Riscos	0,50% do PV	0,50	0,62
Subtotal 1		2,67	3,26
Benefícios		sobre PV	sobre CD
Lucro	Variável - f (CD)	2,82	3,50
Subtotal 2		2,82	3,50
Tributos		sobre PV	sobre CD
PIS	0,65% do PV	0,65	0,81
COFINS	3,00% do PV	3,00	3,72
ISS*	3,00% do PV	3,00	3,72
CPRB (regime desonerado)	4,50% do PV	0,00	0,00
Subtotal 3		6,65	8,25
Total =		12,14%	15,00%

9.2 Canteiro de Obras

Para a estimativa do custo de instalação do canteiro, foi utilizada a fórmula proposta pelo DNIT para canteiros de obras com construções modulares. A tabelas 9.3 apresenta o cálculo do custo de canteiro de obras. A formulação é apresentada a seguir:

$$CIP = \frac{P}{n} \times \left(k_2 \times \sum_{i=1}^n Q_{Ci} \times C_{Ci} \right) + AT \times FEAT \times CMCC \quad (17)$$

Onde:

CIP representa o custo total do canteiro de obras para intervenções pontuais exclusivamente em estruturas modulares

P representa o prazo da obra;

k2 representa o fator de mobiliário;

QC_i representa a quantidade de contêineres propostas no canteiro;

CC_i representa o custo dos contêineres;

AT representa a área total do terreno;

FEAT representa o fator de equivalência de áreas totais;

CMCC representa o custo médio da construção civil por metro quadrado (SINAP 10/25);

Tabela 9.3 – Cálculo do Custo do canteiro de obras exclusivo de contêineres

CAN Canteiro de obras com construções modulares - incluso mobiliários, ligações provisórias, preparo de áreas externas e demais atividades			un	Total	R\$ 300.026,40		
Função	Código	Descrição	Área Coberta (AC)	Unidade	Quantida de QEMI	Custo unitário CEMI	Custo total QEMI x CEMI
Escritório	M0059	Contêiner com revestimento térmico, janela e banheiro - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	1,00	R\$ 60.923,78	R\$ 60.923,78
Seção técnica	M0059	Contêiner com revestimento térmico, janela e banheiro - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	0,00	R\$ 60.923,78	R\$ -
Almoxarifado	M0042	Contêiner com janela - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	1,00	R\$ 39.675,79	R\$ 39.675,78
Depósito de cimento	M0042	Contêiner com janela - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	1,00	R\$ 39.675,79	R\$ 39.675,78
Cozinha	M0058	Contêiner com janela e 2 banheiros - L = 4,88 m e C = 6,09 m (1 TEU duplo)	29,72	un	0,00	R\$ 125.204,85	R\$ -
Refeitório	M0057	Contêiner com janela - L = 4,88 m e C = 6,09 m (1 TEU duplo)	29,72	un	1,00	R\$ 120.189,85	R\$ 120.189,85
Alojamento	M0059	Contêiner com revestimento térmico, janela e banheiro - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	0,00	R\$ 60.923,78	R\$ -
Banheiro e vestiário	M0041	Contêiner com 2 banheiros - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	2,00	R\$ 79.121,41	R\$ 158.242,82
Ambulatório	M0059	Contêiner com revestimento térmico, janela e banheiro - L = 2,44 m e C = 6,09 m (1 TEU)	14,79	un	0,00	R\$ 60.923,78	R\$ -
Guardia	M0071	Contêiner com 3 janelas para guarita - L = 2,44 m e C = 3,05 m (1/2 TEU)	14,79	un	0,00	R\$ 38.359,53	R\$ -
Natureza da obra		Intervenções pontuais	103,65				R\$ 418.708,01
Tipo da obra		Obras restritas					
P	18,00	Prazo de obra (n de 120 meses - conforme pg 118 - Manual Sicro Volume 06)					
Fator k2	1,06	Fator de ajuste de mobiliário e aparelhagem - Tabela 76					
AT	11715	Área total do terreno (m²)					
FEAT	1,00%	Fator de equivalência de áreas totais do terreno					
CMCC - Sinapi/IBGE	1992,76	Custo Médio da Construção Civil - Índice SINAPI/RS - 10/25 (Não desonerado - Cbic)					
CIP	R\$ 300.026,40	Custo total do canteiro de obras para intervenções pontuais exclusivamente em estruturas modulares					

9.3 Composição mínima para administração local, com gerência da obra e equipes de produção, equipes vinculadas, equipes de laboratório e equipamentos para a execução dos ensaios previstos em projeto e manutenção do canteiro

A tabela 9.4 apresenta a composição do cálculo do custo da administração local para o prazo de 18 meses da execução da obra.

Tabela 9.4 – Cálculo do Custo da Administração Local

ADM	Composição mínima para administração local, com gerência da obra e equipes de produção, equipes vinculadas, equipes de laboratório e equipamentos para a execução dos ensaios previstos em projeto e manutenção do canteiro			un	R\$	791.867,28
Código	Descrição	Unidade	Quant.	Custo unitário	Custo Total	
1	Parcela fixa	mês	18,00	R\$ 38.344,37	R\$	690.198,66
1.1	Gerência técnica	mês	Subtotal =	R\$ 37.654,67		
1.1.1	Mão de obra	mês	Subtotal =	R\$ 23.405,42		
P9819	Engenheiro supervisor - mensalista	mês	0,50	R\$ 29.705,74	R\$	14.852,86
P9811	Encarregado especializado - mensalista	mês	1,00	R\$ 8.552,57	R\$	8.552,56
1.1.2	Veículos	mês	Subtotal =	R\$ 14.249,25		
E9093	Veículo leve - 53 kW (sem motorista)	chp	66,00	R\$ 36,95	R\$	2.438,37
E9093	Veículo leve - 53 kW (sem motorista)	chi	207,74	R\$ 6,65	R\$	1.380,88
E9125	Veículo tipo van furgão com capacidade de 1,38 t - 100 kW	chp	44,00	R\$ 86,87	R\$	3.822,12
E9125	Veículo tipo van furgão com capacidade de 1,38 t - 100 kW	chi	138,49	R\$ 47,71	R\$	6.607,88
1.2	Gerência administrativa	mês	Subtotal =	R\$ 689,70		
1.2.1	Veículos	mês	Subtotal =	R\$ 254,60		
E9093	Veículo leve - 53 kW (sem motorista)	chp	4,40	R\$ 36,95	R\$	162,55
E9093	Veículo leve - 53 kW (sem motorista)	chi	13,85	R\$ 6,65	R\$	92,05
1.2.2	Auxiliar	mês	Subtotal =	R\$ 435,10		
P9842	Faxineiro - mensalista	mês	0,10	R\$ 4.351,09	R\$	435,10
2	Parcela vinculada	mês	18,00	R\$ 1.899,91	R\$	34.198,38
2.1	Equipes de topografia	mês	Subtotal =	R\$ 1.142,98		
2.1.1	Mão de obra	mês	Subtotal =	R\$ 621,49		
P9949	Topógrafo - mensalista	mês	0,05	R\$ 7.243,05	R\$	362,15
P9950	Auxiliar de topografia - mensalista	mês	0,05	R\$ 5.186,92	R\$	259,34
2.1.2	Veículos	mês	Subtotal =	R\$ 521,49	0 se restrita	
E9125	Veículo tipo van furgão com capacidade de 1,38 t - 100 kW	chp	2,20	R\$ 86,87	R\$	191,10
E9125	Veículo tipo van furgão com capacidade de 1,38 t - 100 kW	chi	6,92	R\$ 47,71	R\$	330,39
2.2	Medicina e segurança do trabalho	mês	Subtotal =	R\$ 756,93		
P9876	Técnico de segurança do trabalho - mensalista	mês	0,10	R\$ 7.569,30	R\$	756,93
3	Parcela variável	mês	18,00	R\$ 1.431,3200	R\$	25.763,76
3.1	Controle tecnológico	mês	Subtotal =	R\$ 639,5800		
P9858	Laboratorista - mensalista	mês	0,05	R\$ 7.191,61	R\$	359,58
P9833	Auxiliar de laboratório - mensalista	mês	0,05	R\$ 5.554,10	R\$	277,70
E9720	Conjunto bomba e macaco hidráulico para protensão com capacidade de 250 k	chp	0,05	R\$ 46,10	R\$	2,30
3.2	Manejo florestal	mês	Subtotal =	R\$ 791,74		
P9897	Técnico de meio ambiente - mensalista	mês	0,10	R\$ 7.917,45	R\$	791,74
4	Manutenção dos canteiros de obras	mês	18,00	R\$ 222,14	R\$	3.998,52
4.1	Mão de obra	mês	Subtotal =	R\$ 222,14		
P9952	Pedreiro - mensalista	mês	0,015	R\$ 5.226,26	R\$	75,93
P9953	Eletricista - mensalista	mês	0,015	R\$ 5.723,92	R\$	83,16
P9954	Servente - mensalista	mês	0,015	R\$ 4.339,75	R\$	63,05
				Subtotal =	R\$ 754.159,32	
5	Custos diversos	%	5,00000	R\$ 754.159,32	R\$	37.707,96
*	Limites pelo Acórdão TCU 2.622/2013: 1º quartil 1,98%, médio 6,99%, 3º quartil 10,68%				TOTAL	R\$ 791.867,28
**	Cálculo adaptado do Manual de Custos de Infraestrutura de Transportes - Administração Local - Volume 07 - 2ª edição - para intervenções pontuais restritas					

9.4 Custos diretos

O anexo A apresenta a planilha orçamentária com os custos diretos por tipo de atividade. No mesmo anexo é apresentada a planilha de classificação dos itens orçamentários (curva ABC).

9.5 Cronograma físico financeiro

O anexo B apresenta o cronograma físico financeiro orientativo.

10. ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS E SERVIÇOS

10.1 Tirantes e grampos (PERFURAÇÃO)

A instalação de elementos de ancoragem é uma atividade que envolve a perfuração de solos e rochas para a execução de reforço de aço com diâmetros nominais variados, conforme indicações do projeto de engenharia. Na execução das perfurações, é vedado o emprego de fluído estabilizante durante a execução dos furos de instalação dos elementos de ancoragem.

No caso de trabalhos em que as perfurações sejam realizadas acima do nível do apoio do equipamento (“em altura”), é necessário o emprego de andaimes adequados para as cargas, guindastes (com capacidade de carga e comprimento de lança suficientes), manipulador telescópico, ou rapelistas com perfuratrizes de menor porte. A remuneração desses elementos será em serviço específico, de forma que esta especificação orienta as demais atividades pertinentes à perfuração. De qualquer modo, é de responsabilidade do executor o projeto dos elementos de trabalhos envolvidos nos trabalhos em altura, por exemplo, andaimes, suportes provisórios, abastecimento de materiais, etc.

Quando da existência de conflitos de informação, prevalecem as regulamentações normativas da ABNT.

10.1.1 Equipamentos

Para a realização dos serviços, o executante deverá dispor de, pelo menos, os seguintes equipamentos:

- Perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, mecânica, pneumática (ar), hidráulica ou por outra técnica de rotação e desagregação/destruição do material perfurado, dotada ou não de esteiras para deslocamento. A perfuratriz pode ser montada sobre estrutura metálica e a força motriz pode ser com acionamento por motor a explosão (diesel), elétrico ou ainda através de compressor pneumático. O equipamento deve ter capacidade para revestir integralmente todo trecho em solo, utilizando-se com uso de tubo de revestimento perdido, se necessário. É permitido o emprego de martelo de fundo ou de tricone, sendo possível a instalação de revestimentos a partir do emprego de brocas excêntricas ou pela superfície.

A limpeza do furo pode ser realizada por circulação de ar ou água. A perfuratriz deve ter capacidade de executar a perfuração com o diâmetro e extensão do furo projetado, independentemente do material a ser perfurado. Outros equipamentos recomendados/exigidos:

- Bomba de água (acionada por motor elétrico ou a combustão), quando o fluido de perfuração for água, com capacidade para executar pelo menos uma perfuração por vez e promover a limpeza dos detritos de perfuração;

Reservatórios para acumulação de água, com capacidade para perfuração contínua de pelo menos uma perfuração;

- Compressor (acionado por motor elétrico ou a combustão), quando o fluido de perfuração for ar, com capacidade para executar pelo menos uma perfuração por vez e promover a limpeza dos detritos de perfuração;

- Conjunto extrator, dotado de macaco e conjunto de acionamento hidráulico, com capacidade para extrair integralmente o tubo de revestimento (quando indicado em projeto), quando o furo estiver totalmente preenchido com argamassa ou nata de cimento.

Também é exigido que a alternativa empregada para perfurações em altura, no caso de equipamentos, por exemplo guindastes, seja facilmente manobrável, de forma a permitir a execução dos trabalhos, conforme as orientações de projeto e possíveis adaptações inerentes aos trabalhos construtivos.

10.1.2 Execução

A perfuração deverá ser executada observando-se a inclinação, os comprimentos e os diâmetros previstos no projeto. Cada perfuração deverá ser controlada por técnico capacitado que elaborará um boletim de perfuração específico, indicando as profundidades e comprimentos de perfuração e a ocorrência de solos, rochas e suas alterações (cor, resistências à perfuração, perda de água ou ar, etc.), ou intercorrências (paralisações, dificuldades de revestimento ou perfuração, etc.).

