



PROJETO EXECUTIVO
RUA SINUOSA – PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO
JOAQUIM – SÃO JOAQUIM/SC

CONTRATANTE:

RESPONSÁVEL TÉCNICO:

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO
JOAQUIM
CNPJ 82.561.093/0001-98

CÁSSIO HISTER BELLAN
CREA 163.326-7

28 DE FEVEREIRO DE 2022

SUMÁRIO

1	INFORMAÇÕES PRELIMINARES	3
1.1	OBJETIVOS.....	3
1.2	CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
1.3	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	3
2	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	4
2.1	LOCALIZAÇÃO E PANORAMA MUNICIPAL	4
2.2	CLIMA, HIDROLOGIA E HIDROGEOLOGIA	4
2.3	GEOLOGIA, PEDOLOGIA E MEIO BIÓTICO	7
2.4	GEOTECNIA.....	11
3	PROJETO GEOMÉTRICO E DE SINALIZAÇÃO	21
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO GEOMÉTRICO	21
3.2	SOLUÇÃO GEOMÉTRICA PROJETADA	21
3.3	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO DE SINALIZAÇÃO	22
3.4	ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS PARA SINALIZAÇÃO	24
3.5	QUANTITATIVOS DA SINALIZAÇÃO	24
3.6	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA A SINALIZAÇÃO HORIZONTAL....	25
3.7	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA A SINALIZAÇÃO VERTICAL	28
4	TERRAPLENAGEM.....	31
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	31
4.2	SOLUÇÃO PROJETADA	31
4.3	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	32
4.4	QUANTITATIVOS	42
4.5	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS.....	42
5	PAVIMENTAÇÃO	48
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	48
5.2	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCRETO ...	49
5.3	DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCRETO	57
5.4	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCREGRAMA	58
5.5	DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCREGRAMA	59
5.6	QUANTITATIVOS	60
5.7	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO PAVIMENTO DE CONCRETO.....	61

5.8	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO PAVIMENTO DE CONCREGRAMA...	67
5.9	RECOMENDAÇÕES E MANUTENÇÃO DO TRECHO SINUOSO.....	71
6	DRENAGEM	72
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	72
6.2	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO PARA VAZÕES DE PROJETO.....	73
6.3	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS .	75
6.4	BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO.....	77
6.5	RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO	77
6.6	QUANTITATIVOS	83
6.7	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS.....	84
6.8	RECOMENDAÇÕES DE MANUTENÇÃO DOS DISPOSITIVOS	91
	REFERÊNCIAS	93
	ANEXOS.....	97

1 INFORMAÇÕES PRELIMINARES

1.1 OBJETIVOS

O presente documento apresenta o memorial técnico-justificativo, descritivo e de cálculo para os projetos de pavimentação, sinalização, terraplenagem e drenagem da obra intitulada RUA SINUOSA, localizada na Rua José Jaime Rodrigues, entre as Ruas Antônio Pereira Sobrinho e Aristides Cassão, no município de São Joaquim, estado de Santa Catarina, conforme solicitação da PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO JOAQUIM.

1.2 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Este memorial foi produzido por uma equipe com supervisão e responsabilidade técnica do engenheiro CÁSSIO HISTER BELLAN (CREA 163.326-7), e sob orientação da LOGOS ASSESSORIA, GESTÃO E PROJETOS LTDA (CNPJ 07.292.316/0001-43).

O layout urbanístico e a logística de acessibilidade foram fornecidos pela equipe responsável pelo projeto arquitetônico da LOGOS ASSESSORIA, GESTÃO E PROJETOS LTDA, enquanto o sistema de drenagem, a viabilização do projeto geométrico e a estrutura de pavimento são de responsabilidade da equipe gerida pelo responsável técnico.

1.3 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os documentos de referência e as referências bibliográficas empregadas no projeto em questão são apresentados ao fim do presente documento.

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

2.1 LOCALIZAÇÃO E PANORAMA MUNICIPAL

O objeto de estudo se localiza na Rua José Jaime Rodrigues, no município de São Joaquim, na microrregião dos Campos de Lages e mesorregião Serrana do estado de Santa Catarina, distanciando-se em 230 km da capital estadual.

De acordo com estimativas do IBGE para 2021, o município de São Joaquim apresenta população de 27.322 habitantes, totalizando densidade demográfica de 14,47 hab./km. Ainda conforme o IBGE, São Joaquim possui área total de 1.888,634 km², tornando-a a segunda maior cidade do estado nesse quesito, ficando atrás apenas de Lages, principal polo econômico da região.

A obra em questão se trata de uma RUA SINUOSA, a qual partirá do ponto mais alto da Rua José Jaime Rodrigues, na cota 1408 m, até a Rua Aristides Cassão, na cota 1363 m. Dessa forma, a obra em questão deverá vencer um desnível total de 45 m.

2.2 CLIMA, HIDROLOGIA E HIDROGEOLOGIA

Conforme a classificação climática de Köppen, o clima do município de São Joaquim é do tipo Cfb, ou seja, temperado (mesotérmico úmido com verão ameno), apresentando chuvas bem distribuídas ao longo do ano, sem períodos de seca, estações bem definidas e verão fresco.

De acordo com o Atlas Climatológico do Estado de Santa Catarina (EPAGRI, 2002), a cidade de São Joaquim faz parte da região catarinense com menor insolação anual. Ainda conforme EPAGRI (2002), São Joaquim é um dos municípios com menores médias mensais de temperatura do ar, fato justificado pelas características hipsométricas locais. Segundo Embrapa (2004), a média anual de temperatura joaquinesa é da faixa de 13 °C.

A umidade relativa média do ar é de aproximadamente 80%, enquanto a precipitação média anual é da faixa de 1600 mm (CPRM, 2013). Os meses mais secos em São Joaquim são março e abril, enquanto janeiro e outubro são os mais chuvosos. Um fenômeno meteorológico relevante na região é a ocorrência de geadas, depósitos

de gelo sobre a superfície terrestre, recorrentes sobretudo entre maio e setembro (EPAGRI, 2002).

No que tange aos aspectos hidrológicos, o município de São Joaquim está inserido na Macrorregião Hidrográfica do Uruguai. A rede hidrográfica catarinense possui a Serra Geral como principal divisor entre os sistemas de drenagem integrados da Vertente do Interior, a qual São Joaquim faz parte, e da Vertente Atlântica (ESTADO DE SANTA CATARINA, 2014).

As bacias da Vertente do Interior integram cinco regiões hidrográficas. São Joaquim está completamente inserido na RH4, Região Hidrográfica do Planalto de Lages. Trata-se da região hidrográfica catarinense de maior extensão, com área total de aproximadamente 22.248 km², e perímetro de 1.530 km (ESTADO DE SANTA CATARINA, 2017).

A RH4 é composta por duas bacias, a Bacia dos Afluentes do Rio Pelotas e a Bacia dos Afluentes do Rio Canoas. A união desses dois rios forma o Rio Uruguai, principal rio da porção sul da América do Sul, o qual dá nome a Macrorregião Hidrográfica.

São Joaquim está completamente inserido na Bacia dos Afluentes do Rio Pelotas, a qual possui área de cerca de 7.341 km², perímetro de 1.188 km, altitude máxima de 1.798 m, mínima de 452 m, declividade média de 16%, comprimento do rio principal de 427 km, comprimento total de cursos d'água de 13.184 km e densidade de drenagem de 1,80 km/km² (ESTADO DE SANTA CATARINA, 2017).

De acordo com o Plano Municipal de Saneamento Básico de São Joaquim (PREFEITURA DE SÃO JOAQUIM, 2015), os principais corpos hídricos do município são o Rio Antoninha, manancial do sistema de abastecimento de água, o Rio São Mateus, o Rio Lava-Tudo e o Rio Pelotas, com destaque também para os Rios Pericó, Caçapara, Sumidouro, Postinho, Rondinha, Pessegueirinho e Mantiqueira.

Ainda segundo o Plano Municipal de Saneamento Básico de São Joaquim, a equação de chuvas intensas que estabelece relação intensidade-duração-frequência (IDF) a ser empregada em estudos hidrológicos para precipitações de projeto com duração inferior a 2h no município é:

$$i = \frac{611,5 \cdot T_R^{0,2004}}{(t + 8,1)^{0,6647}}$$

Onde:

- i intensidade da precipitação (mm/h);
- T_R tempo de retorno, recorrência (anos);
- t duração da chuva (min).

De acordo com CPRM (2013), no tocante à hidrogeologia regional, o município de São Joaquim se enquadra em três classes de zonas aquíferas:

- Aquíferos fraturados de maior potencialidade (af1_2): localizam-se no perímetro urbano de São Joaquim, na região do aeroporto municipal e na região por onde se estende a SC-114, em direção a cidade de Paineira;
- Aquíferos fraturados de menor potencialidade (af3): localizam-se na área rural de São Joaquim, à exceção de alguns pontos isolados e das imediações do Rio Pelotas, do Rio São Mateus e do Rio Lava-Tudo;
- Áreas praticamente sem aquíferos (na_3): localizam-se em alguns pontos isolados da zona rural de São Joaquim, nas imediações do Rio Pelotas que estabelecem a divisa entre os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, e nas regiões mais baixas dos Rios Lava-Tudo e São Mateus.

Os aquíferos regionais são livres a semiconfinados de extensão regional, com porosidade por fraturamento, descontínuo, heterogêneo e anisotrópico (CPRM, 2013). Os aquíferos regionais apresentam níveis estáticos entre 5,0 m e 30,0 m, e a captação deve ser realizada por poços tubulares profundos, com profundidades da ordem de 150 metros.

Ainda conforme CPRM (2013), São Joaquim está completamente inserido na Unidade Hidroestratigráfica Serra Geral, a qual possui uma extensa área de afloramentos que se destacam topograficamente. Sua forma de ocorrência, distribuição espacial e seus estágios de formação conferem aos aquíferos notável e peculiar heterogeneidades e anisotropia física.