10.1.3 Controle

As perfurações deverão seguir o posicionamento e a inclinação indicados em projeto. Erros de posicionamento da extremidade dos furos ('boca') serão aceitos até um limite de 5cm em qualquer direção e erros de inclinação serão aceitos até um limite

de 2° em qualquer profundidade. No caso de perfurações relacionadas com estruturas existentes, essas tolerâncias passam a ser de 1cm em qualquer direção e erros de inclinação serão aceitos até um limite de 1° em qualquer profundidade. Variações superiores a essas devem ser submetidas à fiscalização para aprovação.

Perfurações que não atenderem aos limites construtivos deverão ser informadas à fiscalização que poderá requerer reforço da estrutura ou a introdução de elementos complementares, sem ônus ao contratante.

Cada tirante ou grampo deverá ser controlado através de um boletim de perfuração, no qual deve ser discriminado pelo operador e/ou encarregado os metros perfurados em cada tipo de material e o controle da injeção de nata de cimento. Esse boletim servirá para o controle de medição. A figura 10.1 apresenta um modelo de boletim.

Figura 10.1 – Boletim de controle executivo

BOLETIM DO PROTÓTIPO								
PERFURAÇÃO		Ø (mm)			comprim.(m)		ang. Medido c/ hor.	
TIPO DE AÇO		Ø (mm)			comprim.(m)			
PROTEÇÃO, TIPO		Espaçador			a cada(m)			
II INJEÇÃO	Traço da bainha	Fator A/C=						
		1 saco de cimento +		litros d'água +		litros de sc litros de calda		
	Traço da fase	Fator A/C=						
		1 saco de cimento +		litros d'água +		litros de sc litros de calda		
TIPO DE MATERIAL	DATA	Nº DO CHUMBADOR	BAINHA		INJEÇÃO			LOTE DE INJEÇÃO
			Volume		Volume (sacos)	Pressão de abertura	Pressão de Injeção (unidade)	
OBS.:								

10.1.4 Medição

A perfuração será medida por metro efetivamente realizado, medido segundo o eixo do elemento, sendo dependente do material perfurado e do diâmetro perfurado. Os materiais a serem perfurados são divididos em 3 grupos, isto é, materiais de 1°, 2° e 3° categoria. Conforme exemplo da tabela 10.1.

Tabela 10.1 – Planilha de medição de perfuração

Item	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	5605938	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	5605939	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	5605940	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm	%	m	Ver planilha orçamentária		

10.1.5 Pagamento

O pagamento será realizado pelo valor do preço unitário proposto, considerando os comprimentos medidos segundo os critérios aqui estabelecidos, desde que os critérios de aceitação sejam atendidos.

10.2 Tirantes e grampos (MATERIAIS E CORRELATOS)

Esta especificação contempla os serviços de fornecimento, montagem e instalação de chumbadores permanentes com proteção anticorrosiva e injeção. Além dos quesitos aqui apresentados, os chumbadores deverão atender, no que for mais restritivo, às prescrições da NBR5629 e NBR16920.

A perfuração para a introdução dos chumbadores será remunerada em serviço específico, de forma que esta especificação orienta as demais atividades pertinentes à construção de chumbadores, incluindo as injeções de nata de cimento.

Como fase de injeção denomina-se:

- **Injeção** – É a injeção de preenchimento para fixação do grampo no terreno (que deve preencher completamente a perfuração);

- **Reinjeção** – Fase de injeção feita em alta pressão com mangueira manchetada.

Todas as peças metálicas devem ser recebidas em obra (de fábrica) com recobrimento anticorrosivo. Obrigatoriamente, o revestimento será galvanização a fogo com espessura mínima de 120 micra. Em obra, a fim de corrigir danos à proteção (devido ao manuseio das peças metálicas), deverá ser executada criteriosamente pintura de proteção galvânica instantânea a frio (devem ser aplicadas duas demãos, conforme orientações do fabricante).

10.2.1 Material

Solo grampeado: barras de aço CA-50 de 20mm de diâmetro galvanizadas a fogo.

Cortinas atirantadas: tirante monobarra de aço com carga de trabalho permanente igual ou maior que 350 kN, tensão de escoamento 60 kgf/mm², e tensão de ruptura de 70 kgf/mm², galvanizadas a fogo;

Acessórios: placa, luva, porca e outros, no mesmo material constituinte da barra, com o mesmo tratamento anticorrosivo.

Atenção: recomenda-se a compra do material já venha tratado pela empresa fornecedora do grampo/tirante. Caso o tratamento anticorrosivo seja executado por empresa terceira, a Contratante deverá se certificar do ajuste prévio das dimensões das peças, para que o tratamento anticorrosivo não interfira no correto acoplamento e encaixe das peças (ex: barra-luva; barra-porca).

10.2.1.1 Vergalhão de aço / tirantes

O vergalhão de aço para chumbador deve possuir superfície corrugada. Suas características devem ser tais que, para o diâmetro utilizado, a barra possua a carga de trabalho (conforme definido na NBR5629) estipulada em projeto. Ainda, o vergalhão deve possuir roscas que possibilitem receber porcas e luvas compatíveis com a carga de trabalho estipulada.

10.2.1.2 Peças e processos acoplados ao vergalhão

O aço receberá as seguintes peças ou proteções antes da inserção no furo:

- camada de galvanização a fogo, posterior a qualquer forjamento ou corte da barra para enquadramento nas dimensões de projeto, em todas as ocasiões;
- quando indicado em projeto, bainha metálica corrugada com injeção prévia de nata de cimento ou resina entre a bainha e barra, podendo esta ser de fábrica ou no canteiro de obras, desde que injetada de baixo para cima em plano inclinado;
- espaçadores tipo carambola produzido em obra ou industrial, com espaçamento indicado em projeto, devendo este não ser superior a 2m. O espaçador deve suportar o peso próprio da barra sem prejudicar a centralização desta no furo. Em linhas gerais, o espaçador deve apresentar diâmetro interno equivalente ao da barra e diâmetro externo equivalente ao do furo;
- mangueiras de injeção, reinjeção (quando indicada em projeto) e suspiro, com diâmetro compatível com a sistemática de injeção a ser empregada, devendo ser capaz de suportar as pressões de injeção especificadas em projeto;
- sistema de manchetes de injeção e reinjeção, quando indicado em projeto;
- arame recozido para amarração das mangueiras na barra.

10.2.1.3 Cabeça de ancoragem

A cabeça de ancoragem consiste nas seguintes peças, todas protegidas por galvanização a fogo compatível com aquela aplicada no vergalhão:

- uma placa com furo centralizado para passagem da barra;
- uma porca sextavada com rosca adequada à barra adotada;
- um anel de compensação angular.

Tanto a placa quanto a porca e o anel de compensação devem possuir dimensões apropriadas para as cargas de trabalho previstas para os chumbadores do projeto, pelo que se indica que a aquisição destes componentes deve ser do mesmo fabricante das barras adotadas para os chumbadores.

Caso o executor opte por um sistema que não seja certificado por um fabricante ou por um sistema artesanal, este deverá ser testado às custas do próprio executor. Os testes deverão ser realizados em protótipos antes da implantação dos grampos definitivos e consistem de ensaio de tração em elemento longo. Esses ensaios deverão ser levados a uma carga igual ou superior a duas vezes a carga de trabalho prevista em projeto para o grampo.

10.2.1.4 Características mínimas da pasta de cimento

A pasta de cimento deve ser constituída por cimento Portland, sendo aceitável o emprego de cimentos de alta resistência inicial ou de elevada finura ou ainda cimentos pozolânicos.

As recomendações de fator água-cimento contidas neste memorial não devem ser entendidas como um traço para a pasta, mas como um limite máximo para evitar problemas de retração. As misturas de areia-água-cimento (ou outras) devem ser testadas para controle da exudação. A pasta deve possuir resistência à compressão simples não inferior a 25 MPa com 28 dias de idade. O executor deverá proceder dosagem prévia do cimento e aditivos que pretende utilizar e aferir se o seu traço proporciona tal resistência mínima. A troca de fornecedor de cimento para as obras, se necessária, deve ser feita com o devido cuidado e repetição de todos os ensaios de controle.

Caso seja verificado que a nata de cimento utilizada nos grampos e tirantes não tenha atendido a resistência característica de projeto, isto deverá ser informado de imediato para a Fiscalização e para o Projetista, devendo ambos realizar a avaliação dos dados, podendo exigir a implantação de reforços e/ou reexecução sem ônus ao contratante.

10.2.2 Equipamentos

Os equipamentos possíveis a serem utilizados para a execução dos grampos são:

- Perfuratriz pneumática, podendo ser manual, apoiada ou de esteira;
- Ferramentas de corte e perfuração para rocha e solo compatível com o diâmetro de projeto e com a perfuratriz indicada;

- Gerador elétrico, quando necessário, com capacidade de 30kVa;
- Compressor de ar, com capacidade compatível com a perfuratriz;
- Conjunto misturador e bomba de injeção de nata de cimento e argamassas;
- Jato de água para limpeza dos equipamentos.

Quando em solo ou em rocha muito fendilhada, pode ser necessária a utilização de revestimentos nos furos, os quais deverão ser removidos por ocasião da injeção da calda/pasta de cimento.

A calda de cimento deve ser preparada em misturador de pá de alta turbulência. Para a injeção a baixa pressão, a câmara de injeção deve estar equipada com agitador lento e ser separado da câmara de mistura.

Equipamentos necessários para o funcionamento das perfuratrizes e da injeção, como: geradores, bombas, mangueiras e compressores, devem ter capacidade suficiente para atender as condições estabelecidas em projeto.

Quando a perfuração é realizada através de equipamento de operação manual, é comum a exigência de equipamentos extras de segurança, enquadrando o operador nas normas de segurança vigentes para a utilização em trabalhos em altura. É fundamental que os operários, nestas condições, tenham treinamento avançado e comprovado na prática de rapel, bem como na operação do equipamento específico.

10.3 Tirantes e grampos (EXECUÇÃO)

10.3.1 Montagem

Os elementos de reforço metálico (grampos ou tirantes) deverão ser montados de acordo com o arranjo e as disposições contidas nos documentos de projeto. Deverá ser exigido do fabricante das monobarras uma certificação de qualidade de todos os lotes/vergalhões.

Caso necessário, as barras poderão ser moduladas em segmentos e emendadas por luvas, desde que tais módulos não tenham comprimento menor do que 3 metros. Em nenhuma hipótese é admitida a emenda de barras por solda.

Os centralizadores serão montados de acordo com o espaçamento previsto em projeto, nunca sendo mais do que 2,0m, devendo ser fixados com arame recozido e de forma apropriada para que resistam aos esforços tangenciais que ocorrem durante a introdução no furo.

As peças metálicas da cabeça deverão ser inspecionadas quanto aos danos no recobrimento anticorrosivo. Caso verificados, esses danos deverão ser reparados com pintura, conforme indicado anteriormente. Para aplicação desta pintura, devem ser seguidas as recomendações do fabricante. A inspeção e o reparo, deverão ser atestados visualmente pela Fiscalização e como o critério de aprovação, apresentarem o recobrimento total das superfícies metálicas expostas.

10.3.2 Injeção de nata/pasta de cimento

A preparação da pasta deverá ser realizada em misturadores de pás ou de alta turbulência, preferencialmente duplos, de forma que a homogeneização possa ser realizada em câmara independente da câmara de injeção. A câmara de injeção, por sua vez, deverá estar equipada com agitador lento para evitar a segregação.

O tempo entre o preparo da nata e a sua injeção não deve ser superior a 40 minutos.

Em caso de perda excessiva de pasta durante os procedimentos de injeção, é admitida a paralisação e a complementação do furo, desde que com intervalo inferior a 12 horas entre uma e outra injeção.

No caso de Injeção de trechos em solo, a injeção de nata de cimento deverá ser feita em múltiplos estágios (conforme orientações de projeto). A injeção inicial do furo deve ser feita com baixa pressão. Apenas as reinjeções (quando indicado em projeto), utilizando mangueira manchetada, são com alta pressão.

A inserção dos elementos de ancoragem/reforço deve ser feita antes do preenchimento da perfuração (injeção inicial do furo).

A injeção para preenchimento da perfuração deve ser realizada de forma ascendente, através de tubulação fixa ou removível independente. O tubo de injeção, quando removível, bem como o tubo de revestimento (quando indicado em projeto), deverá ser retirado apenas

após o preenchimento completo da perfuração, com controle simultâneo da não-movimentação da barra de reforço ou tirante.

Quanto às características do fluído injetado:

Argamassa: deve ser preparada com Cimento Portland (Comum ou de Alta Resistência Inicial, de acordo com a classe de resistência exigida Projeto), relação água/cimento compreendida entre 0,5 e 0,6, consumo de cimento não inferior a 600kg/m^3 , e com traço que limite a exudação). Para melhorar a viscosidade, é permitido o uso de aditivos fluidificantes, desde que comprovadamente não ataquem quimicamente nenhum dos elementos constituintes das ancoragens, durante toda sua vida útil. A resistência à compressão característica necessária aos 28 dias desta mistura é aquela indicada em projeto;

Nata: deve ser preparada com Cimento Portland (Comum o de Alta Resistência Inicial, de acordo com a classe de resistência exigida Projeto) e com fator água/cimento igual a 0,5. Para melhorar a viscosidade é permitido o uso de aditivos fluidificantes, desde que comprovado que não ataquem quimicamente nenhum dos elementos constituintes das ancoragens, durante toda sua vida útil. A resistência à compressão característica necessária aos 28 dias desta mistura é aquela a indicada em projeto.

Caso seja indicado injeção em estágio único (no caso de barras ancoradas em rocha), este se refere à injeção baixa pressão (preenchendo completamente a perfuração).

Obs.: apenas nos casos de injeções ou reinjeções dos grampos, a relação água/cimento em massa deve ser de até 0,70 e a resistência mínima à compressão de 15 MPa aos 28 dias (NBR16.920-2 - não vale para tirantes nem para bainhas).


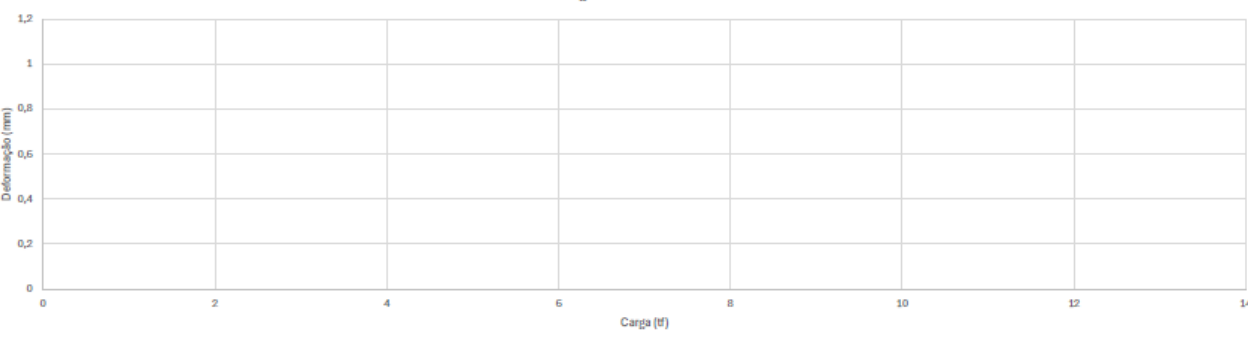
10.3.3 Protensão e ensaios

10.3.3.1 Solo Grampeado

Os grampos desse tipo de solução não são elementos protendidos. Contudo, devem receber uma carga inicial de incorporação de 10kN (ou a carga indicada em projeto) e o controle de campo deve ser realizado com auxílio de torquímetro.

É obrigatória a execução de ensaios de desempenho em grampos de sacrifício que não pertençam ao conjunto da obra, em um mínimo de 1% da totalidade de grampos da obra, respeitando o mínimo de três ensaios, para validação do parâmetro qs. A posição dos ensaios deve ser consultada em projeto. A metodologia executiva dos ensaios, bem como análise dos dados, deve ser consultada no Anexo A da ABNT NBR 16.920-2021. Um modelo de boletim de ensaio de arrancamento está representado na figura 10.2.

Figura 10.2 – Boletim de ensaio de arrancamento

		ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE CHUMBADORES										Cliente: _____ Obra: _____		
Características Gerais														
Número do chumbador: _____ CA - Carga de arrancamento: _____ tf		Perfuração				Elemento resistente a tração				Instalação				
		Data de início: _____ Data de término: _____ Inclinação a partir da posição vertical: _____ Ø do furo: _____ Circ. de água: _____ Revestimento: _____ Ø _____ mm até _____ m				Tipo: _____ Barras _____ Fios _____ Cordoalhas _____ Quant. elem. _____ Ø _____ mm Tensão de escoamento: _____ kgf/mm² Carga de escoamento: _____ tf				Seção total: _____ mm² Tipo: _____ Comprimentos: _____ Trecho livre: _____ m Trecho ancorado: _____ m Trecho externo: _____ m Total: _____ m Proteção anti-corrosiva: _____				
Ensaio de arrancamento														
CARGA INICIAL CI = _____ tf				CARGA MAX ENSAIO = _____ tf				CARGA MAX ADMITIDA = _____ tf						
Estágio		F CARGA (tf)	F CARGA (kN)	PRESSÃO MANÔMETRO (bar)	LEITURA DE DESLOCAMENTOS (mm)									
					0min	1min	2min	4min	5min	8min	10min	15min	30min	Desloc. Total
Carregamento	1													
	2													
	3													
	4													
	5													
Descarregamento	6													
	7													
	8													
	9													
	10													
	11													
	12													
Gráfico Carga x Deslocamento total														
														
Protensão														
		F Carga (tf)	Pressão do manômetro (kgf/cm²)	Observações: _____ _____ _____ _____ _____										
Incorporação														
Leitura			mm											
Deslocamento			mm											
Data														
Hora														
Responsáveis														
MACACO (marca e tipo)		BSE / Técnico (visto e data)				BSE / Responsável técnico (visto e data)				Cliente (visto e data)				

10.3.3.2 Tirantes com protensão

Os ensaios de proteção são etapa obrigatória para execução dos tirantes e requisito básico para o controle tecnológico. Tendo em vista que o projeto apresenta mais que 100 tirantes, no conjunto das três contenções a serem executadas, devem ser previstos três tipos de ensaios: (i) de recebimento em 100% dos tirantes; (ii) de qualificação em 1% dos tirantes; e (iii) qualificação com medição de fluência em 0,5% dos tirantes. A tabela 10.2 apresenta os estágios de carga a serem implementados, onde F0 corresponde a 10% da carga máxima prevista, não

podendo ultrapassar 90% da resistência ao escoamento do elemento resistente à tração. Um modelo de boletim de ensaio de qualificação está representado na figura 10.3.

Tabela 10.2 – Estágios de carga

Ensaio	Quantidade	F0	0,3 Ft	0,4 Ft	0,6 Ft	0,75 Ft	0,8 Ft	1,0 Ft	1,2 Ft	1,25 Ft	1,4 Ft	1,5 Ft	1,6 FT	1,75 Ft
Recebimento para tirante permanente Ensaio tipo A	10%	X	X		X		X	X	X		X		X	X
Recebimento para tirante permanente Ensaio tipo B	90%	X	X		X		X	X	X			X		
Qualificação	1% (mínimo de 3 por estrutura)	X		X		X		X		X		X		X
Qualificação com fluência	0,5% (mínimo de 1 por estrutura)					X		X		X		X		X

Figura 10.3 – Boletim de ensaio de qualificação

ENSAIO DE QUALIFICAÇÃO EM CHUMBADOR ATÉ RUPTURA					
OBRA		DATA			
Protótipo		Horário de início			
Ângulo		Horário de fim			
Carga trab.		comp. Ancorado			
Ø furo		comp. Livre			
Ø barra		Cap. Macaco			

Estágio	Carga [kN]	Pressão [psi]	Leitura (mmx100) Carga início	Leitura (mmx100) Carga fim	Leitura (mmx100) Descarga
Fo	x	esta pressão depende do embolo do macaco			
0,3F	x				
0,6F	x				
0,8F	x				
1,0F	x				
1,2F	x				
1,4F	x				
1,6F	x				
1,75F	x				
2,00F	x				
2,25F	x				
2,50F	x				
repetir estágios de 0,25 em 0,25 até ruptura.					

Tipo: chumbador Ttrab.=xxx kN

Estimando qs=xxxkPa

Observação:

A resistência dos vergalhões e demais componentes metálicos devem ser certificados pelo fabricante. A Fiscalização resguarda o direito de solicitar ensaios de tração no vergalhão para verificação dos lotes de fornecimento. Caso seja verificado que os tirantes têm

desempenho insuficiente definido ou pelos ensaios de arrancamento ou aqueles cuja nata de cimento não atender a resistência característica de projeto, isto deverá ser informado de imediato para a Fiscalização e para o Projetista, devendo ambos realizar a avaliação dos dados, podendo exigir a implantação de reforços e/ou reexecução sem ônus ao contratante.

10.3.4 Medição e pagamento

A medição da perfuração foi apresentada no item 10.1.4. O fornecimento do tirante instalado, deverá ser medido por metro linear instalado, classificado de acordo com a carga de trabalho.

O pagamento é realizado pelos preços unitários propostos, incluindo o fornecimento dos materiais, equipamentos e mão de obra necessária para a sua correta execução, conforme planilha descritiva da tabela 10.3, e somente deverão ser pagos após a realização do ensaio de recebimento com a carga de trabalho descrita em projeto, bem como, recebimento e conformidade dos ensaios tecnológicos relacionados a resistência da argamassa (25 MPa de resistência a compressão simples com 28 dias).

Tabela 10.3 – Planilha de medição de fornecimento, injeção e instalação de tirantes

Item	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	5605963 SICRO	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 680 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	5605946 SICRO	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	%	Unid.	Ver planilha orçamentária		

10.4 Drenagem

A drenagem descrita neste item contempla as drenagens de pareamento das cortinas através de barbacãs, além de outras drenagens, como Drenos Horizontais Profundos (DHPs), e drenos em valas.

10.4.1 Dreno tipo Barbacã

O dreno barbacã é um tipo de dispositivo de drenagem de paramento em obras de estabilização e contenção. Este dispositivo tem o objetivo de aliviar as pressões de água no paramento da estrutura de contenção, bem como direcionar os caminhos de drenagem.

O dreno pode ser dividido nas seguintes partes:

Tubo de saída: o tubo de saída pode ter comprimento variável, dependendo da situação necessária, tendo em média um comprimento de 0,40m, constituído de tubo plástico com diâmetro de 50mm. O primeiro terço deste tubo deve ser perfurado.

Bolsa drenante: a bolsa drenante representa o elemento de captação de água, pois trata-se de um volume de material drenante, geralmente pedra britada com diâmetros inferiores a 1", sem a presença de material pulverizado. Este volume de material, em torno de 120 a 200 cm³, é envolto por um tecido filtrante geossintético, com gramatura não inferior a 200g/m² e capacidade de resistência a tração não inferior a 14kN/m.

10.4.1.1 Materiais e equipamentos

Para a execução do dreno tipo barbacã são utilizados os seguintes materiais:

- Tubo de PVC rígido D=50mm;
- Geotêxtil não tecido agulhado RT-14 ou superior;
- Arame recozido n°18;
- Pedra britada brita 1 e pedrisco;
- Ferramentas manuais.

Para execução é utilizado furadeira elétrica de impacto.

10.4.1.2 Execução

O dreno tipo barbacã pode ser montado em duas situações. Com ou sem a execução de nichos. Os nichos correspondem à escavação de uma cava de volume suficiente para o encaixe da bolsa drenante. Quando a obra de contenção apresenta reaterro em seu tardo, pode não ser necessária a escavação do nicho.

A primeira etapa é a realização do corte no tamanho necessário do tubo plástico com dimensão adequada para o encaixe deste na bolsa drenante. Após, realiza-se 4 perfurações, diâmetro médio de 5mm, a cada 5cm de tubo, utilizando furadeira manual, ou ranhuras

transversais ao tubo, com espaçamentos de 2cm. Estas perfurações devem ser realizadas no primeiro terço do tubo e espaçadas uniformemente.

A bolsa drenante é montada paralelamente com um pano geotêxtil de 1,5 a 2m². Este pano é esticado em superfície plana, onde posiciona-se o tubo em pé, no seu centro e lança-se o material britado em uma pequena pilha envolvendo o terço perfurado do tubo. Após, envelopa-se o geotêxtil amarrando-o com firmeza (uso de alicate) ao tubo.

O conjunto tubo e bolsa drenante devem ter consistência suficiente para poder ser transportado manualmente e posicionado no local especificado.

No final da obra a extremidade lisa do tubo deve ficar livre de obturação por concretagem, nata de cimento, solo, ou qualquer outro material. No caso de execução de paredes em concreto projetado, recomenda-se que a parte saliente do tubo seja protegida com bucha de tecido ou papel e, ao final dos trabalhos de projeção e concretagem, isto possa ser removido sem prejuízo da vazão do barbacã.

A quantidade e distância entre drenos tipo barbacã consta do projeto executivo, bem como maiores detalhes construtivos em situações específicas.

10.4.1.3 Medição e pagamento

As medições dos serviços serão realizadas por metro linear de dreno executado e instalado conforme relatório apresentado pela Empresa Contratada de Boletim de perfuração e instalação. Os pagamentos serão efetuados considerando o número de unidades de barbacãs e os preços unitários correspondentes propostos, conforme modelo de planilha 10.4.

Tabela 10.4 – Planilha de medição de barbacãs

Ítem	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	2003821	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	2003935	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	%	m	Ver planilha orçamentária		

10.4.2 Dreno Horizontal Profundo (DHP)

Os Drenos Horizontais Profundos (DHPs) são dispositivos hidráulicos cujo objetivo é drenar parte do maciço estabilizado, à exceção da face do pareamento que é contemplado pelos barbacãs. Os DHPs são instalados dentro de perfurações sub-horizontais, constando de um tubo de PVC centralizado na perfuração. O tubo de PVC tem dois trechos: (i) trecho inicial

não perfurado, de forma a evitar que o fluxo de água captado na parte mais distante da estrutura seja direcionado próximo ao pareamento, e (ii) trecho drenante, perfurado (4 perfurações, diâmetro médio de 5mm, a cada 5cm de tubo, utilizando furadeira manual ou ranhuras transversais ao tubo com espaçamentos de 2cm), revestido com tela de poliamida, ou tecido filtrante geossintético, com gramatura não inferior a 200g/m² e capacidade de resistência a tração não inferior a 14kN/m. Esta tela ou geossintético deve ser firmemente amarrada ao tubo utilizando arame recozido ou presilhas plásticas que garantam a fixação.