Em São Joaquim, os poços profundos em fraturas basálticas são empregados com frequência no sistema de abastecimento de água em localidades do interior do município (PREFEITURA DE SÃO JOAQUIM, 2015).

2.3 GEOLOGIA, PEDOLOGIA E MEIO BIÓTICO

Conforme previamente explicitado, São Joaquim está inserido na Unidade Hidroestratigráfica Serra Geral, a qual se caracteriza pela ocorrência de derrames basálticos típicos e andesíticos, dacitos afíricos, zonas amigdaloides e ocasionalmente arenitos intertrápicos, com rochas basálticas de espessura máxima da ordem de 1400 m (CPRM, 2013).

Morfologicamente, a Unidade Hidroestratigráfica em questão apresenta relevo residual ruiforme, vales amplos e superfície escalonada marcando contato entre derrames basálticos (CPRM, 2013).

Geologicamente, São Joaquim se enquadra no Supergrupo São Bento, unidade litoestratigráfica caracterizada regionalmente por magmatismo fissural intracontinental, de formação entre 100,5 e 145,0 milhões de anos atrás. Dessa forma, tratam-se de formações do éon Fanerozoico, era Mesozoica, período Cretáceo e época Inferior. O posicionamento do Supergrupo São Bento no contexto geológico regional é mostrado na coluna estratigráfica apresentada na Figura 01.

De acordo com CPRM (2014), o município de São Joaquim apresenta três formações do Supergrupo São Bento:

- Formação Palmas (K1 α pa): localiza-se no perímetro urbano de São Joaquim e em suas imediações, constitui-se por rochas de composição intermediária a ácida, riodacitos a riolitos, mesocráticos, microgranulares a vitrofíricos, com textura esferulítica comum (tipo carijó). Nota-se, também, forte disjunção tabular no topo dos derrames e maciço na porção central, dobras de fluxo e autobrechas frequentes, assim como vesículas preenchidas predominantemente por calcedônia e ágata;
- Formação Paranapanema (K1 β pr): localiza-se predominantemente nas áreas praticamente sem aquíferos de São Joaquim, constitui-se por basaltos microgranulares cinza, alterações nas faces de disjunção vermelho amarronadas, horizontes vesiculares espessos preenchidos por quartzo (ametista), zeolitas, carbonatos, celadonita, cobre nativo e barita;
- Formação Gramado (K1 β gr): localiza-se no restante do município de São Joaquim, entre a Formação Palmas e a Formação Paranapanema,

ou seja, em zonas de predominância rural. Constitui-se por derrames basálticos onde predominam formas de lóbulos, melanocráticos cinza, assim como por horizontes vesiculares espessos e abundantes onde predominam zeolitas, carbonatos, apofilita e saponita, estruturas de fluxo e *pahoehoe*. Notam-se, também, intercalações frequentes com rochas sedimentares eólicas (intertrápicas) da Formação Botucatu, neste caso fora da região de São Joaquim.

Figura 01 – Coluna estratigráfica da Bacia do Paraná, seg. Schneider et al. (1974), adaptada por Aboarrage e Lopes (1986), e correlacionada graficamente com atualizações de Milani (1997) e Assine (1994), conforme Lopes et al. (2003) (Fonte: Orlandi Filho et al., 2006).

Assine (1994), Corrêa Lopes et al. (2005), Fontes, Chandra-Ferreira et al. (2006).

LITOESTRATIGRAFIA DA BACIA DO PARANÁ											
Cronoestratigrafia		Schneider et al (1974)						Milani (1997)			
Quat.		Rio Grande do Sul	Santa Catarina	Paraná		São Paulo					
Terc.		Barreiras, Terraços Aluviões	Barreiras, Terraços Aluviões	Qha		Qha					
Cret.	Gr. Bauru	Associação litológica primária		TQi		TQi	Fm. Rio Claro	Supersequência Bauru			
Juro-Cretáceo	Grupo São Bento	Fm. Serra Geral						Supersequência			
Trias.		Fm. Botucatu						Gondwana III			
Permiano	Grupo Passa Dois	Mb. Sta. Maria		Fm. Pirambóia				Superseq. Gondwana			
		Fm. Rio do Rasto	Mb. Morro Pelado	Fm. Rio do Rasto	Mb. Morro Pelado	Fm. Rio do Rasto	Mb. Serrinha	Fm. Corumbataí			
		Mb. Serrinha		Mb. Serrinha							
		Fm. Teresina	Fm. Nova Est.	Fm. Teresina							
		Fm. Serra Alta		Fm. Serra Alta							
	Grupo Guatá	Fm. Irati		Mb. Assistência						Supersequência	
				Mb. Taquaral						Gondwana I	
		Fm. Palermo									
		Fm. Rio Bonito	Fm. Rio Bonito	Mb. Siderópolis	Fm. Rio Bonito	Mb. Paraguaçu	Fm. Tatui				
				Mb. Paraguaçu							
Carbonífero Superior	Grupo Itararé	Fm. Rio do Sul				Fm. Tietê					
		Fm. Mafra				Gr. Itararé					
	Gr. Paraná	Fm. Campo do Tenente									
		Fm. Ponta Grossa									
Devoniano		Fm. Furnas				Fm. Furnas				Supersequência Paraná	
Assine et al (1994)											
Devoniano Sturiano	Grupo Rio Ivaí	Fm. Vila Maria						Supersequência			
		Fm. Iapó						Rio Ivaí			
		Fm. Alto Garças									
Embasamento pré-Gonduânico										Embasamento pré-Gonduânico	

Segundo CPRM (2016), São Joaquim se enquadra no Domínio do Vulcanismo Fissural do Tipo Platô (DVM), o qual compreende as rochas resultantes do Magmatismo Serra Geral, correspondente às fases finais de preenchimento da Bacia do Paraná, que se encerra com a abertura do Atlântico Sul e a ruptura da Gondwana.

De acordo com CPRM (2016), “o sistema de derrames em platô é alimentado por intensa atividade intrusiva, normalmente representada por diques e *sills* que acompanham, grosseiramente, as principais descontinuidades estruturais da bacia”.

O DVM subdivide-se em duas unidades geológico-ambientais: o Predomínio de Rochas Básicas Extrusivas (DVMb) e o Predomínio de Rochas Ácidas (DVMrrd). O primeiro (DVMb) compreende os basaltos e andesitos, representando o magmatismo básico do Grupo Serra Geral, caso da Formação Gramado e da Formação Parapanema (CPRM, 2016).

O DVMb apresenta grande variedade de formas de relevo, resultantes da evolução geomorfológica, dos quais se destacam planaltos, chapadas, platôs, colinas amplas e suaves, colinas dissecadas, morros baixos, serras baixas, escarpas serranas, degraus estruturais, rebordos erosivos e vales encaixados (CPRM, 2016).

O DVMrrd, por sua vez, compreende os riolitos e riodacitos, representando o magmatismo ácido do Grupo Serra Geral, caso da Formação Palmas. As formas de relevo associadas ao DVMrrd são semelhantes às relativas ao DVMb, com exceção de degraus estruturais e rebordos erosivos (CPRM, 2016).

Conforme CPRM (2016), as rochas do Domínio do Vulcanismo Fissural do Tipo Platô apresentam alto grau de coesão, textura microcristalina e comportamentos geomecânicos e hidráulicos anisotrópicos, resultado da estruturação interna dos derrames e intercalações com sedimentos interderrames. Enquanto as rochas básicas apresentam estruturação colunar geralmente bem desenvolvida na porção central dos derrames, em rochas ácidas ocorrem estruturação horizontal na forma de placas.

A resistência ao intemperismo físico-químico é superior nas rochas ácidas, ao passo que materiais menos coesivos e mais permeáveis se caracterizam por menor resistência ao intemperismo. Quando sãs, as rochas do DVM apresentam elevada resistência ao corte, à penetração, e boa capacidade de suporte (CPRM, 2016).

A presença de descontinuidades com frequência, seja por diaclasamento vertical e horizontal ou por fraturas, é característica dessas rochas e pode comprometer a estabilidade de taludes de corte. Resultado do intemperismo, esse tipo

de rocha ocasionalmente apresenta esfoliação esferoidal, gerando blocos em meio ao manto intemperizado, dificultando sua escavabilidade (CPRM, 2016).

Em contrapartida, taludes de corte em rochas coesas e com ausência de fraturamentos tendem a ser estáveis. Em relevos cuja declividade é elevada, a escavabilidade pode ser prejudicada pela presença de depósitos de encosta bastante heterogêneos, com fragmentos de rochas e solos rasos pouco desenvolvidos. Nessas regiões há alta suscetibilidade à deflagração de movimentos gravitacionais de massa, como deslizamentos, quedas de blocos de rocha e corridas (CPRM, 2016).

De acordo com Embrapa (2004), São Joaquim apresenta, em termos gerais, três classes de solos. Os neossolos litólicos cobrem a maior parte do município, sobretudo a área rural, enquanto é verificada a ocorrência frequente de cambissolos húmicos dentro do perímetro urbano municipal.

Ainda segundo Embrapa (2004), a proeminência do horizonte A, assim como a existência do mesmo húmico, e a textura argilosa a muito argilosa são características do solo regional.

No que tange à vegetação, São Joaquim está completamente inserido do domínio da Mata Atlântica, apresentando pequena parte de seu território coberto por Floresta Ombrófila Mista, e o restante formado por estepes.

A Floresta Ombrófila Mista é composta pela associação entre coníferas e folhosas. A flora contempla espécies como pinheiro-do-Paraná, imbuia, canela-amarela, canela-preta, canela-lageana, canela-guaicá, guabirobeira, erva-mate, pinheiro-bravo, pimenteira, e várias espécies das famílias *Myrtaceae* e *Aquifoliaceae* (PREFEITURA DE SÃO JOAQUIM, 2015).