Na parte externa ao pareamento, deve ser construído uma saída tipo sifão, de forma a garantir que a entrada do tubo permaneça afogada (impedindo acesso de oxigênio livre ao interior do tubo).

10.4.2.1 Materiais e equipamentos

Para a execução do dreno tipo barbacã são utilizados os seguintes materiais:

- Tubo de PVC rígido D=50mm;
- Geotêxtil não Tecido agulhado RT-14 (ou superior) ou tela de poliamida;
- Arame recozido n°18 ou braçadeira plástica;
- solo e cimento, ou argila plástica para execução do selo;
- Ferramentas manuais.

10.4.2.2 Execução

A perfuração destes drenos é análoga ao procedimento descrito no item 10.1. O dreno deve ser montado no canteiro de obras, garantindo colagem adequada entre os tubos, bem como a correta amarração da tela e/ou outro elemento filtrante. Após a perfuração, o tubo de dreno deve ser posicionado dentro do furo em uma manobra única, isto é, sem movimentos de ida e volta, de forma a evitar rasgos, amassamentos e deslocamento dos elementos filtrantes. Após a inserção do tubo, deve ser realizado o calafetamento do espaço anelar existente entre o tubo e a parede da perfuração no chamado “trecho cego” não-drenante na extremidade do tubo.

10.4.2.3 Medição e pagamento

As medições dos serviços serão realizadas por metro linear de dreno executado e instalado conforme relatório apresentado pela Empresa Contratada de Boletim de perfuração e instalação de DHP. Os pagamentos serão efetuados considerando os preços unitários correspondentes propostos, conforme modelo de planilha 10.5.

Tabela 10.5 – Planilha de medição de barbacãs

Ítem	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	2003614	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	2003865	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	%	m	Ver planilha orçamentária		

10.5 Gabião

Os Gabiões tipo caixa são elementos prismáticos formados pela malha hexagonal de dupla torção com revestimento metálico ou revestimento polimérico. Estes elementos apresentam dimensões variáveis e são divididos em células internas. Após montadas no local de instalação, as peças são conectadas e preenchidas com material pétreo de maneira a formar estruturas monolíticas, flexíveis e permeáveis, compondo no seu conjunto, estruturas de arrimo.

10.5.1 Materiais

Os principais materiais são:

- Gabiões tipo caixa nas composições 2x1x0,50m e 2x1x1,00m em malha hexagonal de dupla torção, de liga Zn/Al + PVC D=2,4mm;
- Geotêxtil não tecido de gramatura não inferior a 200gr/m².
- Material pétreo para preenchimento (ver detalhamento de projeto)

10.5.2 Execução

A execução pode ser dividida em seis partes: (i) armazenamento adequado no canteiro da obra; (ii) preparação da fundação; (iii) montagem e posicionamento; (iv) enchimento; (v) fechamento; e (vi) revestimento do tardoz.

10.5.2.1 Armazenamento em obra

Os Gabiões tipo Caixa (a partir de agora denominados gabhões) são fornecidos dobrados e grupados em fardos. O arame necessário para as operações de montagem e união dos gabhões pode ser enviado dentro do mesmo fardo ou separado. O fardo deve ser armazenado, sempre que possível, em um lugar próximo ao escolhido para a montagem. Para facilitar o trabalho, o lugar onde serão montados os gabhões deverá ser plano, firme e de dimensões mínimas de aproximadamente 16m² com inclinação máxima de 5% (Maccaferri, 2013).

10.5.2.2 Preparação da fundação

Antes do posicionamento da primeira fiada de caixas de gabião, recomenda-se a inspeção da fundação por engenheiro geotécnico, com vistas à indicação de possíveis áreas que necessitem substituição do material. Conforme indicado em projeto, há áreas passíveis de substituição, mas que devem ser verificadas em campo (em particular, profundidade). Recomenda-se a compactação da área escavada, seguido da execução imediata de uma camada de 8cm de concreto magro como proteção e para servir de nivelamento da base do gabião.

Nessa fase de obra, é fundamental a execução de drenagens provisórias, de forma a evitar o acúmulo de água e outros materiais na base do gabião. Se chover antes da camada de concreto magro ser colocada, deve haver nova limpeza da base do gabião antes da concretagem.

10.5.2.3 Montagem e posicionamento

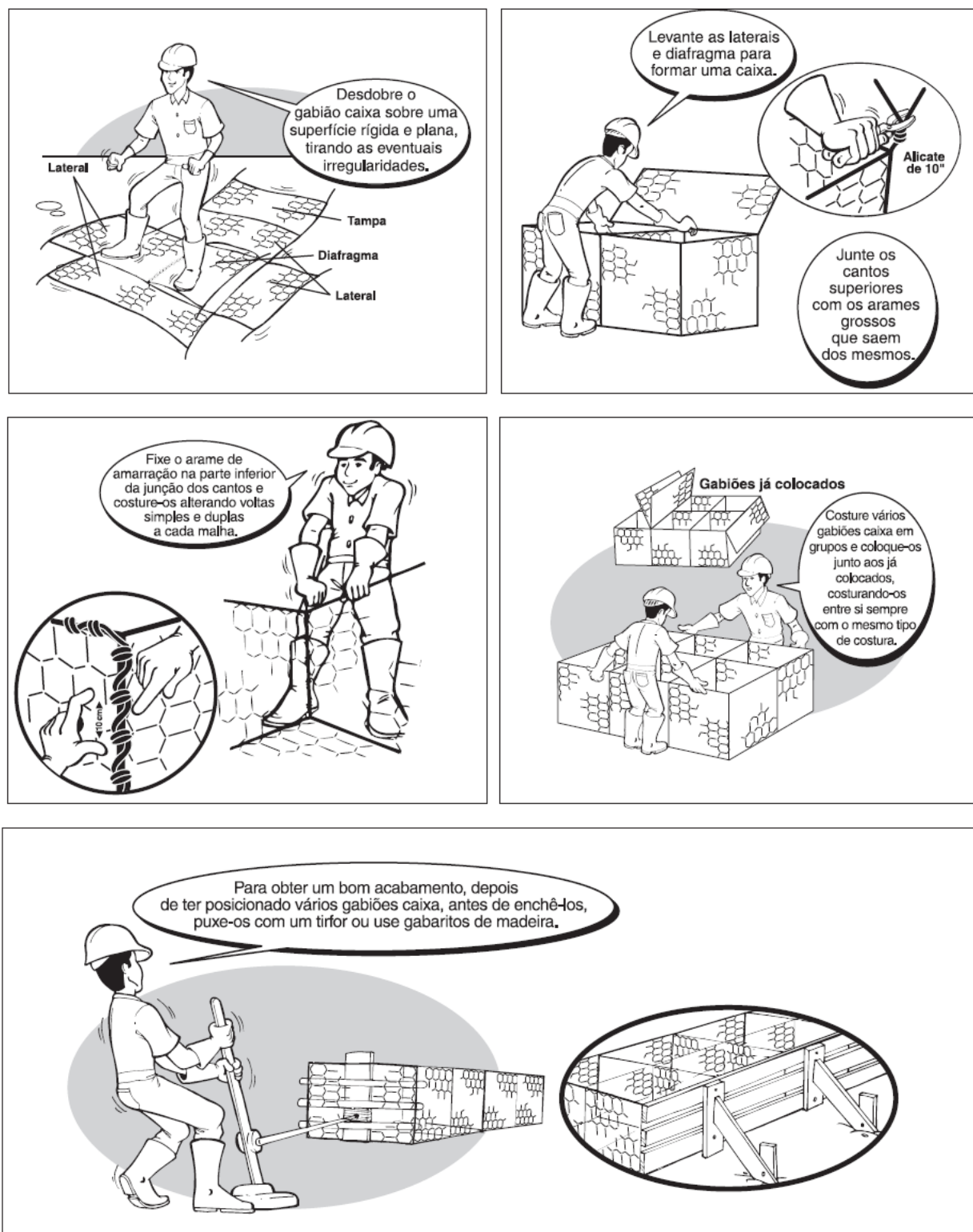
A montagem consiste, inicialmente, em retirar cada peça do fardo e transportá-la, ainda dobrada, ao lugar preparado para a montagem, onde então será desdobrada sobre uma superfície rígida e plana e, por pisoteamento, deverão ser retificados todos os painéis.

A seguir, a face frontal e a tampa são dobradas e levantadas até a posição vertical, assim como a face posterior. Obtém-se assim o formato de um paralelepípedo aberto (uma caixa sem tampa). Uma vez formada esta caixa, unem-se fios de borda que se sobressaem nos cantos dos panos de tela torcendo-os entre si. Usando o arame enviado junto com os gabiões, amarram-se as arestas verticais que estão em contato. Da mesma forma é(são) amarrado(s) o(s) diafragma(s) separador(es). Desta forma, o gabião ficará separado em células iguais. Para cada aresta de 1 metro de comprimento, são necessários aproximadamente 1,4m de arame. A tampa, nesta etapa, deve ser deixada dobrada sem ser amarrada (Maccaferri, 2013).

Este elemento, já montado, é transportado (de forma individual ou em grupos) até o lugar definido no projeto e posicionado apropriadamente. Os elementos são então amarrados, ainda vazios, uns aos outros ao longo de todas as arestas de contato (menos as das tampas), formando a primeira camada da estrutura. As tampas devem ser dobradas em direção à face externa e dispostas de tal maneira que o enchimento seja facilitado (Maccaferri, 2013).

Para garantir que a estrutura apresente a estética esperada, um bom acabamento do paramento frontal deve ser garantido (alinhamento vertical e longitudinal). Para isso deve-se recorrer à utilização de um tirfor e um gabarito. O gabarito pode ser formado por três tábuas de madeira de aproximadamente 2 a 3cm de espessura, 4 a 5m de comprimento e 20cm de largura, mantidas paralelas a uma distância de 20cm uma da outra por tábuas transversais menores, formando grelhas de aproximadamente 1 x 4m ou 1 x 5m. O gabarito deve ser fixado firmemente ao paramento externo, usando o mesmo arame de amarração (Maccaferri, 2013). A figura 10.4 apresenta a sequência executiva.

Figura 10.4 – Montagem e posicionamento de gabiões tipo caixa



10.5.2.4 Enchimento

Para o preenchimento das caixas devem ser usadas pedras irregulares, limpas, compactas e não friáveis, tais que possam garantir o comportamento e a resistência esperada

para a estrutura. As pedras devem ser colocadas (acomodadas) apropriadamente para reduzir ao máximo o índice de vazios, conforme previsto no projeto (entre 30% e 40%), até alcançar um preenchimento de aproximadamente 0,30m de altura, no caso de gabiões com 1,0 metro de altura, ou 0,25m para os de 0,50m de altura. Nesta altura deve ser executada um preenchimento de ~5cm de brita 4 conforme indicado em projeto.

Nesta altura devem ser colocados dois tirantes (tensores) horizontalmente a cada metro cúbico (em cada célula). Tais tirantes devem ser amarrados a duas torções (mínimo quatro arames distintos) da face frontal (aproveitando o espaço existente entre as tábuas do gabarito) e a duas da face posterior de cada célula.

Para gabiões com 1,0 metro de altura, após esta etapa inicial do enchimento, deve ser preenchido outro terço da célula e repetida a operação anteriormente mencionada para os tirantes. Deve ser tomado o cuidado para que a diferença entre o nível das pedras de duas celas vizinhas não ultrapasse 0,30m, para evitar a deformação do diafragma ou das faces laterais e, conseqüentemente, dificultar o preenchimento e posterior fechamento da tampa.

Por fim, completa-se o preenchimento de cada cela até exceder sua altura em aproximadamente três a cinco centímetros. Superar este limite pode gerar dificuldades na hora do fechamento dos gabiões (Maccaferri, 2013). A figura 10.5 apresenta os detalhes construtivos. Demais indicações podem ser observadas nas folhas dos projetos.

O enchimento dos gabiões tipo caixa deve ser realizado manualmente, somente com o auxílio de equipamentos mecânicos para o transporte do material para próximo das caixas. A pedra deve ser de consistência conforme descrita em projeto. **É vedado o preenchimento mecanizado de forma exclusiva**, devendo os montadores realizarem o posicionamento das pedras, de forma a garantir densidade adequada ($\gamma_{\min}=17 \text{ kN/m}^3$), bem como, adequado acabamento de face. Salienta-se também que o tirante deve ser instalado de forma a não ficar solto, evitando deformações excessivas da tela.

10.5.2.5 Fechamento

Uma vez completado o preenchimento das células, a t que havia ficado dobrada, deve ser desdobrada e posicionada sobre a caixa com a finalidade de fechar superiormente o gabião, sendo amarrada ao longo de seu perímetro livre a todas as bordas superiores dos painéis verticais. A amarração deve unir também a borda em contato com o gabião vizinho (Maccaferri, 2013). A figura 10.6 apresenta o detalhe.

Figura 10.5 – Enchimento dos gabiões

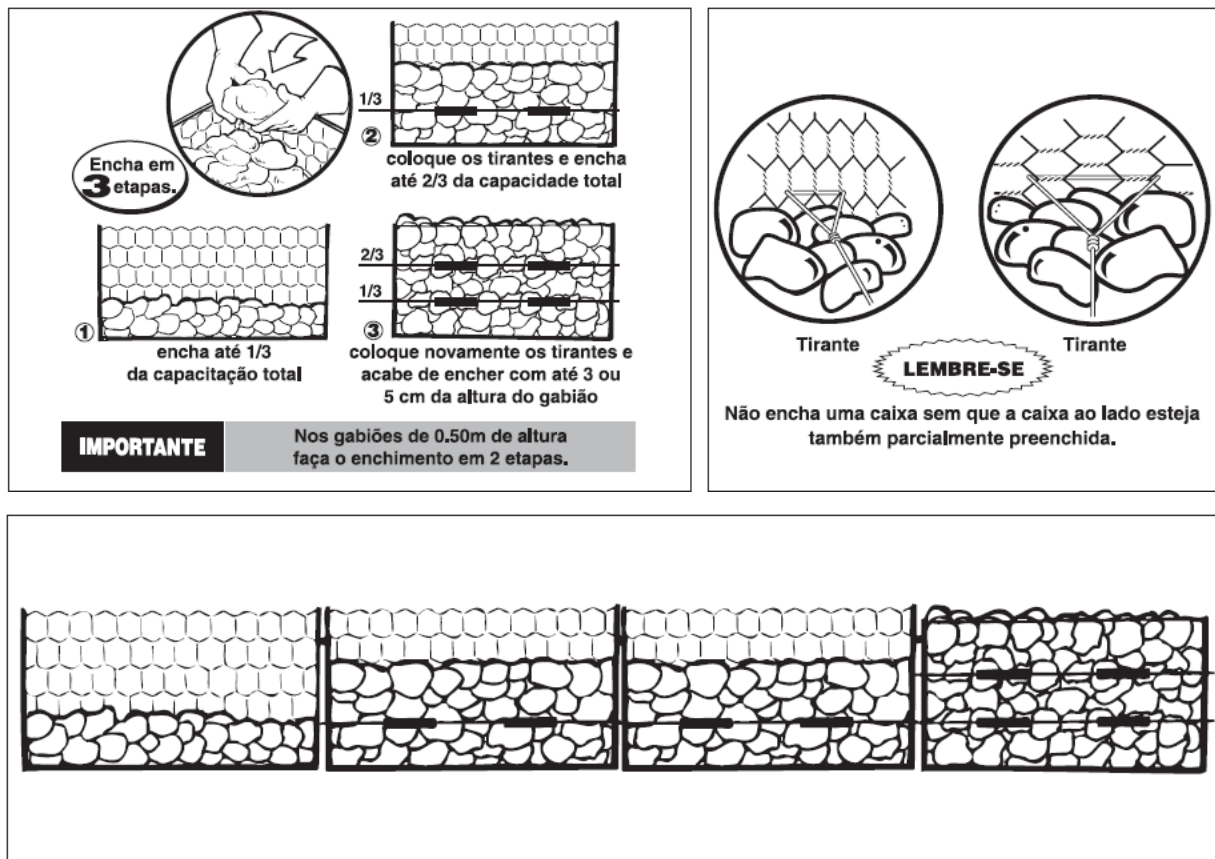


Figura 10.6 – Fechamento do gabião caixa



10.5.2.6 Revestimento do tardoiz com geotêxtil

Após a montagem da estrutura de gabião, deve-se revestir todo o tardoiz do muro com geotêxtil não tecido de gramatura mínima de 200gr/m². O geotêxtil deve ser lançado no sentido

transversal do gabião, garantindo uma sobreposição dos panos mínima de 10cm. Devem ser tomados cuidados durante a compactação para não danificar/rasgar este geotêxtil.

10.5.3 Medição e pagamento

A medição será realizada conforme relatório de medição elaborado pela Empresa Contratada que deverá conter: 1) Croquis de dimensões e alturas dos gabiões; 2) Apresentação da nota fiscal e especificação técnica do geotêxtil e malha de arame utilizado e 3) Notas fiscais de aquisição dos agregados graúdos e informação do DMT da distância da obra até o local da jazida dos materiais.

Os pagamentos serão efetuados considerando os preços unitários correspondentes propostos, conforme modelo de planilha 10.6.

Tabela 10.6 – Planilha de medição dos gabiões

Ítem	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	3205864	Gabião caixa 2 x 1 x 0,50 m - Zn/Al + PVC - D = 2,4 mm - pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento	%	m ³	Ver planilha orçamentária		
x.	3205866	Gabião caixa 2 x 1 x 1,00 m - Zn/Al + PVC - D = 2,4 mm - pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento	%	m ³	Ver planilha orçamentária		
x.	2003866	Aplicação de geotêxtil não-tecido agulhado com resistência à tração longitudinal de 14 kN/m - incluso material	%	m ²	Ver planilha orçamentária		

10.6 Estaca Raiz

Estaca raiz é uma estaca moldada “in loco” executada através de perfuração rotativa ou rotopercussiva, sendo revestida integralmente no trecho em solo por meio de tubo metálico (tubo de revestimento), o que garante a estabilidade da perfuração. Nos trechos escavados em rocha, seja na passagem por matacões ou no embutimento no topo rochoso, ela é executada a partir da perfuração interna ao revestimento, por processo rotopercussivo, tendo como consequência a redução do diâmetro da estaca nestes trechos. A tabela 10.7 apresenta os diâmetros nominais.

Tabela 10.7 – Diâmetros nominais e diâmetro mínimo externo do tubo de revestimento

Φ nominal (mm)	150	200	250	310	400	500
Φ mín. externo do tubo de revestimento (mm)	127	168	220	273	355	406

10.6.1 Material

- Água para perfuração atendendo os parâmetros de pH entre 7 e 11, densidade menor que 1,05 g/cm³ e teor de areia menor que 3%
- Argamassa com fck igual ou superior a 20 Mpa, com consumo de cimento igual ou superior a 600 kg/m³, fator água/cimento entre 0,5 e 0,6, e uso exclusivo de areia limpa como agregado;
- Armadura da estaca em aço CA-50, conforme detalhamento em projeto.

10.6.2 Equipamentos

- Perfuratriz rotativa hidráulica, mecânica ou a ar comprimido, montada sobre estrutura metálica, dotada ou não de esteiras para deslocamento, acionada por motor elétrico ou à explosão (diesel), ou ainda através de compressor pneumático. A perfuratriz deve ter capacidade para revestir integralmente todo o trecho perfurado em solo, utilizando tubo de revestimento;
- Conjunto misturador de argamassa, acionado por motor elétrico ou à explosão;
- Bomba de injeção de argamassa, acionada por motor elétrico ou à explosão (vazão e pressão??);
- Compressor de ar com capacidade de vazão mínima de 5 cfm (cubic feet per minute) e pressão máxima de 0,5 MPa;
- Bomba de água acionada por motor elétrico ou à explosão, capaz de promover a limpeza dos detritos da perfuração do interior do tubo de revestimento. Para estacas com diâmetros acabados iguais ou inferiores a 250mm, a bomba deve ter sua curva

característica mínima de vazão de 15m³/h a pressão de 120m.c.a. Para diâmetros superiores, vazão mínima de 25m³/h a pressão de 150 m.c.a.;

- Conjunto extrator dotado de macaco hidráulico com capacidade para extrair integralmente o tubo de revestimento do furo quando totalmente preenchido com argamassa;
- Reservatórios para acumulação de água, com capacidade para perfuração contínua de pelo menos uma estaca;
- Conjunto gerador, na eventualidade de não haver energia disponível no local dos serviços.
- Ponteiros ou marteletes leves (potência < 1000W);
- Martelo de superfície e/ou martelo de fundo tipo DTH;
- Bits para perfuração rotopercussiva no diâmetro especificado para estaca;
- Lubrificador de linha de ar comprimido para martelo;
- Hastes para perfuração com martelo de superfície ou de fundo;
- Equipamentos de pequeno porte: chaves de grifo, chaves de corrente tipo jacaré, marreta, ponteiro, metro, nível de bolha e fio de prumo.

10.6.3 Execução

A execução é separada em (i) procedimentos iniciais, (ii) perfuração, (iii) montagem e colocação da armadura, (iv) injeção, (v) retirada do revestimento, e (vi) preparo da cabeça da estaca. Os procedimentos descritos abaixo estão disponíveis no “*Manual de Execução de Fundações – Práticas Recomendadas*” da Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia.

10.6.3.1 Procedimentos iniciais

- a) Obter com a coordenação da obra, a liberação formal das estacas a serem executadas, em relação à sua locação e cotas;
- b) posicionar a perfuratriz de maneira estável;
- c) verificar a verticalidade e/ou ângulo de inclinação de acordo com a características da estaca;
- d) centrar o tubo de revestimento no piquete de locação da estaca.

10.6.3.2 Perfuração em solos e rochas

- a) realizar a perfuração do solo por meio da perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, com a descida simultânea do tubo de revestimento;

b) medir a profundidade da perfuração, utilizando-se a composição de tubos de injeção, introduzindo-a no interior do tubo de revestimento até a cota de fundo da perfuração;

c) para trechos em solos com $SPT > 40$ (solo de alteração de rocha), ou passagem por matacão, ou embutimento em rocha, utilizar ferramental adequado para penetrar em material rochoso até a cota de fundo prevista em projeto.

10.6.3.3 Montagem e colocação da armadura

- a) Montar a armadura em campo;
- b) Executar a limpeza interna do tubo de revestimento, utilizando-se composição de lavagem, descendo até a cota inferior da estaca;
- c) Descer a armadura à profundidade alcançada durante a perfuração até apoiar no fundo do furo.

10.6.3.4 Injeção

- a) Lançar a argamassa de cimento e areia por meio da bomba injetora, através da composição de injeção, posicionando o tubo de injeção de argamassa no fundo do furo;
- b) Proceder a injeção de baixo para cima, mantendo-se sempre o tubo de injeção no fundo, até a expulsão de toda a água de circulação contida no interior do tubo de revestimento durante a perfuração. Ao retirar o tubo de injeção, simultaneamente deve-se injetar argamassa em volume suficiente para compensar sua retirada.

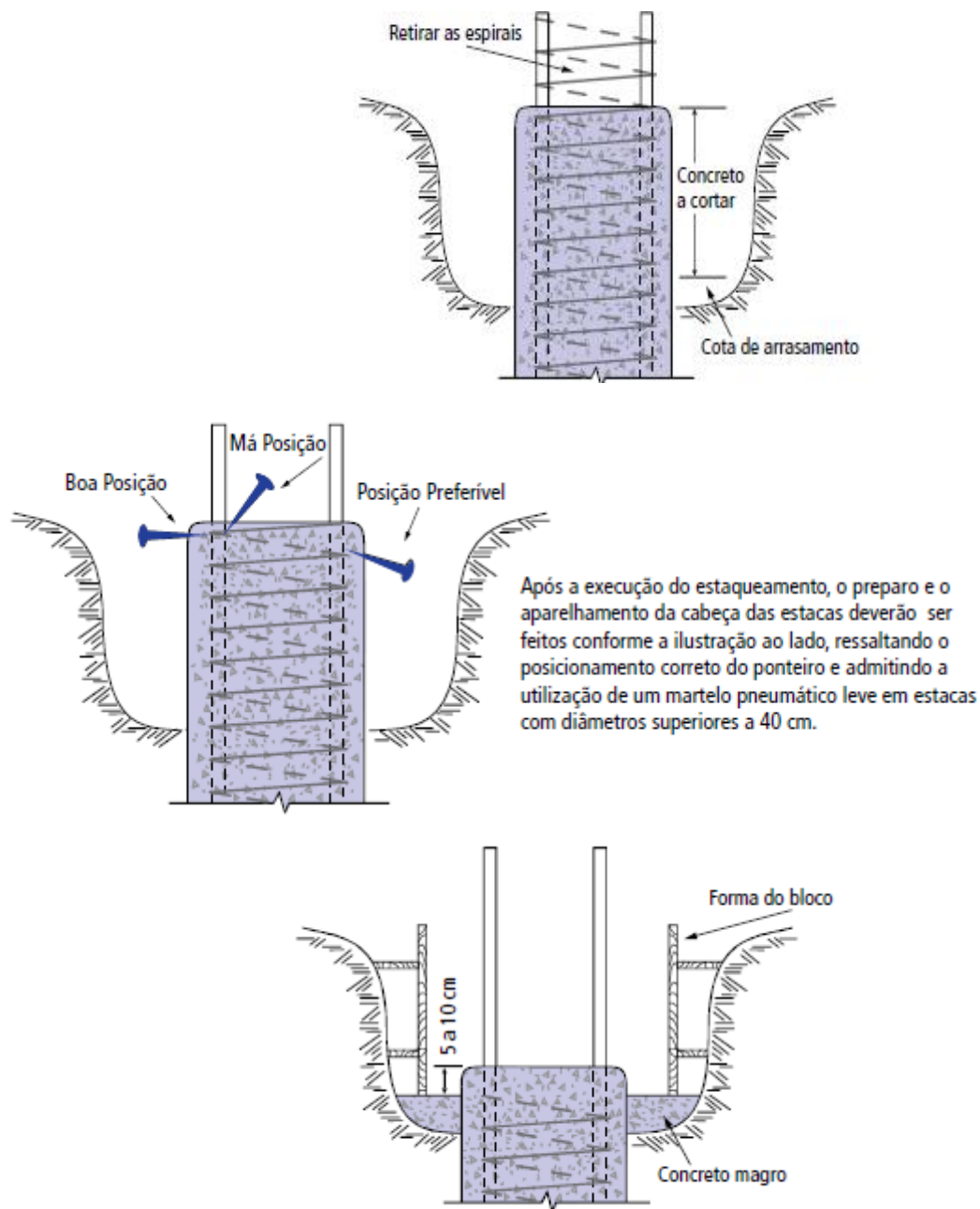
10.6.3.5 Retirada do revestimento

- a) Iniciar a extração do revestimento por reação coaxial ao eixo da estaca (esforço de tração vertical no revestimento), complementando-se o volume da argamassa por gravidade sempre que houver abatimento da mesma no interior do tubo;
- b) Preencher a estaca com argamassa até a superfície do terreno.