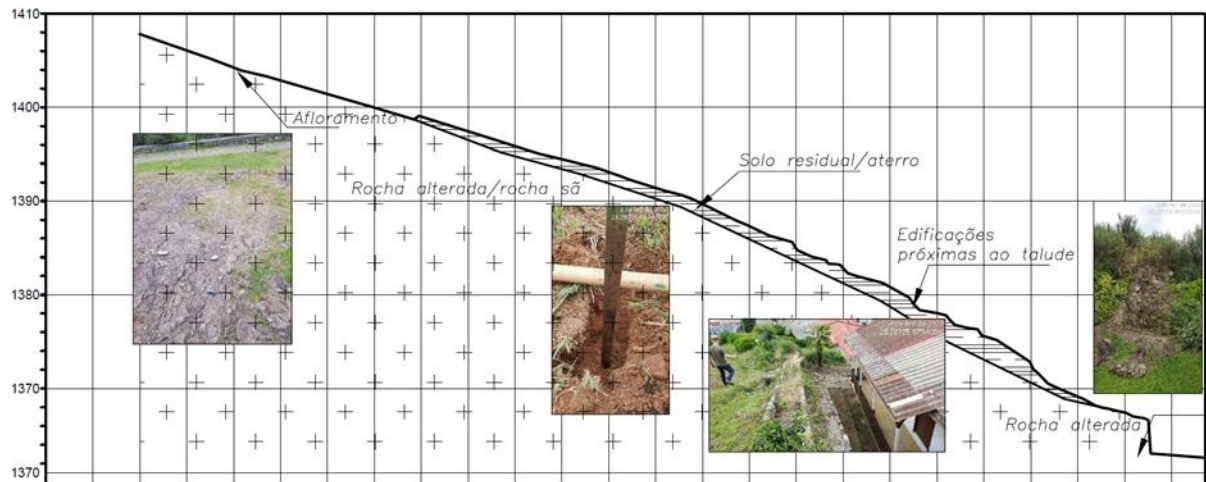
Os estepes, por sua vez, são formações compostas predominantemente por gramíneas regionais, com presença de algumas herbáceas e pequena quantidade de vegetação arbórea, a qual ocorre geralmente ao longo de cursos d'água.

De acordo com a Prefeitura de São Joaquim (2015), a fauna da Floresta Ombrófila Mista é composta por diversos roedores, como ratos, cutias e pacas, assim como aves ameaçadas de extinção, casos da gralha-azul e do papagaio-de-peito-roxo. O pinhão, semente da araucária, é uma fonte de alimento muito apreciada pela fauna local, e sua escassez explica parcialmente a ameaça de extinção de algumas espécies desse ecossistema, como as aves previamente citadas (PREFEITURA DE SÃO JOAQUIM, 2015).

2.4 GEOTECNIA

A via projetada encontra-se em uma área de encosta com inclinação média de $11,3^\circ$, onde as cotas variam de 1363 até 1408 metros. Uma seção transversal simplificada é mostrada na Figura 02.

Figura 02 – Seção transversal simplificada da área estudada.



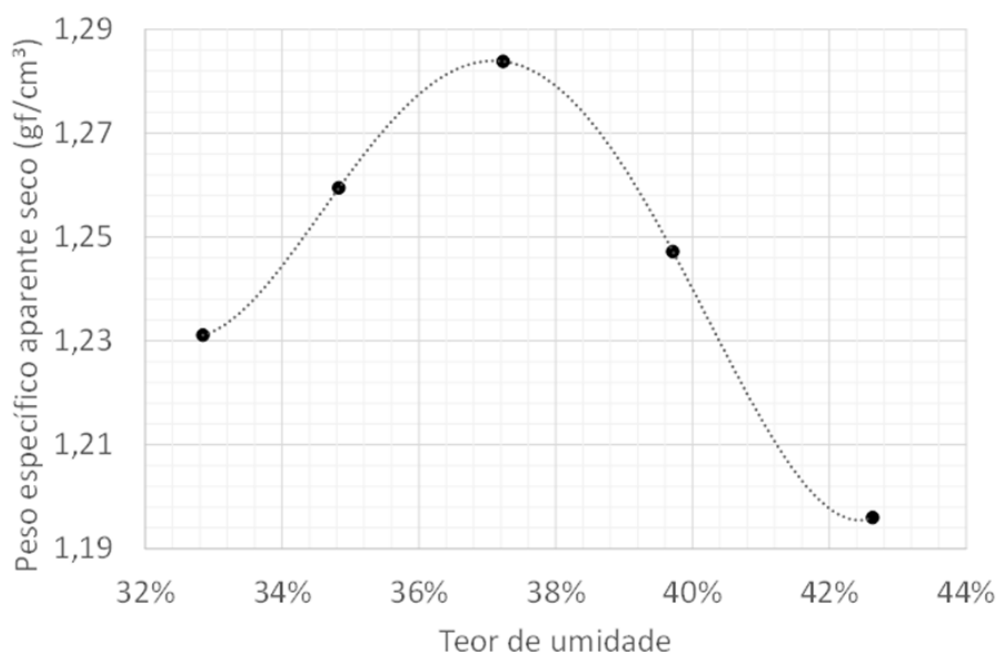
O terreno é caracterizado pela ocorrência de afloramentos do embasamento rochoso na região mais elevada, entre as cotas 1404 e 1408 (Figura 02). A rocha encontra-se bastante preservada, embora ocorram muitas juntas. Dentre todas as feições identificadas em campo, existe uma família de descontinuidades verticais com orientação 70°N que é mais frequente e perceptível. Estas juntas podem ser observadas na segunda imagem da Figura 03, onde um alinhamento auxiliar foi incluído.

Figura 03 – Afloramentos rochosos na área estudada.



Abaixo da cota 1404 o terreno é caracterizado por uma cobertura de solo residual (ou aterro), de coloração avermelhada a laranja (Figura 05). Esta camada tem espessura que chega a 80 cm em algumas áreas. O solo em questão foi submetido a ensaios de compactação e CBR para avaliação de sua aplicabilidade em corpos de aterro, obtendo-se **CBR de 19,8%** e **expansão de 1,25%** se compactado sob energia intermediária. A curva de compactação é mostrada na Figura 04.

Figura 04 – Curva de compactação do solo residual sob energia intermediária.



Ensaio de cisalhamento direto foram executados neste solo em corpos de prova compactados para fornecer os parâmetros necessários às análises de estabilidade destes possíveis aterros. O solo apresenta **ângulos de atrito de 38,2° e 30,8°** nas condições de pico e pós pico, respectivamente. O intercepto coesivo é nulo em ambos os casos.

Inspeções de campo com equipamento DCP demonstram que este solo apresenta atualmente, em campo, CBR inferior ao que poderia ser atingido se adequada compactação fosse efetuada.

Não foi possível amostrar este solo por duas razões: (i) a espessura entre a camada vegetal e a camada subjacente é pequena, e (ii) ocorrem fragmentos de rocha imersos na matriz de solo que comprometem o corte do solo ou cravação de cilindro amostrador.

Figura 05 – Solo residual (ou aterro).



Por isso, para este solo foram assumidos como parâmetros de resistência ao cisalhamento resultados obtidos em pesquisas prévias envolvendo solos residuais e coluvionares de basaltos/dacitos/riolitos formados nas escarpas e porção leste da formação Serra Geral, no Rio Grande do Sul e em Santa Catarina.

Podem ser mencionados aqui os trabalhos de Pinheiro (2000), Pinheiro et al. (2002), Silveira (2008, 2003), Bobermin (2011), Denardim (2005), Perazzolo (2003), Pereira (2006) e Rigo (2000, 2005).

Neste projeto foram avaliados, para a camada de solo em questão, parâmetros medidos em solos coluvionares de basalto. A decisão por tomar resultados de solos coluvionares se deve ao fato de que tais depósitos são menos consolidados que depósitos residuais, aproximando-se mais com o comportamento de aterros executados sem controle (caso a camada em questão não seja de fato um solo residual).

Assim, dentre os autores supracitados, tomou-se como referência os parâmetros de resistência obtidos por Pinheiro et al. (2002) em colúvios de basalto depositados sobre materiais provenientes de siltitos e arenitos da Bacia do Paraná. Segundo os autores, em estado crítico podem ser assumidos os parâmetros listados na Tabela 01. O peso específico aparente natural foi calculado considerando o peso específico aparente seco e a hipótese de a umidade do solo encontrar-se próximo à umidade referente ao limite de plasticidade.

Tabela 01 – Parâmetros de comportamento adotados para o solo residual (ou aterro) existente no local.

γ_d	1,23 gf/cm ³
LP	31%
φ'_{cv}	28°
c'	6,5 kPa

Abaixo do solo previamente mencionado, em uma transição bastante caótica, ocorre um material formado por muitos blocos de rocha de dimensões que variam de poucos centímetros até mais de 30 cm, hora imersos em uma matriz de solo, hora apenas separados por veios de solo. Assim, apesar da natureza rochosa, trata-se, aparentemente, de materiais escaváveis com ferramentas e maquinário convencionais.

Escavações feitas em áreas vizinhas para a construção de residências, expondo taludes verticais, demonstram que as rochas encontradas em pequena profundidade (<4 metros) encontram-se intensamente fraturadas. Parte do talude exposto na porção inferior da área demonstra esta situação (Figura 06). No restante de sua extensão o talude se encontra coberto por vegetação.

Embora as sondagens SPT fornecidas estejam normativamente desatualizadas e sejam inconclusivas, inspeções *in loco*, executadas pela equipe que desenvolveu o presente projeto, conseguiram avançar nesta camada com presença de rocha usando ferramentas manuais simples (pá e picareta), demonstrando não se tratar do embasamento em estado são.

Figura 06 – Exposição do subsolo na porção jusante da encosta, demonstrando a natureza descontínua da rocha.



Esta camada é de difícil interpretação para construção de modelos geomecânicos porque tem comportamento que transita entre o de solos (em uma escala macro) e o de rochas (em escala meso ou micro). A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento foi feita com base inicialmente na classificação de maciços rochosos (*Rock Mass Rating*) de Bieniawski (1979), seguida de um conjunto de retroanálises para refinamento dos parâmetros.