10.6.3.6 Preparo da cabeça da estaca

- a) Remover o excesso de argamassa em relação à cota de arrasamento da estaca, através de um ponteiro inclinado em relação à vertical (ver figura 10.7);
- b) No caso de estacas com diâmetro maior ou igual a 40 cm permite-se o uso de martelo do tipo leve até cerca de 15-20cm acima da cota de arrasamento, trecho este que deve ser removido com ponteiro conforme acima descrito.

Figura 10.7 – Detalhe do arrasamento da estaca



10.6.4 Controle

Cada estaca deverá ser controlada através de um boletim de execução, no qual deve ser descrito pelo operador e/ou encarregado uma série de informações relacionadas à execução da estaca, tendo o seguinte conteúdo mínimo:

- identificações gerais: obra, local, nome do operador, executor, contratante;
- características dos equipamentos de perfuração e injeção;
- identificação da estaca: diâmetro, nome, ou n° conforme projeto;
- data e horário de início e fim da escavação da estaca;

- data e horário de início e fim de injeção da argamassa;
- diâmetro do revestimento;
- cota do terreno na posição da estaca;
- comprimento executado;
- comprimento injetado;
- observação sobre desaprumo e/ou desvio de locação, se houver;
- consumo de materiais (argamassa e armadura);
- pressão aplicada sobre argamassa;
- observações gerais;
- assinatura do executor e fiscalização;
- Número dos corpos de prova de controle de qualidade da argamassa.

10.6.5 Medição e pagamento

A medição do item deverá ser realizada de acordo com o comprimento executado. No pedido de medição realizada pela Contratada, deverá conter obrigatoriamente o boletim de execução de cada estaca e o resultado dos ensaios de fck da argamassa injetada. Os seguintes dados deverão constar no boletim de execução de cada estaca: Descrição do método executivo, com apresentações de esquemas elucidativos; Identificação da obra e local e nome do contratante e executor; Data da execução com anotação dos horários de início e final de cada etapa; Identificação ou número da estaca; Diâmetro do revestimento e nominal da estaca; Cota do terreno; Comprimento executado/profundidade da perfuração demonstrando qual o tipo de material perfurado; Diâmetro, espessura e profundidade do revestimento recuperado ou perdido; Desaprumo e desvio de locação; Características dos equipamentos de perfuração e injeção; Características das armaduras longitudinal/estribos e tubo manchete; Características da nata ou argamassa e maneira de preparo (traço, fator água/cimento, aditivos e fabricante e tipo do cimento utilizado); Consumo de materiais (armadura e nata/argamassa) por estaca. No caso da injeção, anotar também o volume de nata ou argamassa injetada em cada estágio ou válvula, quando usado tubo de válvulas múltiplas, ou o volume total, em caso contrário; Verificação da integridade de no mínimo uma estaca da obra, por meio da escavação de um trecho do seu fuste; Pressão aplicada sobre a nata/argamassa em cada cota; Anormalidades da execução; Observações pertinentes. A nata de cimento/argamassa (cimento e areia), conforme indicado em projeto, deverá ser controlada pelo Contratado (Executor), moldando-se pelo menos seis corpos de prova de dimensões reduzidas a cada fase de injeção de cada estaca. Cada lote (2 unidades) desses corpos de prova deverão ser ensaiados a 14 e 28 dias e o último lote (2un) deverão ser guardados caso haja necessidade de rompimento aos 63d

para contra-prova. Os ensaios da argamassa de cimento deverão ser realizados pela executora em laboratório certificado pelo INMETRO.

Tabela 10.8 – Planilha de medição das estacas raiz

Item	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	2306069	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	2306064	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	2306071	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 40 cm - confecção	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	2306066	Estaca raiz perfurada no solo com D = 40 cm - confecção	%	m	Ver planilha orçamentária		
x.	0407819	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	%	kg	Ver planilha orçamentária		
x.	2306247	Arrasamento de estacas de concreto com seção de até 900 cm ²	%	m ³	Ver planilha orçamentária		
x.	2306248	Arrasamento de estacas de concreto com seção superior a 900 cm ²	%	m ³	Ver planilha orçamentária		

10.7 Movimentação de terra (cortes e aterros)

A execução dos cortes / aterros devem prever a utilização racional de equipamentos apropriados, devem cumprir as especificações estabelecidas em projeto (parâmetros de compactação) e atender às condições locais e a produtividade exigida em contrato. Podem ser empregados: escavadeiras hidráulicas, caminhões basculantes, pás carregadeiras, rolos compactadores pé de carneiro vibratórios, rolos compactadores lisos (acabamento), sapos compactadores (compactação em áreas restritas - ex: tardo da cortina), motoniveladoras, etc.

Observação: As quantidades dos equipamentos são de responsabilidade exclusiva da empresa executora, que deverá estar de acordo com os prazos exigidos pelo cronograma contratual e a sequência executiva indicada no projeto.

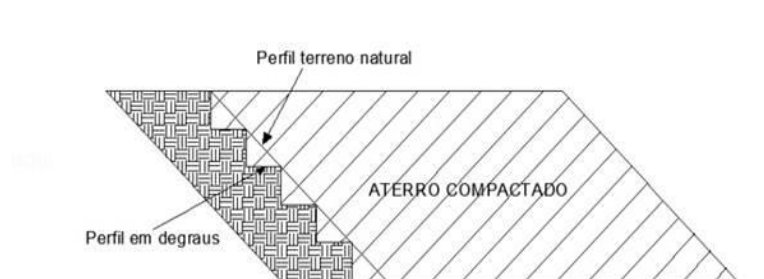
10.7.1 Execução

Deverá ser realizada a limpeza do terreno natural previamente à execução da terraplenagem, com remoção de todo material impróprio para a execução de terraplenos. Em seguida, deve ser realizada a demarcação topográfica da área de implantação.

A execução dos serviços deverá ser acompanhada por controle topográfico permanente. Já na fase de limpeza, recomenda-se a instalação de pelo menos 03 marcos topográficos de referência fixos fora da área de trabalho, construídos em concreto, sinalizados e protegidos de forma adequada, para uso como pontos de controle (georreferenciados) durante toda a obra.

Em locais onde o aterro ficará em contato com o solo natural em cortes inclinados, deve ser efetuada a preparação da superfície de contato entre o terreno natural e o aterro, em forma de degraus, conforme croqui da figura 10.8, de modo a permitir a perfeita aderência entre os materiais, evitando a formação de uma superfície preferencial de escorregamento.

Figura 10.8 – Execução de degraus na transição de materiais em cortes



Pequenos rolos compactadores lisos tracionados por um guincho acoplado a tratores, podem ser uma opção para compactar e dar acabamento nos taludes inclinados. Tendo em vista que este serviço apresenta uma certa dificuldade, outras alternativas podem ser avaliadas. Uma delas é a remoção do material de borda, tipicamente não compactado, e o acabamento realizado com a concha da escavadeira.

O material de aterro não poderá ser lançado no terreno natural, limpo ou escavado, até que o mesmo tenha sido inspecionado e aprovado por engenheiro civil / geotécnico responsável. Durante a execução, e especialmente ao término dos serviços, o substrato deve estar regularizado, compactado e isento de qualquer tipo de material contundente, depressões e/ou mudanças abruptas na inclinação do terreno (greide).

10.7.2 Especificação de compactação

A espessura final das camadas de compactação não deverá ser superior a 20 cm de espessura. A operação de compactação deverá ser conduzida por meio da utilização de rolo

pé de carneiro vibratório em número de passadas necessárias para obtenção do grau de compactação recomendado, na faixa de umidade indicada.

O aterro compactado deverá atender as especificações listadas abaixo.

- a) Grau de compactação não inferior a 98% do Proctor Normal;
- b) Desvio de umidade de +1,00% até -1,00% da umidade ótima;

Antes de lançar a primeira camada de material de aterro sobre a superfície, o material da superfície deverá ser compactado até atingir o grau de compactação de projeto, visando promover aumento de resistência e redução de recalques diferenciais ao longo do tempo.

Para os aterros com materiais granulares (areia, brita e rachão), e exclusivamente para este tipo de materiais, admite-se a 'compactação' através da repetida passagem da esteira de escavadeiras, não necessitando de controle executivo de teor de umidade no processo de execução do aterro, mas tendo o controle da densidade obtida (com medições onde possível) e controle executivo da deformação sob carga (inspeção em campo).

10.7.3 Controle executivo

Deverão ser executados os seguintes ensaios de campo de acordo com os materiais utilizados (granulometrias) e respectivas Normas Técnicas pertinentes: Ensaio de densidade "in situ" pelo método do frasco de areia (NBR 7185/2016), cilindro de cravação (NBR 9813/2016) ou método Hilf (NBR 12102/1991). As camadas de aterro compactado somente poderão ser liberadas quando os ensaios realizados indicarem a conformidade da camada em relação aos parâmetros recomendados.

Os solos com predominância argilosa são mais sensíveis às variações de umidade, por isso deve-se respeitar os desvios máximos de umidade e seus pontos ótimos. Devido à variabilidade de algumas jazidas, pela velocidade de obtenção do controle, recomenda-se a adoção do Método Hilf para o controle executivo em laboratório de campo.

Durante a obra deverá ser realizado com frequência o Ensaio de Compactação, também conhecido como Ensaio de Proctor Normal, e sempre que houver variação tátil-visual na textura, na coloração do solo ou sua plasticidade (observação de campo). Como indicativo, a norma do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER-ME 129/1994) recomenda 01 (Um) ensaio de compactação para cada 1.000m³ de material do corpo de aterro.

10.7.4 Substituição de materiais e drenagens

Se durante as escavações houver presença de solos moles (com características turfosa ou presença de matéria orgânica, cheiro ou cor característicos), deve-se proceder sua substituição por aterro compactado, quando as condições de campo permitirem (local seco) ou por rachão com transição granulométrica, quando na presença de umidade excessiva e/ou água aparente. Em qualquer caso, a fiscalização e ATO devem ser informados da ocorrência.

Destaca-se que as drenagens provisórias são fundamentais na manutenção de um canteiro de obras produtivo, organizado e com condições adequadas de trabalho. Estas drenagens servem para o controle do fluxo e direcionamento das águas às drenagens naturais e evitam erosões e ravinamento das obras executadas. As drenagens provisórias devem ser adaptadas e modificadas de acordo com a evolução e fases da obra, devendo ser adaptadas também conforme observações cotidianas da obra, para cumprirem de forma eficiente o seu papel.

10.7.5 Normas aplicáveis

São requisitos legais aplicáveis às obras de terraplenagem, os ensaios e normas estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), listadas a seguir:

NBR 5681 / 2015 Controle Tecnológico da execução de aterros em obras de edificações.

NBR 6457 / 1986 Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização;

NBR 7182 / 2016 Ensaio de Compactação;

NBR 7185 / 2016 Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia;

NBR 9813 / 2016 Determinação de massa específica aparente do solo in situ, com emprego de cilindro de cravação;

NBR 12102 / 1991 Controle de compactação pelo método de Hilf.

10.7.6 Medição e Pagamento

As medições dos serviços serão realizadas por metro cúbico escavado e compactado, conforme destacado na tabela 10.9. Para escavação e deposição de material na própria obra, foi estimado um DMT de 200 a 400m em caminho de serviço em leito natural com escavadeira e caminhão basculante. Para o material excedente levado para bota-fora foi considerado um DMT de até 15km em caminho de serviço pavimentado. A planilha 10.10 apresenta a composição de custo. Para aprovação da medição da compactação do aterro, deverá ser fornecido pela empresa executora os boletins dos ensaios de controle de compactação, bem como do ensaio de compactação na energia normal.

Tabela 10.9 – Planilha de medição de movimentação de terra

Item	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	5502110	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - DMT de 200 a 400 m - caminho de serviço em leito natural - com escavadeira e caminhão basculante de 14 m³	%	m³	Ver planilha orçamentária		
x.	5502978	Compactação de aterros a 100% do Proctor normal	%	m³	Ver planilha orçamentária		
x.	Composição a partir do item 5502172	Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria - DMT de até 15.000 m - caminho de serviço pavimentado - com escavadeira e caminhão basculante de 14 m³ - Levar material para Bota fora	%	m³	Ver planilha orçamentária		

10.8 Elementos de concreto de cimento Portland

Os elementos de concreto envolvidos neste projeto são divididos em três tipos:

- Concreto projetado (faceamento do grampeamento)
- Concreto usinado (painéis das cortinas)
- Concreto confeccionado em canteiro (cabeça de proteção dos tirantes)

10.8.1 Material

- Concreto projetado: Concreto: $f_{ck}=25$ Mpa $E_{cs}= 23800$ Mpa $G_c= 9520$ Mpa. Armadura principal tela Q196 e tela de reforço Q503.
- Concreto usinado e confeccionado em canteiro: Resistência à compressão característica $f_{ck} = 30$ MPa; $E_c = 32.206$ Mpa; $f_{ctm}=2,9$ Mpa. Armadura em aço CA-50 conforme descrição do projeto.
- É de responsabilidade do executor a definição do traço do concreto, devendo atender as especificações de resistência mínimas atendidas acima.