A classificação do maciço via RMR foi feita assumindo que o maciço tem:

- Resistência pontual (*Point Load test*) superior a 10 MPa;
- RQD < 25%;
- Descontinuidades espaçadas entre 6 cm e 20 cm;
- Descontinuidades com mais que 5 mm de espessura e preenchidas por solo fino;
- Água subterrânea ausente, apenas rocha úmida;
- Orientação das descontinuidades neutra com relação ao corte no talude.

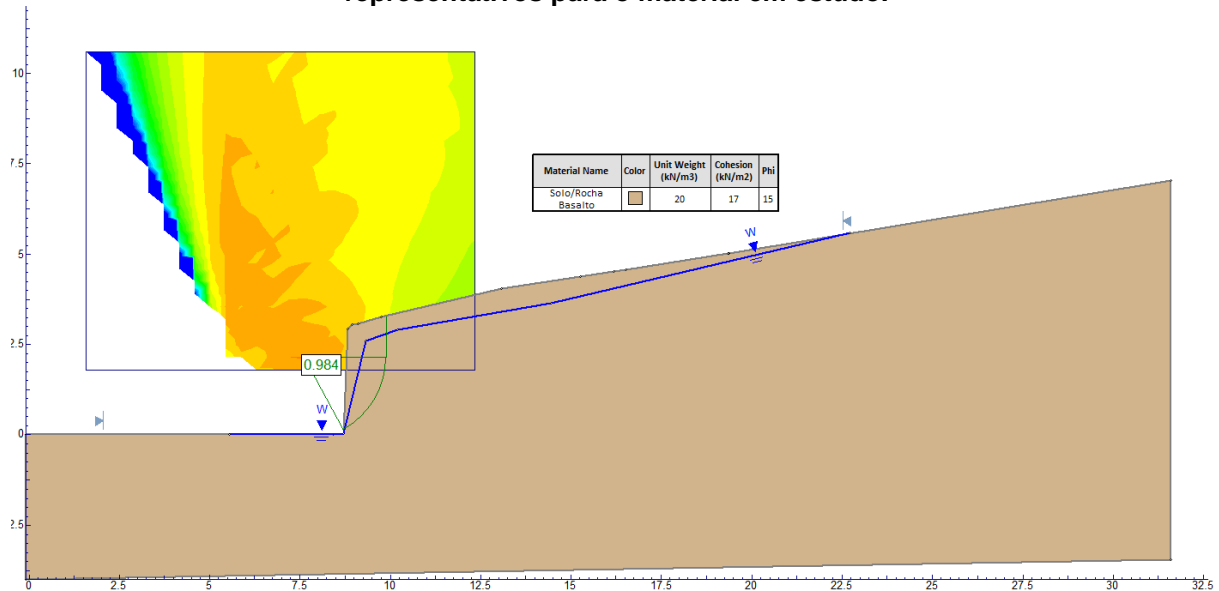
A partir destas informações obteve-se um RMR equivalente a 7, classe V, e, portanto, de comportamento pobre. Para estes materiais o modelo RMR assume os parâmetros dados na Tabela 02.

Tabela 02 – Parâmetros de comportamento indicados para a camada de rocha alterada conforme modelo RMR (Bieniawski, 1979).

ϕ'	< 15°
c'	< 100 kPa

Como ainda se trata de um intervalo muito amplo, o refinamento foi feito por retroanálise utilizando o modelo geomecânico apresentado na Figura 07.

Figura 07 – Modelo geomecânico com indicação dos parâmetros de resistência operacionais representativos para o material em estudo.



Este talude é formado por blocos de rocha descontínuos separados por juntas abertas frequentemente preenchidas por material de falha. Embora verticalizado e em geral estável, ocorrem desprendimentos de blocos que fazem regiões do talude assumir inclinação negativa. Relatos do morador vizinho ao talude dão conta de que enquanto não havia vegetação ocorriam movimentações de massa associadas às chuvas e decorrente fluxo de água, mas que com a plantação de vegetação trepadeira estes movimentos cessaram.

Assim, pode-se assumir o talude com condição marginal de estabilidade, cabendo identificar a partir do modelo geomecânico quais valores de coesão associados ao ângulo de atrito de 15° levariam a um FS=1 em uma superfície de ruptura junto à face do talude. Para isso adotou-se o método de Bishop Simplificado. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 03.

Tabela 03 – Parâmetros de comportamento refinados para a camada de rocha alterada.

ϕ'	15°
c'	17 kPa

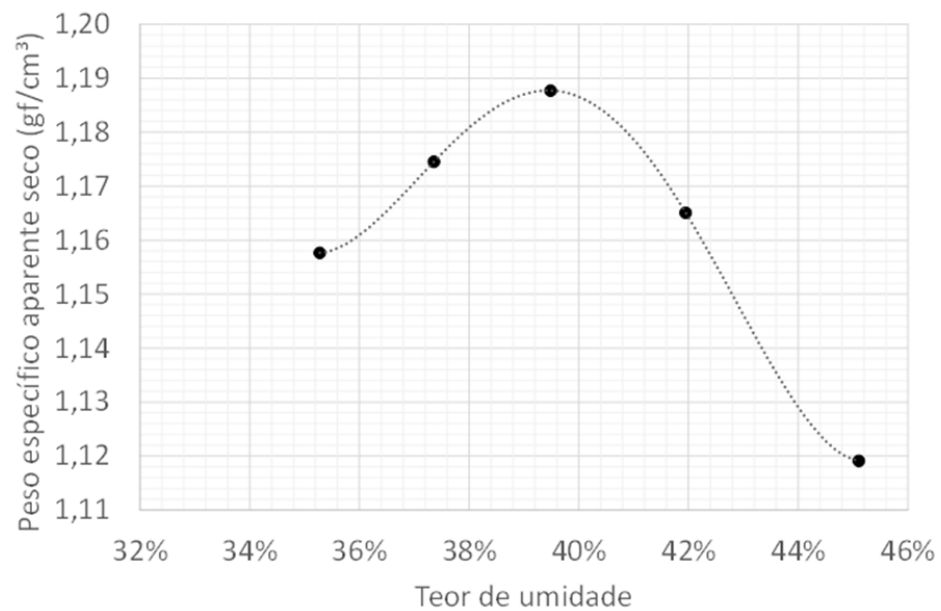
Na região externa à área onde hoje existe a escadaria, o terreno é recoberto por uma camada de solos de coloração preta a cinza (Figura 08) e grande quantidade de raízes e outros restos de vegetação. Este solo também foi submetido a ensaios de compactação e CBR, mas, por se tratar de camada vegetal prevê-se sua **completa remoção**. Quando compactado em energia intermediária o **CBR é da ordem de 7%**

e a **expansão de 0,83%**. A curva de compactação é mostrada na Figura 09 (para energia intermediária).

Figura 08 – Solo exposto na região externa à escadaria.

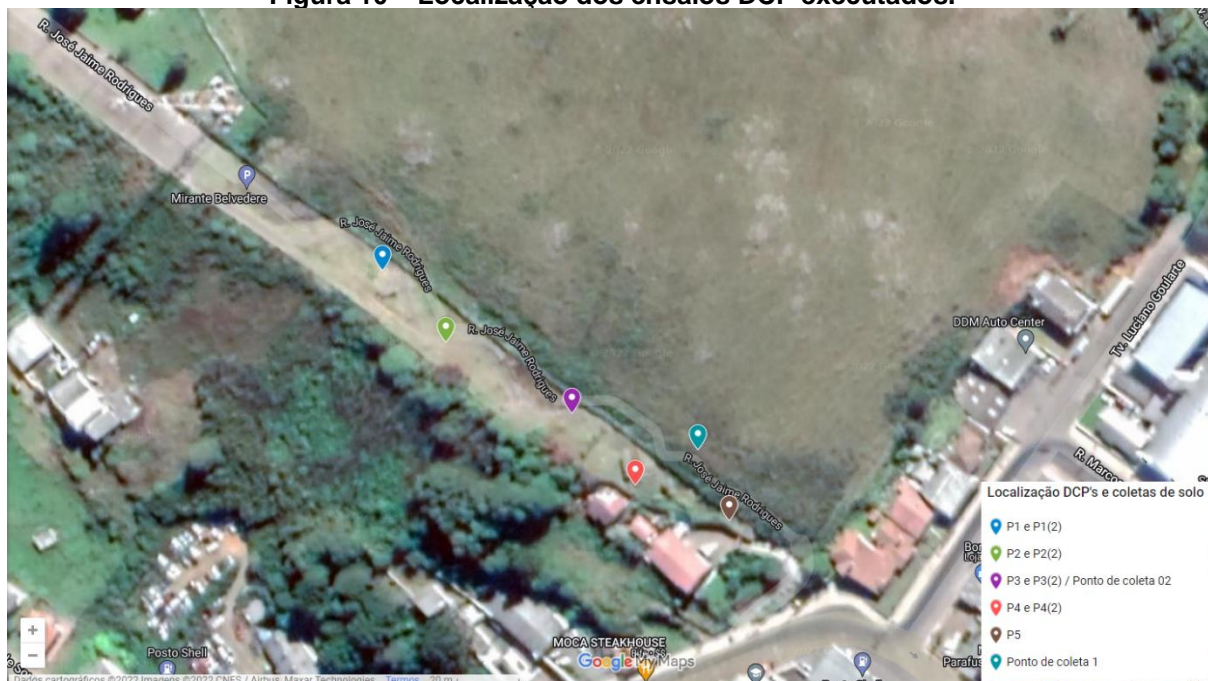


Figura 09 – Curva de compactação do solo de coloração preta (energia intermediária).



Além dos ensaios de CBR, é possível estimar o Índice de Suporte Califórnia por meio de ensaios de cone de penetração dinâmica (DCP). Nesse sentido, executou-se esse ensaio de campo em nove pontos (Figura 10), a fim de se obter informações do solo em seu estado natural.

Figura 10 – Localização dos ensaios DCP executados.