10.8.2 Equipamentos

- Vibrador de dimensão adequada para inserção dentro do conjunto concreto/armadura
- Betoneira
- Medidores de volume/peso de agregados
- Bomba de projeção;
- Compressor de ar (0,7 Mpa máx);
- Bomba de água
- Mangote
- Bico de projeção
- Anel de água
- Bico pré-umidificador

10.8.3 Execução

As especificações executivas devem ser atendidas conforme as Normas DNIT 117/2009 – ES e DNIT 087/2019 -ES. Referente ao concreto projetado, a forma de aplicação deve ser por via seca por equipe especializada (mangoteiro e bombeiro). A aplicação do concreto deve ocorrer em movimentos contínuos circulares dirigidos ortogonalmente à superfície, distante

cerca de 1m. Para a resistência de projeto é necessária a moldagem antecipada de placas para extração de corpos de prova para aferição do traço e resistência do concreto. A moldagem deve ocorrer com a mesma metodologia a ser utilizada na execução. Recomenda-se a execução de um trecho teste.

10.8.4 Controle executivo

Tanto para o concreto usinado, quanto para o concreto projetado, ambos devem ser ensaiados em laboratório para verificação da resistência aos 28 dias.

10.8.5 Medição e pagamento

O pagamento é realizado pelos preços unitários propostos, incluindo o fornecimento dos materiais, equipamentos e mão de obra necessária para a sua correta execução, conforme planilha descritiva da tabela 10.10, e somente deverão ser pagos, após o recebimento dos resultados dos ensaios tecnológicos relacionados à resistência a compressão simples.

Tabela 10.10 – Planilha de medição de concreto

Ítem	Código SICRO	Descrição	BDI	Unid.	Quant.	Preço Unit (R\$)	Preço Total (R\$)
x.	1107890	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	%	m³	Ver planilha orçamentária		
x.	1107900	Concreto fck = 30 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	%	m³	Ver planilha orçamentária		
x.	1207719	Concreto projetado via seca fck = 30 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais	%	m³	Ver planilha orçamentária		

11 MANUTENÇÃO E PLANO DE USO

A manutenção e o plano de uso são importantes diretrizes para manutenção das estruturas a médio e longo prazo. Sobre o plano de uso, destaca-se:

- a) é vedado o plantio de árvores de grande porte ou vegetação imprópria nos taludes e em uma faixa de 5m entre a crista/pé do talude e os patamares. Nos taludes fica autorizada o plantio somente de gramíneas.
- b) é vedado o patolamento de equipamento de grande porte que exceda a carga máxima de 20 kN/m; é vedado o patolamento de qualquer tipo de equipamento em uma faixa de 2m entre a crista do talude e o patamar.
- c) é vedada a implantação de estruturas que gerem sobrecarga e efeito direto nos taludes, sem a avaliação prévia da equipe de projeto, de forma a avaliar as interferências de futuras edificações, reservatórios e outras instalações na estabilidade local e global da área.

11.1 Pareamento de concreto e drenagens associadas

A parede de concreto depois de executada não demanda manutenções especiais, a não ser que as condições de contorno relacionadas a estabilidade da encosta mudem, ou se tenha patologias originadas pela execução. Manchas de umidade no concreto podem indicar uma possível ineficiência da drenagem de pareamento ou da drenagem profunda. Caso ocorram manchas de umidade na superfície do concreto, este deve ser perfurado para verificar a ocorrência de água, e no local deve ser instalado um novo dreno de face. Recomenda-se inspeções anuais nas estruturas. Durante as inspeções, deve-se atentar se há presença de fissuras ou trincas na estrutura, e especialmente na cabeça de proteção dos tirantes.

Em relação aos DHPs (drenos profundos), os mesmos devem sofrer manutenções com periodicidade anual. A operação de manutenção pode ser realizada através de um êmbolo que penetre no DHP de tal forma que a folga entre o êmbolo e o PVC do dreno seja da ordem de 1mm. A injeção de água pelo êmbolo deve ter a pressão controlada, e injetada ao longo de todo o comprimento. A operação deve ser repetida até que o aspecto visual da água de retorno seja límpido. Os drenos de pareamento devem ter suas saídas sempre desobstruídas, evitando nascimento de plantas.

11.2 Drenagens superficiais

As drenagens superficiais, como sarjetas, canaletas, bocas de lobo, caixas de passagem, escadarias e descidas de água devem ser limpas com frequência de forma a não permitir a obstrução (parcial e total) dos elementos hidráulicos, de forma a garantir a capacidade de vazão destes elementos.

Os elementos de drenagem superficiais estão sujeitos a choque mecânicos provocados por veículos e outros, podendo provocar desalinhamento e desconexões entre os elementos hidráulicos. Deve-se atentar e corrigir de forma imediata essas patologias, de forma a garantir adequada condução do fluxo de água.

11.3 Tirantes

Conforme Anexo F da NBR5629/2018, ao término dos serviços de implantação de todos os tirantes permanentes, o Executor deverá, obrigatoriamente, encaminhar ao Contratante um “manual do proprietário”. Neste manual devem constar as providências e recomendações básicas, em termos de inspeções periódicas e de manutenção a serem seguidas.

12 DELIMITAÇÕES DO PROJETO

Este memorial apresentou os projetos básicos de contenções, incluindo projetos geométrico, estruturas de contenção, drenagem superficial e sub-superficial.

Projetos de acessibilidade, pavimentação, iluminação urbana, e demais equipamentos de uso público da praça devem ser consultados nos projetos complementares elaborados pela Prefeitura Municipal de Gramado, ou por terceiros.

Sem mais para o momento.

BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental Ltda.

ANEXO A – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA

ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	BDI	UNID	QUANT.	PREÇO UNIT. (R\$) (S/ BDI)	PREÇO UNIT. (R\$) (C/ BDI)	PREÇO TOTAL (R\$)
1		Canteiro e administração local						R\$ 1.091.893,68
1,1	Canteiro	Mobilização, desmobilização, instalação de canteiro de obras - exclusivo uso de contêiner		und				R\$ 300.026,40
1,2	Admin. Local	Custos relativos à manutenção do canteiro de obras e administração local		und				R\$ 791.867,28
2		Intervenções - Cortina atirantada SUPERIOR						R\$ 3.766.280,48
2,1		Tirantes						
2.1.1	5605938 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	2384,00	R\$ 33,24	R\$ 41,22	R\$ 98.265,53
2.1.2	5605939 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	1192,00	R\$ 39,93	R\$ 49,51	R\$ 59.021,40
2.1.3	5605940 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	397,00	R\$ 88,19	R\$ 109,36	R\$ 43.415,40
2.1.4	5605963 SICRO	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração.	15,0%	m	4110,00	R\$ 320,80	R\$ 368,92	R\$ 1.516.261,20
2.1.5	5605946 SICRO	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	24,0%	und	137,00	R\$ 634,85	R\$ 787,24	R\$ 107.851,36
2.1.6	Cotação	Galvanização a fogo de tirantes/grampos	15,0%	kg	38839,50	R\$ 7,25	R\$ 8,34	R\$ 323.838,34
2,2		Faceamento						
2.2.1	1107890 SICRO	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	15,0%	m³	244,97	R\$ 493,07	R\$ 567,06	R\$ 138.911,47
2.2.2	407819 SICRO	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	24,0%	kg	38716,92	R\$ 12,52	R\$ 15,53	R\$ 601.089,41
2.2.3	3107996 SICRO	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada	24,0%	m²	841,65	R\$ 87,45	R\$ 108,44	R\$ 91.269,85
2,3		Drenagem						
2.3.1	2003821 SICRO	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - exceto o tubo de drenagem	24,0%	und	137,00	R\$ 17,76	R\$ 22,02	R\$ 3.017,15
2.3.2	2003935 SICRO	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	24,0%	m	68,50	R\$ 11,42	R\$ 14,16	R\$ 970,04
2.3.3	2003614 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	24,0%	m	630,00	R\$ 156,85	R\$ 194,50	R\$ 122.534,68
2.3.4	2003865 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	24,0%	m	270,00	R\$ 176,72	R\$ 219,14	R\$ 59.167,53
2,4		Fundações						
2.4.1	2306069 SICRO	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção	24,0%	m	12,00	R\$ 1.031,80	R\$ 1.279,47	R\$ 15.353,62
2.4.2	2306064 SICRO	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção	24,0%	m	48,00	R\$ 168,49	R\$ 208,93	R\$ 10.028,81
2.4.3	2306070 SICRO	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 31 cm - confecção	24,0%	m	132,00	R\$ 1.565,82	R\$ 1.941,67	R\$ 256.300,65
2.4.4	2306065 SICRO	Estaca raiz perfurada no solo com D = 31 cm - confecção	24,0%	m	528,00	R\$ 217,52	R\$ 269,73	R\$ 142.418,71
2.4.5	0407819 SICRO	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	24,0%	kg	11345,33	R\$ 12,52	R\$ 15,53	R\$ 176.139,01
2.4.6	2306247 SICRO	Arrasamento de estacas de concreto com seção de até 900 cm²	24,0%	m³	1,25	R\$ 275,03	R\$ 341,05	R\$ 426,31
3		Intervenções - Cortina atirantada INTERMEDIÁRIA						R\$ 852.647,37
3,1		Tirantes						
3.1.1	5605938 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	518,40	R\$ 33,24	R\$ 41,22	R\$ 21.367,81
3.1.2	5605939 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	259,20	R\$ 39,93	R\$ 49,51	R\$ 12.834,18
3.1.3	5605940 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	86,40	R\$ 88,19	R\$ 109,36	R\$ 9.448,59
3.1.4	5605963 SICRO	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração.	15,0%	m	864,00	R\$ 320,80	R\$ 368,92	R\$ 318.746,88

3.1.5	5605946 SICRO	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	24,0%	und	32,00	R\$ 634,85	R\$ 787,24	R\$ 25.191,56
3.1.6	Cotação	Galvanização a fogo de tirantes/grampos	15,0%	kg	8164,80	R\$ 7,25	R\$ 8,34	R\$ 68.076,97
3,2		Faceamento						
3.2.1	1107890 SICRO	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	15,0%	m³	59,31	R\$ 493,07	R\$ 567,06	R\$ 33.633,17
3.2.2	407819 SICRO	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	24,0%	kg	9338,20	R\$ 12,52	R\$ 15,53	R\$ 144.977,73
3.2.3	3107996 SICRO	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada	24,0%	m²	203,64	R\$ 87,45	R\$ 108,44	R\$ 22.083,26
3,3		Drenagem						
3.3.1	2003821 SICRO	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem	24,0%	und	36,00	R\$ 17,76	R\$ 22,02	R\$ 792,83
3.3.2	2003935 SICRO	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	24,0%	m	18,00	R\$ 11,42	R\$ 14,16	R\$ 254,90
3.3.3	2003614 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	24,0%	m	168,00	R\$ 156,85	R\$ 194,50	R\$ 32.675,91
3.3.4	2003865 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	24,0%	m	72,00	R\$ 176,72	R\$ 219,14	R\$ 15.778,01
3,4		Fundações						
3.4.1	2306069 SICRO	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 25 cm - confecção	24,0%	m	48,00	R\$ 1.031,80	R\$ 1.279,47	R\$ 61.414,47
3.4.2	2306064 SICRO	Estaca raiz perfurada no solo com D = 25 cm - confecção	24,0%	m	192,00	R\$ 168,49	R\$ 208,93	R\$ 40.115,23
3.4.3	0407819 SICRO	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	24,0%	kg	2905,98	R\$ 12,52	R\$ 15,53	R\$ 45.116,03
3.4.4	2306247 SICRO	Arrasamento de estacas de concreto com seção de até 900 cm²	24,0%	m³	0,41	R\$ 275,03	R\$ 341,05	R\$ 139,83
4		Cortina atirantada em estaca justaposta						R\$ 4.045.435,16
4,1		Tirantes						
4.1.1	5605938 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	336,00	R\$ 33,24	R\$ 41,22	R\$ 13.849,50
4.1.2	5605939 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	268,80	R\$ 39,93	R\$ 49,51	R\$ 13.309,52
4.1.3	5605940 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	67,20	R\$ 88,19	R\$ 109,36	R\$ 7.348,90
4.1.4	5605963 SICRO	Tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - exceto perfuração.	15,0%	m	672,00	R\$ 320,80	R\$ 368,92	R\$ 247.914,24
4.1.5	5605946 SICRO	Protensão de tirante permanente protendido de aço D = 40 mm, tensão de escoamento = 600 MPa e tensão de ruptura = 720 MPa - inclusive ancoragem e grauteamento da cabeça	24,0%	und	28,00	R\$ 634,85	R\$ 787,24	R\$ 22.042,61
4.1.6	Cotação	Galvanização a fogo de tirantes/grampos	15,0%	kg	6350,40	R\$ 7,25	R\$ 8,34	R\$ 52.948,75
4,2		Vigas de concreto						
4.2.1	1107890 SICRO	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	15,0%	m³	36,74	R\$ 493,07	R\$ 567,06	R\$ 20.833,60
4.2.2	407819 SICRO	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	24,0%	kg	3992,89	R\$ 12,52	R\$ 15,53	R\$ 61.990,57
4.2.3	3107996 SICRO	Fôrmas de compensado resinado 10 mm - uso geral - utilização de 2 vezes - confecção, instalação e retirada	24,0%	m²	76,62	R\$ 87,45	R\$ 108,44	R\$ 8.308,21
4,3		Drenagem						
4.3.1	2003821 SICRO	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem	24,0%	und	30,00	R\$ 17,76	R\$ 22,02	R\$ 660,69
4.3.2	2003935 SICRO	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	24,0%	m	15,00	R\$ 11,42	R\$ 14,16	R\$ 212,42
4.3.3	2003614 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1º categoria	24,0%	m	208,00	R\$ 156,85	R\$ 194,50	R\$ 40.455,89
4.3.4	2003865 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2º categoria	24,0%	m	72,00	R\$ 176,72	R\$ 219,14	R\$ 15.778,01
4,4		Estacas justapostas						
4.4.1	2306071 SICRO	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 40 cm - confecção	24,0%	m	872,00	R\$ 2.357,73	R\$ 2.923,67	R\$ 2.549.438,25
4.4.2	2306066 SICRO	Estaca raiz perfurada no solo com D = 40 cm - confecção	24,0%	m	1090,00	R\$ 305,23	R\$ 378,50	R\$ 412.560,51