De acordo com a norma ASTM D6951/6951M – 18 (2018), o CBR *in situ* pode ser estimado a partir do índice de penetração (DN), em mm/golpe, obtido pelo ensaio DCP por meio da seguinte relação:

$$CBR = \frac{292}{DN^{1,12}}$$

O comportamento da relação entre golpes aplicados e penetração medida apresenta, geralmente, tendência linear ou bilinear. Dessa forma, pode-se empregar uma média para DN em função do ajuste linear obtido para a relação em questão, ou então avaliar a relação para cada intervalo, de maneira mais conservadora.

A Figura 11 apresenta uma nuvem de pontos para o CBR estimado a partir do ensaio DCP em função da profundidade da medição realizada, enquanto a Figura 12 dispõe os valores médios para as considerações de tendência linear previamente mencionadas.

Figura 11 – Nuvem de pontos para os valores de CBR estimados pelo DCP em função da profundidade da medição.

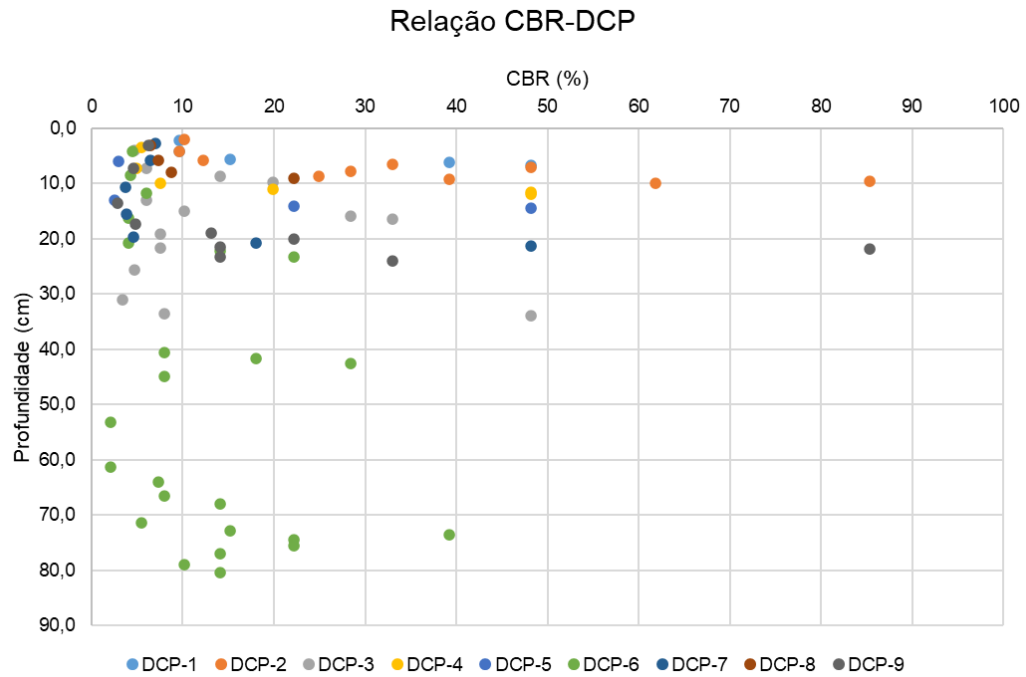
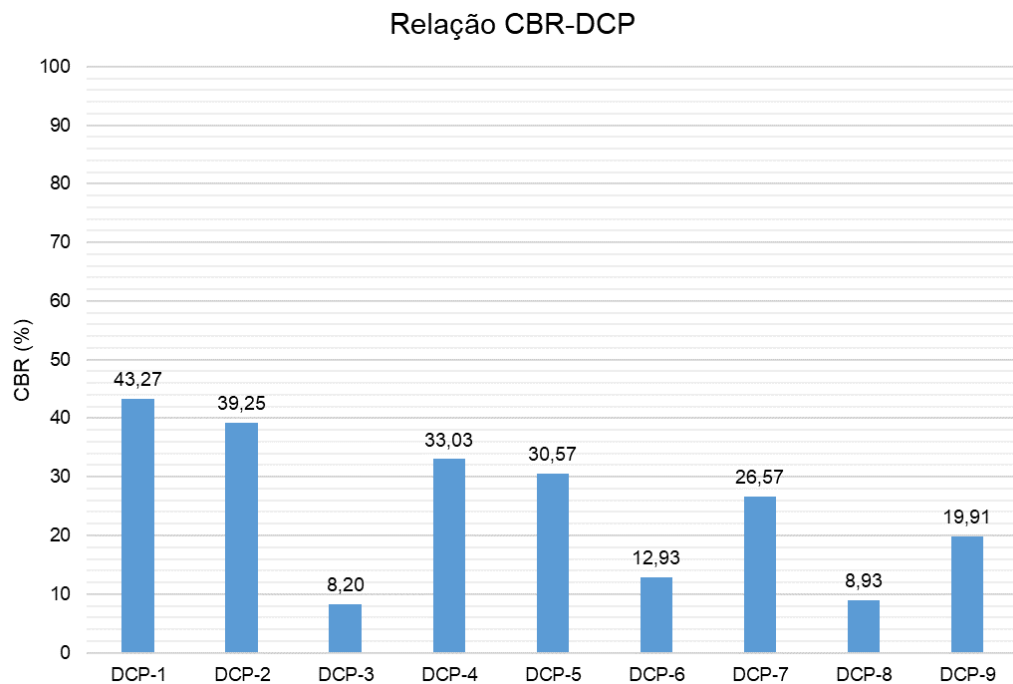


Figura 12 – Valores de CBR estimados pelo DCP em função da tendência de comportamento linear da relação entre golpes e penetração.



Nota-se que os resultados pontuais obtidos se concentram, em sua maioria, entre os Índices de Suporte Califórnia de 5% e 25%, o que indica baixa qualidade do solo como subleito de pavimento. A nuvem de pontos da Figura 11 auxilia, ainda, na definição da espessura da camada de solo a ser removido nas operações de

terraplenagem e preparação para pavimentação, de modo a garantir a qualidade da obra proposta.

3 PROJETO GEOMÉTRICO E DE SINALIZAÇÃO

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO GEOMÉTRICO

O objetivo do projeto em questão é a implantação de uma via sinuosa com utilização exclusivamente turística, onde os motoristas poderão contemplar a vista da cidade durante o trajeto. Devido à declividade e a sinuosidade da pista, foi considerada uma velocidade máxima de 10 km/h. Também foi determinado que o tráfego correrá em sentido único do ponto mais alto até o ponto mais baixo.

3.2 SOLUÇÃO GEOMÉTRICA PROJETADA

A seção transversal da Rua Sinuosa será composta por uma pista com largura de 4,00 metros em toda a sua extensão, e a conformação com o terreno existente ocorrerá através de taludes de corte e aterro. Os taludes de corte terão inclinação de 1V:1H e os taludes de aterro de 1V:1,5H, sendo a estabilidade desses taludes demonstrada posteriormente. A declividade transversal adotada foi de 2%, apresentando cume no eixo da via.

O trecho de acesso à Rua Sinuosa, denominado Eixo 02 e onde será executado um estacionamento para os turistas, será reconstruído em pavimento rígido de concreto de cimento Portland, mas apresentará a mesma conformação do pavimento existente atualmente.

Por tratar de uma via predominantemente turística, o traçado horizontal da via foi projetado visando a melhor conformação com a topografia e as dimensões do terreno existente, reservando espaço para a passagem do sistema de drenagem. As tabelas de raios utilizados no projeto são apresentadas subsequentemente.

Tabela 04 – Raios do Eixo 01, referente à Rua Sinuosa.

Nº da Curva	Raio (m)	Ângulo Central (AC)	PC/PI	PT
Início	-	-	0+00,000	-
1	10,00	38° 08' 28,7127"	0+06,008	0+12,665
2	15,00	80° 37' 49,2175"	0+13,754	1+14,863
3	10,00	98° 41' 58,6376"	2+14,060	3+11,286
4	7,50	113° 23' 57,7413"	4+03,492	4+18,336
5	6,00	114° 21' 51,3652"	5+13,642	6+05,619
6	6,00	114° 52' 23,3610"	7+03,346	7+15,376
7	6,00	110° 35' 29,3259"	8+12,967	9+04,548

8	14,00	85° 46' 53,8951"	9+14,754	10+15,714
9	24,00	48° 30' 01,2087"	11+17,568	12+17,884
10	11,00	91° 43' 24,4711"	12+18,802	13+16,412
11	10,00	48° 14' 56,9204"	14+12,845	15+01,266
12	15,00	14° 07' 49,0426"	15+01,873	15+05,572
Fim	-	-	15+06,841	-

Tabela 05 – Raios do Ramo 01, referente ao Acesso Particular.

Nº da Curva	Distância (m)	Raio (m)	Ângulo Central (AC)	PC/PI	PT
Início	-	-	-	0+00,000	-
1	9,279	7,00	75° 56' 53,7866"	0+04,518	0+13,797
Fim	-	-	-	0+19,614	-

A tabela subsequente, por sua vez, apresenta a relação dos eixos de projeto e estradas de ligação.

Tabela 06 – Relação dos eixos de projeto e ramais.

Eixo	Local	Estaca de início	Estaca de fim	Extensão (m)
Eixo 01	Rua Sinuosa	0+00,000	15+06,841	306,841
Eixo 02	Estacionamento	0+00,000	5+15,522	115,522
Ramal 01	Acesso particular	0+00,000	0+19,614	19,614
Total	-	-	-	441,977

O objetivo do traçado vertical é manter os níveis o mais próximo possível do terreno natural e ainda assim permitir que o trajeto seja realizado de forma segura. Para tanto, foram previstas rampas com inclinações variáveis ao longo do trecho. A inclinação máxima da via é de 19,50% e está localizada no trecho final da pista, onde os níveis do terreno são mais desfavoráveis.

Os detalhes de todas as rampas, comprimentos e parâmetros geométricos dos perfis verticais podem ser observados nas pranchas do projeto. Os relatórios de locação do projeto são apresentados nos anexos deste documento.

3.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO DE SINALIZAÇÃO

O projeto de sinalização viária tem como objetivos principais garantir a segurança do usuário, direcionar adequadamente os fluxos de veículos, impor limites e balizar a mobilidade urbana regional. Dessa forma, um projeto de sinalização pode ser dividido em dois principais grupos: o projeto de sinalização horizontal, e o projeto de sinalização vertical.

A sinalização horizontal constitui todos os elementos marcados sobre o pavimento da pista de rolamento, incluindo linhas, setas e textos. Sua função é fornecer informações que permitam que os usuários adotem comportamentos adequados, de modo a aumentar a segurança e a fluidez do trânsito, ordenar o fluxo de tráfego, canalizar e orientar os usuários da via (CONTRAN, 2007).

A transmissão de informações pela sinalização horizontal aos usuários deve se dar de forma que possibilite a percepção, interpretação e entendimento de maneira simples, e sem que haja desvio de atenção por parte do usuário. Portanto, devem ser empregados símbolos típicos que sejam reconhecidos por qualquer pessoa, indiferentemente de sua origem ou da frequência de utilização da via (CONTRAN, 2007).

O Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) define a utilização de cinco cores para a sinalização horizontal: amarela, branca, vermelha, azul e preta. Além disso, cinco são os tipos de sinalização horizontal: marcas longitudinais, transversais, de canalização, de delimitação e controle de parada ou estacionamento, e inscrições no pavimento.

A sinalização vertical, por sua vez, utiliza de sinais apostos sobre placas verticalmente fixadas ao lado da pista de rolamento para fornecer informações que permitam aos usuários adotar os comportamentos adequados (CONTRAN, 2007). Essa sinalização pode ser subdividida em sinalização vertical de regulamentação, de advertência e de indicação, e todos os elementos deverão atender a diagramação apresentada pelo CONTRAN.

Além disso, conforme o CONTRAN (2007), toda e qualquer sinalização de trânsito deverá seguir os seguintes princípios:

- Legalidade;
- Suficiência;
- Padronização;
- Clareza;
- Precisão;
- Confiabilidade;
- Visibilidade;
- Legibilidade;
- Manutenibilidade;

- Conservação.

3.4 ESPECIFICAÇÕES DE MATERIAIS PARA SINALIZAÇÃO

Deve-se empregar tinta acrílica à base de água, com microesferas de vidro para a execução de marcações no pavimento. As microesferas retrorrefletivas a serem utilizadas poderão ser de dois tipos:

- Tipo IB: misturada à tinta na máquina;
- Tipo IIA: aplicada por aspersão, quando da aplicação da tinta.

As tachas e tachões refletivos serão do tipo bidirecional, contendo na parte inferior um dispositivo para fixação ao pavimento, além da colagem da superfície inferior sobre a superfície do pavimento. As dimensões e espaçamentos estão definidas no projeto.

Os suportes de placa deverão ser em tubo de aço galvanizado com costura, classe média, DN 2 1/2". As dimensões dos tubos foram definidas no projeto de sinalização. As chapas para placas de sinalização deverão ser zincadas (mínimo de 270 g de zinco/m²).

As placas terão uma face pintada na cor preta semi-fosca, e a outra face nas cores padrões. As letras, símbolos e números poderão ser confeccionados de acordo com um dos seguintes procedimentos:

- Películas refletivas coladas sobre chapas metálicas pintadas;
- Por serigrafia sobre películas refletivas de fundo das chapas metálicas.

Para a fixação das placas aos suportes, deverão ser utilizados parafusos zincados, presos por arruelas e porcas. As dimensões, cores das placas e os locais de fixação, bem como as dimensões dos parafusos e acessórios estão definidos no projeto de sinalização.

3.5 QUANTITATIVOS DA SINALIZAÇÃO

A partir do projeto de sinalização executado, pode-se quantificar os materiais envolvidos nas obras em questão. Os valores apresentados para a sinalização

horizontal na tabela subsequente foram estimados dentro de um limite aceitável para tal.

Tabela 07 – Quantitativos da sinalização horizontal.

Tipo	Material	Quantidade
Pintura de faixa horizontal (e = 10 cm)	Tinta branca com microesferas de vidro	61,00 m ²
Pintura de seta e/ou dizeres na pista (cor branca)	Tinta branca com microesferas de vidro	220,01 m ²
Pintura de seta e/ou dizeres na pista (cor amarela)	Tinta amarela com microesferas de vidro	31,40 m ²
Pintura de seta e/ou dizeres na pista (cor azul)	Tinta azul com microesferas de vidro	9,76 m ²
Tachinha bidirecional branca	Polímero com elemento refletivo branco	154 un.

Os quantitativos da sinalização vertical contemplam somente o número de cada tipo de placa, devendo-se ater à necessidade de postes para suporte da placa, parafusos, porcas, arruelas, cantoneiras (ou abraçadeiras), assim como de concreto de cimento Portland para ancoragem do conjunto placa-suporte.

Tabela 08 – Quantitativos da sinalização vertical.

Placa	Nome	Quantidade
R-1	Parada obrigatória	02
R-19 (10 km/h)	Velocidade máxima permitida (10 km/h)	03
A-3a	Pista sinuosa à esquerda	01
A-32a	Trânsito de pedestres	04
A-32b	Passagem sinalizada de pedestres	12
A-45	Rua sem saída	01

3.6 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA A SINALIZAÇÃO HORIZONTAL

A sinalização deverá atender às resoluções cabíveis do CONTRAN, ao manual de sinalização rodoviária do DNIT, ao manual brasileiro de sinalização de trânsito do CONTRAN e às especificações gerais do DEINFRA (SC). É recomendado, também, o atendimento às normas relativas à sinalização apresentadas pela ABNT.

Todos os serviços referentes à implantação do projeto de sinalização horizontal serão executados em conformidade com as prescrições desta especificação, a menos que de outra forma seja autorizado pela fiscalização. Todos os serviços executados estarão sujeitos à aprovação da fiscalização.

As marcações no pavimento devem ser feitas com material que apresente refletividade, garantindo visibilidade sob qualquer grau de luminosidade.

A recomendação por parte do projetista é pelo emprego de tinta acrílica à base de água, com boa aderência a microesferas de vidro, as quais também deverão ser utilizadas. O rendimento da tinta poderá ser estimado em 40 m² de pintura para cada balde de 18 L, ou conforme especificação do fabricante.

As microesferas de vidro deverão ser inseridas por aspersão sobre a pintura ou misturadas à tinta. Recomenda-se a mistura de microesferas de vidro I-B na tinta, antes da aplicação, com consumo de 4,5 kg de microesferas para cada balde de 18 L, ou conforme especificação do fabricante. Será admitido o emprego, por parte do executor, de tintas pré-fabricadas com microesferas de vidro, específicas para pintura viária, desde que tecnicamente justificado.

O emprego de outras soluções para pintura, além do recomendado, deverá ser apresentado à fiscalização para avaliação, a qual poderá aprovar desde que seja garantida a qualidade da pintura para uma durabilidade mínima de 3 anos.

A execução deverá ser por aspersão, utilizando de dispositivos manuais pressurizados e/ou equipamentos específicos para pintura de pavimentos. Cabe ao executor a definição do procedimento executivo e dos dispositivos empregados na pintura, assim como a apresentação de relatório à fiscalização.

A aplicação da sinalização horizontal em superfícies de pavimentos novos deverá respeitar o período de cura do revestimento. Não deve ser admitida a execução de pintura em pavimento durante o seu período de cura. Também não será permitido o trânsito sobre a pintura enquanto a mesma não se apresentar seca.

Para a execução da sinalização horizontal, a superfície do pavimento deverá estar seca, livre de sujeira, óleos, graxas ou qualquer material que possa comprometer a aderência pintura-pavimento.

Para a reaplicação da sinalização, após verificado desgaste devido ao uso e a intempéries, deverá ser garantida a completa superposição entre a antiga e a nova inscrição. Caso não seja possível garantir a superposição completa, a sinalização antiga deverá ser totalmente removida.

As cores empregadas deverão respeitar a indicação do projeto, permitindo a alteração para cores distintas desde que as mesmas estejam em respeito ao proposto pelo CONTRAN.

As características geométricas das faixas, marcas e símbolos de sinalização horizontal deverão respeitar as seguintes diretrizes:

- Linhas de bordo (LBO): largura de 10 cm em todos os locais indicados em planta, inseridas em “offsets” de 10 cm, com coloração branca;
- Linhas de retenção (LRE): largura de 40 cm em todos os locais indicados em planta, com coloração branca;
- Faixas de travessia de pedestres (FTP-1, tipo zebra): largura das linhas de 40 cm, espaçamento entre linhas de 40 cm e comprimento de 400 cm, em todos os locais indicados em planta, com coloração branca;
- Marcas delimitadoras de estacionamento regulamentado (MER): espessura de 10 cm, delimitando vagas de 240 cm de largura e 480 cm de comprimento. Para as vagas para deficientes físicos deverá haver delimitação adjacente semelhante a um ZPA, mas com linhas de 10 cm de largura espaçadas em 30 cm e dispostas a 45° do contrafluxo da vaga, em um quadrilátero de 120 cm por 480 cm de lado. Emprega-se a pintura em amarelo por questões estéticas;
- Símbolo indicativo de local de estacionamento de veículos que transportem ou sejam conduzidos por pessoas portadoras de deficiências físicas (DEF): deve apresentar as características geométricas apresentadas pelo CONTRAN, sendo admitida a variação de escala do símbolo, com coloração azul e branca;
- Setas indicativas de posicionamento na pista para a execução de movimentos (PEM): devem apresentar as características geométricas idênticas ou análogas às apresentadas pelo CONTRAN, sendo admitida a variação de escala das setas para melhor locação em campo;
- Legendas (PARE, IDOSO): devem apresentar as características geométricas idênticas ou análogas às apresentadas pelo CONTRAN, assim como fontes compatíveis, sendo admitida a variação de escala das legendas para melhor locação em campo. Devem possuir o texto em cor branca (a marcação “idoso” pode apresentar fundo em quadrilátero de coloração azul).