4.4.3	0407819 SICRO	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	24,0%	kg	36790,49	R\$ 12,52	R\$ 15,53	R\$ 571.181,12
4.4.4	2306248 SICRO	Arrasamento de estacas de concreto com seção superior a 900 cm ²	24,0%	m ³	3,75	R\$ 626,25	R\$ 776,57	R\$ 2.908,46
4.4.5	1109665 SICRO	Argamassa de cimento e areia 1:1 - confecção em betoneira e lançamento manual - areia comercial	24,0%	m ³	3,08	R\$ 967,16	R\$ 1.199,31	R\$ 3.693,88
5		Muro de gabião						R\$ 1.407.466,31
5,1		Gabião e preenchimento						
5.1.1	3205864 SICRO	Gabião caixa 2 x 1 x 0,50 m - Zn/Al + PVC - D = 2,4 mm - pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento	24,0%	m ³	33,50	R\$ 906,70	R\$ 1.124,34	R\$ 37.665,38
5.1.2	3205866 SICRO	Gabião caixa 2 x 1 x 1,00 m - Zn/Al + PVC - D = 2,4 mm - pedra de mão comercial - fornecimento e assentamento	24,0%	m ³	1014,00	R\$ 707,26	R\$ 877,03	R\$ 889.305,53
5.1.3	4915774 SICRO	Recomposição de erosão em corte ou aterro com material de jazida	24,0%	m ³	4303,19	R\$ 27,39	R\$ 33,96	R\$ 146.156,06
5.1.4	4816016 SICRO	Rachão ou pedra de mão produzida (para aterro e substituição de fundação)	15,0%	m ³	4303,19	R\$ 42,69	R\$ 49,10	R\$ 211.267,94
5.1.5	2003866 SICRO	Aplicação de geotêxtil não-tecido agulhado com resistência à tração longitudinal de 14 kN/m - incluso material	24,0%	m ²	2343,00	R\$ 7,69	R\$ 9,54	R\$ 22.342,54
5.1.6	1106057 SICRO	Concreto magro - confecção em bentoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	24,0%	m ³	36,36	R\$ 507,47	R\$ 629,28	R\$ 22.880,64
5.1.7	M0005 SICRO	Brita 0 (reaterro na frente do muro)	15,0%	m ³	19,00	R\$ 152,69	R\$ 175,60	R\$ 3.336,38
5,2		Drenagem de fundo						
5.2.1	M1657 SICRO	Tubo PEAD corrugado perfurado para drenagem D=170mm	15,0%	m	176,68	R\$ 27,71	R\$ 31,87	R\$ 5.630,32
5.2.2	M0005 SICRO	Brita 0	15,0%	m ³	210,00	R\$ 152,69	R\$ 175,60	R\$ 36.875,07
5.2.3	M1382 SICRO	Areia grossa lavada	15,0%	m ³	210,00	R\$ 132,53	R\$ 152,41	R\$ 32.006,45
6		Grampeamento						R\$ 481.340,75
6,1		Grampos						
6.1.1	4413985 SICRO	Regularização manual de taludes de cortes e aterros	24,0%	m ²	187,88	R\$ 24,70	R\$ 30,63	R\$ 5.754,55
6.1.2	5605938 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 1ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	331,20	R\$ 33,24	R\$ 41,22	R\$ 13.651,65
6.1.3	5605939 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 2ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	993,60	R\$ 39,93	R\$ 49,51	R\$ 49.197,70
6.1.4	5605940 SICRO	Perfuração para tirantes em material de 3ª categoria com diâmetro de até 120 mm	24,0%	m	331,20	R\$ 88,19	R\$ 109,36	R\$ 36.219,60
6.1.5	5605896 SICRO	Grampo de aço CA-50 D = 20 mm para solo grampeado com capacidade de 80 kN - fornecimento e instalação, excluso perfuração	24,0%	m	1656,00	R\$ 48,75	R\$ 60,45	R\$ 100.108,03
6.1.6	Cotação	Galvanização a fogo de tirantes/grampos	15,0%	kg	4294,84	R\$ 7,25	R\$ 8,34	R\$ 35.809,74
6,2		Faceamento						
6.2.1	4413018 SICRO	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado - Inclui fornecimento da tela - Tela Q196	24,0%	kg	1677,15	R\$ 12,96	R\$ 16,07	R\$ 26.953,20
6.2.2	4413018 SICRO	Fixação de tela eletrossoldada em talude para lançamento de argamassa ou concreto projetado - Inclui fornecimento da tela - Reforço Q506	24,0%	kg	774,30	R\$ 13,96	R\$ 17,31	R\$ 13.403,84
6.2.3	1207719 SICRO	Concreto projetado via seca fck = 30 MPa aplicado em superfícies inclinadas e verticais	24,0%	m ³	70,60	R\$ 1.358,50	R\$ 1.684,59	R\$ 118.925,14
6,3		Drenagem						
6.3.1	2003821 SICRO	Dreno tipo barbacã - DRB 02 - D = 50 mm em estrutura de contenção de encosta - excluso o tubo de drenagem	24,0%	und	46,00	R\$ 17,76	R\$ 22,02	R\$ 1.013,06
6.3.2	2003935 SICRO	Tubo de PVC para dreno tipo barbacã - D = 50 mm - fornecimento e instalação	24,0%	m	23,00	R\$ 11,42	R\$ 14,16	R\$ 325,71
6.3.3	2003614 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 1ª categoria	24,0%	m	276,00	R\$ 156,85	R\$ 194,50	R\$ 53.681,86
6.3.4	2003865 SICRO	Dreno sub-horizontal - DSH 01 - material de 2ª categoria	24,0%	m	120,00	R\$ 176,72	R\$ 219,14	R\$ 26.296,68
7		Movimentação de material e revestimento dos taludes e patamares						R\$ 538.380,82

[illegible]

ANEXO B – CRONOGRAMA DE DESEMBOLSO

Item	Descrição	Total Por Etapa	Parcela 1	Parcela 2	Parcela 3	Parcela 4
1	Canteiro	R\$ 300.026,40	R\$ 90.007,92	R\$ 30.002,64	R\$ 75.006,60	R\$ 7.500,66
			30,00%	10,00%	25,00%	2,50%
2	Intervenções - Cortina atirantada SUPERIOR	R\$ 3.766.280,48	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
3	Intervenções - Cortina atirantada INTERMEDIÁRIA	R\$ 852.647,37	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
4	Cortina atirantada em estaca justaposta	R\$ 4.045.435,16	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
5	Muro de gabião	R\$ 1.407.466,31	R\$ 140.746,63	R\$ 281.493,26	R\$ 281.493,26	R\$ 281.493,26
			10,00%	20,00%	20,00%	20,00%
6	Grampeamento	R\$ 481.340,75	R\$ 48.134,08	R\$ 96.268,15	R\$ 96.268,15	R\$ 96.268,15
			10,00%	20,00%	20,00%	20,00%
7	Movimentação de material e revestimento dos taludes e patamares	R\$ 538.380,82	R\$ 26.919,04	R\$ 26.919,04	R\$ 107.676,16	R\$ 107.676,16
			5,00%	5,00%	20,00%	20,00%
8	Drenagem sub-superficial profunda	R\$ 147.350,75	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
9	Drenagem superficial	R\$ 380.508,96	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
			0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
Sub-total			R\$ 305.807,67	R\$ 434.683,09	R\$ 560.444,18	R\$ 492.938,24
			2,57%	3,65%	4,70%	4,14%
9	Admin. Local	R\$ 791.867,28	R\$ 20.316,32	R\$ 28.878,15	R\$ 37.233,08	R\$ 32.748,33
			2,57%	3,65%	4,70%	4,14%

Porcentagem	2,57%	3,65%	4,70%	4,14%
Custo	R\$ 326.123,99	R\$ 463.561,25	R\$ 597.677,26	R\$ 525.686,57
Porcentagem Acumulado	2,57%	6,21%	10,91%	15,05%
Custo Acumulado	R\$ 326.123,99	R\$ 789.685,23	R\$ 1.387.362,49	R\$ 1.913.049,06

Parcela 5	Parcela 6	Parcela 7	Parcela 8	Parcela 9	Parcela 11	Parcela 12
R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66
2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ 188.314,02	R\$ 376.628,05	R\$ 753.256,10
0,00%	0,00%	0,00%		5,00%	10,00%	20,00%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ -	R\$ 809.087,03	R\$ 809.087,03	R\$ 1.213.630,55	R\$ 809.087,03	R\$ 404.543,52	R\$ -
0,00%	20,00%	20,00%	30,00%	20,00%	10,00%	0,00%
R\$ 281.493,26	R\$ 140.746,63	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
20,00%	10,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ 96.268,15	R\$ 48.134,08	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
20,00%	10,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ 53.838,08	R\$ 26.919,04	R\$ -	R\$ -	R\$ 13.459,52	R\$ 26.919,04	R\$ 26.919,04
10,00%	5,00%	0,00%	0,00%	2,50%	5,00%	5,00%
R\$ -	R\$ -	R\$ 36.837,69	R\$ 73.675,38	R\$ 36.837,69	R\$ -	R\$ -
0,00%	0,00%	25,00%	50,00%	25,00%	0,00%	0,00%
R\$ -	R\$ 19.025,45	R\$ 76.101,79	R\$ 19.025,45	R\$ -	R\$ -	R\$ -
0,00%	5,00%	20,00%	5,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ 439.100,15	R\$ 1.051.412,89	R\$ 929.527,17	R\$ 1.313.832,03	R\$ 1.055.198,92	R\$ 815.591,26	R\$ 787.675,80
3,68%	8,82%	7,80%	11,02%	8,85%	6,84%	6,61%
R\$ 29.171,60	R\$ 69.850,57	R\$ 61.753,10	R\$ 87.284,37	R\$ 70.102,09	R\$ 54.183,77	R\$ 52.329,21
3,68%	8,82%	7,80%	11,02%	8,85%	6,84%	6,61%
3,68%	8,82%	7,80%	11,02%	8,85%	6,84%	6,61%
R\$ 468.271,75	R\$ 1.121.263,46	R\$ 991.280,27	R\$ 1.401.116,41	R\$ 1.125.301,02	R\$ 869.775,03	R\$ 840.005,00
18,73%	27,55%	35,35%	46,38%	55,23%	62,07%	68,68%
R\$ 2.381.320,81	R\$ 3.502.584,27	R\$ 4.493.864,54	R\$ 5.894.980,95	R\$ 7.020.281,97	R\$ 7.890.057,00	R\$ 8.730.062,01

Parcela 13	Parcela 14	Parcela 15	Parcela 16	Parcela 17	Parcela 18
R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66	R\$ 7.500,66
2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%
R\$ 753.256,10	R\$ 753.256,10	R\$ 376.628,05	R\$ 376.628,05	R\$ 188.314,02	R\$ -
20,00%	20,00%	10,00%	10,00%	5,00%	0,00%
R\$ -	R\$ 85.264,74	R\$ 170.529,47	R\$ 255.794,21	R\$ 170.529,47	R\$ 170.529,47
0,00%	10,00%	20,00%	30,00%	20,00%	20,00%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ 26.919,04	R\$ 26.919,04	R\$ 26.919,04	R\$ 13.459,52	R\$ 13.459,52	R\$ 13.459,52
5,00%	5,00%	5,00%	2,50%	2,50%	2,50%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ -
0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
R\$ -	R\$ -	R\$ -	R\$ 76.101,79	R\$ 76.101,79	R\$ 114.152,69
0,00%	0,00%	0,00%	20,00%	20,00%	30,00%
R\$ 787.675,80	R\$ 872.940,53	R\$ 581.577,22	R\$ 729.484,23	R\$ 455.905,47	R\$ 305.642,34
6,61%	7,32%	4,88%	6,12%	3,82%	2,56%
R\$ 52.329,21	R\$ 57.993,77	R\$ 38.637,06	R\$ 48.463,25	R\$ 30.288,06	R\$ 20.305,34
6,61%	7,32%	4,88%	6,12%	3,82%	2,56%
6,61%	7,32%	4,88%	6,12%	3,82%	2,56%
R\$ 840.005,00	R\$ 930.934,30	R\$ 620.214,28	R\$ 777.947,48	R\$ 486.193,53	R\$ 325.947,68
75,29%	82,61%	87,49%	93,61%	97,44%	100,00%
R\$ 9.570.067,01	R\$ 10.501.001,31	R\$ 11.121.215,59	R\$ 11.899.163,07	R\$ 12.385.356,60	R\$ 12.711.304,28