As características geométricas descritas nesta especificação para a sinalização horizontal poderão ser alteradas pelo executor mediante prévia apresentação da proposta à fiscalização, desde que a resposta obtida seja afirmativa.

As tachinhas bidirecionais deverão ser instaladas somente após a secagem da pintura da linha sob a qual as tachinhas serão instaladas. Deverá ser garantido que o pavimento esteja seco e limpo antes da instalação das tachinhas, as quais deverão respeitar o distanciamento definido em planta, de 400 cm entre dispositivos.

O centro da tachinha deverá convergir com o eixo da linha subjacente, devendo-se marcar o alinhamento previamente à instalação. Esses dispositivos deverão ser instalados sem perfurações no pavimento, empregando-se cola adequada juntamente a um catalisador.

Deve-se garantir que a tachinha esteja assentada adequadamente, ou seja, de forma plana em relação ao pavimento, e sem desalinhamentos. Recomenda-se a aplicação de força vertical sobre a tachinha antes da secagem da cola, de modo a reduzir os vazios na interface pavimento-tachinha, garantindo qualidade da instalação do dispositivo.

3.7 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA A SINALIZAÇÃO VERTICAL

A sinalização deverá atender às resoluções cabíveis do CONTRAN, ao manual de sinalização rodoviária do DNIT, ao manual brasileiro de sinalização de trânsito do CONTRAN e às especificações gerais do DEINFRA (SC). É recomendado, também, o atendimento às normas relativas à sinalização apresentadas pela ABNT.

Todos os serviços referentes à implantação do projeto de sinalização vertical serão executados em conformidade com as prescrições desta especificação, a menos que de outra forma seja autorizado pela fiscalização. Todos os serviços executados estarão sujeitos à aprovação da fiscalização.

As placas deverão apresentar as cores definidas pelo CONTRAN, ou seja, vermelho, amarelo, preto e/ou branco, assim como estarem compatíveis com as dimensões apresentadas na prancha desse projeto, as quais:

- Sinais de advertência com forma quadrada de lado com 50 cm, orla externa amarela de 1,0 cm e interna preta de 2,0 cm;

- Sinais de regulamentação com forma circular de diâmetro de 50 cm e orla vermelha de 5 cm;
- Sinais de regulamentação com forma octogonal de lado com 25 cm, orla interna branca de 2,0 cm e orla externa vermelha de 1,0 cm.

Poderão ser empregadas placas com as dimensões distintas recomendadas pelo CONTRAN. Os caracteres alfanuméricos deverão apresentar as fontes “Helvética Medium”, “Arial”, “Standard Alphabets for Highway Signs and Pavement Markings” ou fontes similares.

As placas deverão ser retrorrefletivas, confeccionadas em chapas de aço laminadas a frio e galvanizadas por imersão (mínimo de 270 g de zinco/m²) a quente ou em alumínio composto (ACM), com espessura mínima de 1,25 mm e máxima de 3 mm. Os sinais deverão ser executados com pintura eletrostática ou películas retrorrefletivas de esferas inclusas, esferas encapsuladas ou lentes prismáticas. O verso da placa deverá ser pintado na cor preta, semi-fosca e não deve refletir luz.

Os suportes deverão ser simples e em aço galvanizado a quente (com costura, classe média), garantindo altura livre de 210 cm (altura entre a extremidade inferior da placa e o topo da superfície a qual a placa está instalada). Para tal, deverão apresentar perfil cilíndrico com diâmetro de 2 1/2” e comprimento de 3 metros.

Os suportes deverão apresentar aletas na base a ser inserida no terreno, com função anti-giro que garante a ancoragem. A placa será fixada ao suporte por meio de parafusos, porcas e arruelas, empregando-se cantoneira para o travamento do conjunto superior. Alternativas para instalação com abraçadeiras também são permitidas.

A instalação do conjunto placa-suporte não poderá ser realizada nos pavimentos de concreto de cimento Portland e de concregrama. É permitida a instalação nos passeios, desde que a placa não interfira na movimentação de pedestres, recomendando-se a instalação dessas placas antes da construção do passeio.

O conjunto deve ser instalado fazendo ângulo entre 93° e 95° em relação ao fluxo de tráfego, voltada para o lado externo da via, evitando o reflexo especular possivelmente ocasionado pelos faróis dos veículos ou pela incidência de raios solares.

A borda mais externa das placas deverá ficar inserida fora do domínio da faixa de rolamento, e é recomendado inclinação de 3° em relação ao eixo vertical, em direção ao hipotético veículo que alcança a placa, conforme indicado nas pranchas do projeto.

A instalação deverá ser realizada manualmente, conforme o seguinte procedimento:

- Fixa-se a placa ao suporte com cantoneiras (ou abraçadeiras), empregando-se, para a correta fixação, parafusos, porcas e arruelas;
- Abre-se uma cava com 20 cm de diâmetro, e ao menos 55 cm de profundidade. A profundidade deverá variar em função do vão livre da placa, que não deverá ser inferior a 210 cm;
- Posiciona-se o suporte na cava, com o lado com as aletas voltado para baixo, e centraliza-se o conjunto, garantindo o correto alinhamento e a subverticalidade indicada;
- Preenche-se a cava com concreto de cimento Portland, garantindo a ancoragem do conjunto placa-suporte;
- Executa-se o revestimento sobre a face superior da região ancorada com concreto, empregando-se o mesmo material presente adjacientemente.

Recomenda-se o emprego de escoras para garantir o alinhamento durante o período de endurecimento do concreto, uma vez que o vento poderá desalinhar o conjunto placa-suporte.

O concreto de cimento Portland poderá ser produzido em campo, e o procedimento executivo poderá ser distinto ao apresentado, desde que previamente apresentado à fiscalização e garantida a correta ancoragem do conjunto placa-suporte.

4 TERRAPLENAGEM

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As obras de terraplenagem são de extrema relevância para a conformação da plataforma do pavimento em questão. Por meio delas, almeja-se obter uma superfície com declividade adequada para o tráfego de veículos e que proporcione conforto e qualidade ao pavimento.

Os principais parâmetros de enfoque em uma operação de terraplenagem são os volumes de corte e aterro. Dessa forma, busca-se alcançar um equilíbrio entre esses volumes, reduzindo gastos excessivos com bota-foras e material de aterro, levando sempre em consideração o projeto geométrico da via e as declividades limites do projeto.

Evitar gastos com bota-foras é de difícil obtenção na engenharia, uma vez que a camada superficial de solo costuma apresentar péssimas propriedades geotécnicas, sendo sua remoção necessária. Ao mesmo tempo, deve-se conhecer as propriedades do solo mobilizado entre corte e aterro no terreno, de modo a garantir qualidade da operação de terraplenagem.

Além disso, um objetivo importante deste tipo de obra é a minimização de riscos geotécnicos relativos à instabilidade de taludes. Para tal, deve-se prever contenções sempre que necessário, mas se atendo aos custos dessas obras, os quais podem encarecer substancialmente o projeto.

4.2 SOLUÇÃO PROJETADA

As operações de terraplenagem para a obra em questão levaram em consideração, no que tange ao objetivo principal, somente a necessidade de conformação da plataforma para o pavimento da via e do acesso a uma residência local. Nesse sentido, as adjacências da plataforma não serão topograficamente alteradas pelas operações desse projeto.

Mesmo assim, é indispensável que o projeto leve em consideração os aspectos geotécnicos inerentes à implantação da via, como a estabilidade dos taludes da plataforma, a estabilidade de encostas de terrenos próximos à via (edificados ou

não) e a qualidade do subleito para o assentamento do pavimento. Nesse sentido, são apresentados, em planta, locais de potencial risco geotécnico, aos quais medidas de estabilização deverão ser tomadas, garantindo segurança geotécnica.

Resultado do programa de investigação geotécnica realizado pela equipe que desenvolveu esse projeto, recomenda-se a execução dos seguintes serviços durante as operações de terraplenagem:

- Remoção total da camada de solos de coloração preta a cinza com grande quantidade de raízes e outros restos de vegetação localizados na região externa à área onde hoje existe a escadaria;
- Remoção de cerca de 15 cm da espessura do solo superficial (com raízes e vegetação) nas regiões onde haverão aterros para a execução da plataforma do pavimento;
- Escarificação, remoção de blocos de rocha e outros materiais semelhantes e compactação do solo de subleito previamente à execução da plataforma da via.

Conforme ressaltado em 2.4, nas cotas mais altas há afloramentos do embasamento rochoso, havendo necessidade de pequenos desmontes desse material em regiões por onde o pavimento se desenvolve. Além disso, as restrições geométricas no que tange sobretudo ao projeto altimétrico impedem a plena compensação dos volumes de corte e aterro. Como resultado, notam-se volumes de corte substancialmente superiores aos de aterro.

4.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

O projeto em questão prevê a execução de cortes e aterros no terreno natural, o que implica uma modificação das condições atuais de estabilidade da encosta. Tendo isto em conta, foram executadas análises de estabilidade em diferentes seções transversais ao longo da via, de forma a atestar a segurança das intervenções, e detectar áreas que requerem maiores cuidados.

Foram analisadas as seguintes seções transversais, nas quais ocorrem as maiores alturas de corte e/ou aterro, conforme o projeto geométrico proposto:

- 4+12,00;

- 4+12,00 com um hipotético muro de contenção (sem dimensionamento);
- 9+00,60;
- 11+10,00;
- 13+10,00;
- 13+18,00.

O talude foi assumido inicialmente em estado seco, já que sistemas de drenagem devem garantir que a água advinda das chuvas não leve o lençol freático a uma cota elevada. Análises com o talude saturado também foram efetuadas.

Para cada seção foram executadas análises considerando o terreno existente com parâmetros do solo residual em estado natural, as quais:

- CASO A: parâmetros propostos por Pinheiro et al. (2002);
- CASO B: parâmetros relativos à mistura de solo e rocha (parâmetros obtidos por retroanálise).

A decisão de executar as análises com dois pares de parâmetros de resistência se deve à distribuição espacial não muito clara destes materiais em campo e ao fato de as sondagens SPT não serem conclusivas. Exceção é a seção 13+18,00, onde se estudou a estabilidade do talude apenas considerando o CASO B, já que há exposição do material existente, permitindo sua identificação.

Os materiais e parâmetros adotados nas análises são sumarizados na Tabela 09 e o método utilizado foi o de Bishop Simplificado. Os resultados obtidos nas análises são mostrados a seguir.

Tabela 09 – Parâmetros de comportamento adotados nas análises de estabilidade.

	γ' (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	CASO
Aterro compactado	17,3	1,0*	31,0	A/B
Solo/Rocha	17,0	6,5	28,0	A
Rocha alterada	20,0	17,0	15,0	B
Gabião	20,0	Resistência infinita		A/B

* Valores inferiores a 1,0 levam as análises a apontar a superfície crítica na superfície do terreno, o que não representa o que ocorre em aterros com cobertura vegetal.

Neste projeto assume-se, conforme instruções constantes na NBR 11682/2009, que o mínimo fator de segurança a ser atingido é 1,5. Isto porque

entende-se que uma ruptura nesta área apresenta alto risco à vida humana e médio risco material e ambiental.

Considerando representativos os parâmetros e condições de contorno adotados, verifica-se que as intervenções (cortes) e aterros propostos são estáveis e seguros em todas as seções analisadas, com exceção à seção 13+18,00, onde o FS obtido é inferior à 1,5 (da ordem de 1,1, sendo estável, mas não seguro).

A condição insatisfatória nesta seção de análise já era esperada. Atualmente, mesmo sem a construção da via, o talude existente aos fundos da residência localizada na curva da rua Aristides Cassão já se encontra em condição marginal, e que, independentemente da construção da via ou não, deveria ser estabilizado. Nesta região, junto à edificação, recomenda-se que uma das duas medidas a seguir sejam executadas previamente à construção da via:

- Escavação do material existente e construção de um muro de gabião até a altura do aterro na região da estaca 13+0,80;
- Grampeamento do talude com chumbadores associados a um revestimento superficial com tela metálica de alta resistência, levando em conta que sobre o talude haverá um muro (gabião, por exemplo) para conter o aterro que será executado para a construção da via.

Situação similar à já reportada (estaca 13+0,80) também se observa na região da estaca 10+10,00, onde residências encontram-se construídas junto a um corte vertical executado na elevação. A construção da via envolverá a execução de um aterro muito próximo à borda desse talude. Neste caso, além das duas soluções indicadas anteriormente, sugere-se avaliar a viabilidade econômico-social de remoção das duas edificações localizadas junto do talude.

Salienta-se que este projeto não trata do dimensionamento destas soluções, o que deve ser feito à parte. As figuras subsequentes apresentam as análises de estabilidade realizadas.

Figura 13 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 (CASO A – SECO).

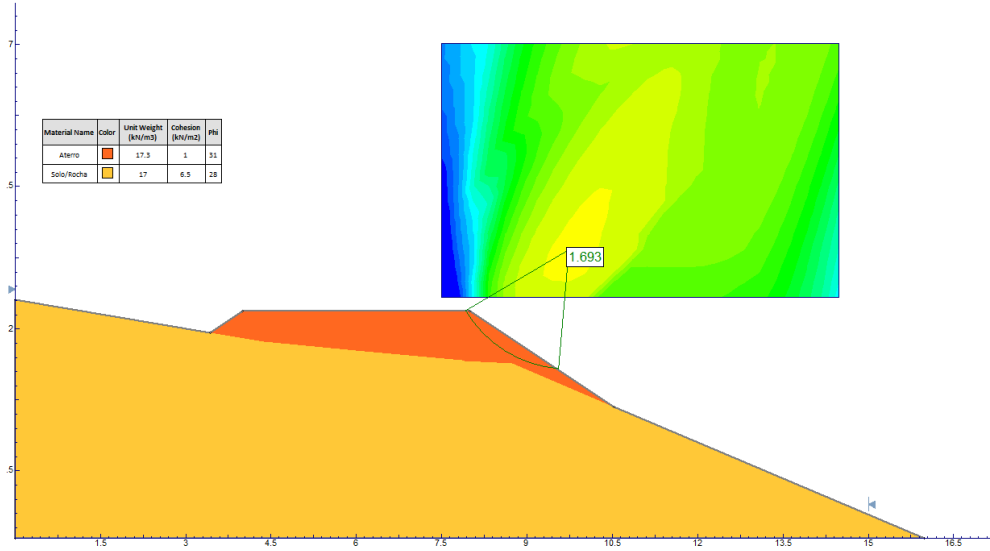


Figura 14 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 (CASO A – SATURADO).

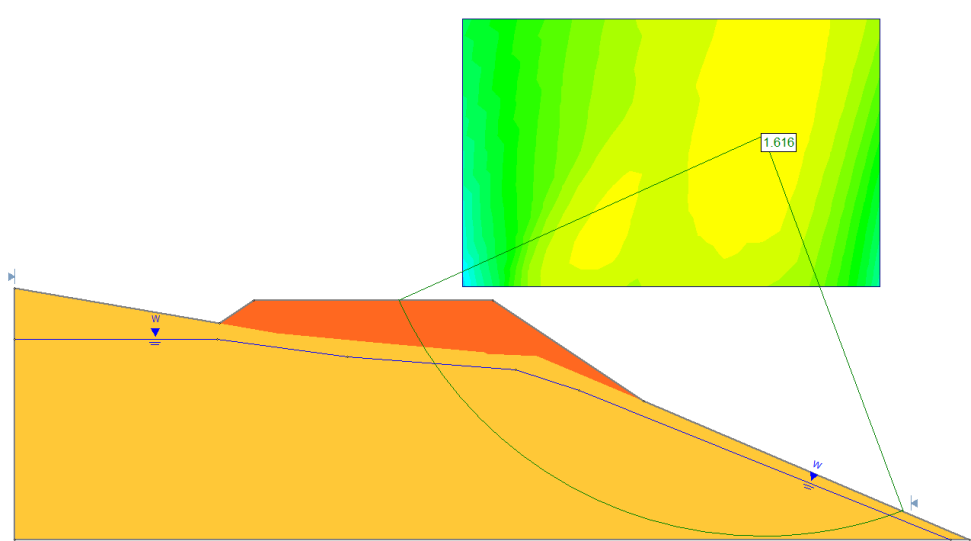


Figura 15 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 (CASO B – SECO).

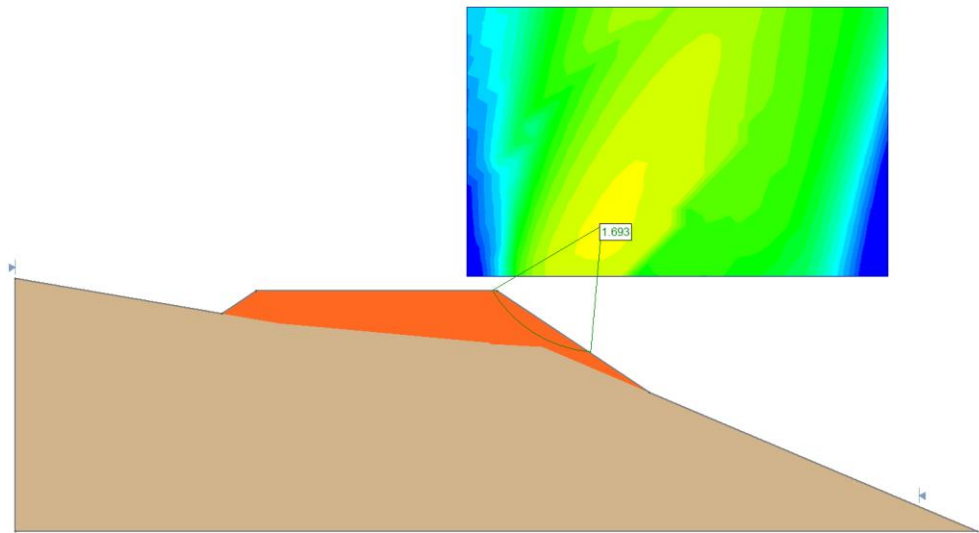


Figura 16 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 (CASO B – SATURADO).

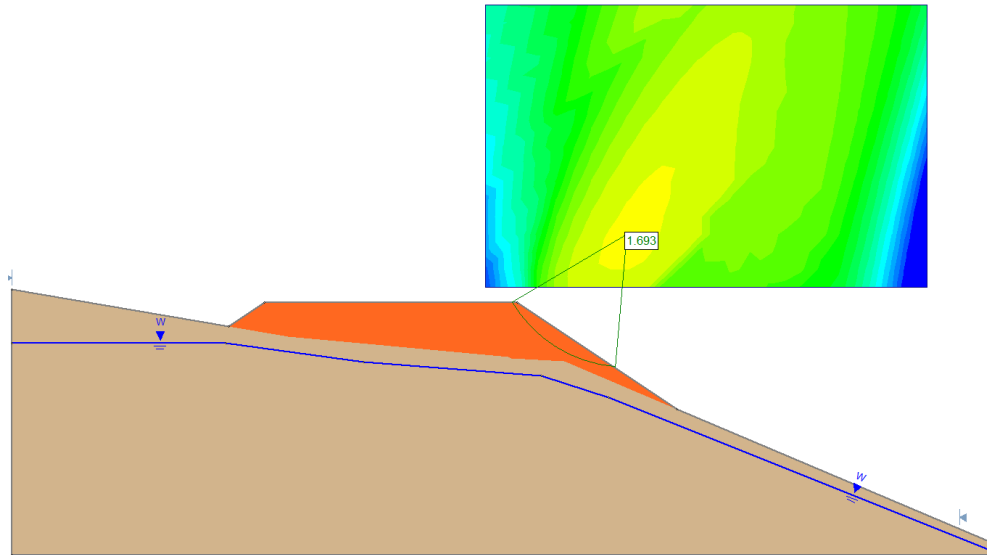


Figura 17 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 com muro (CASO A – SECO).

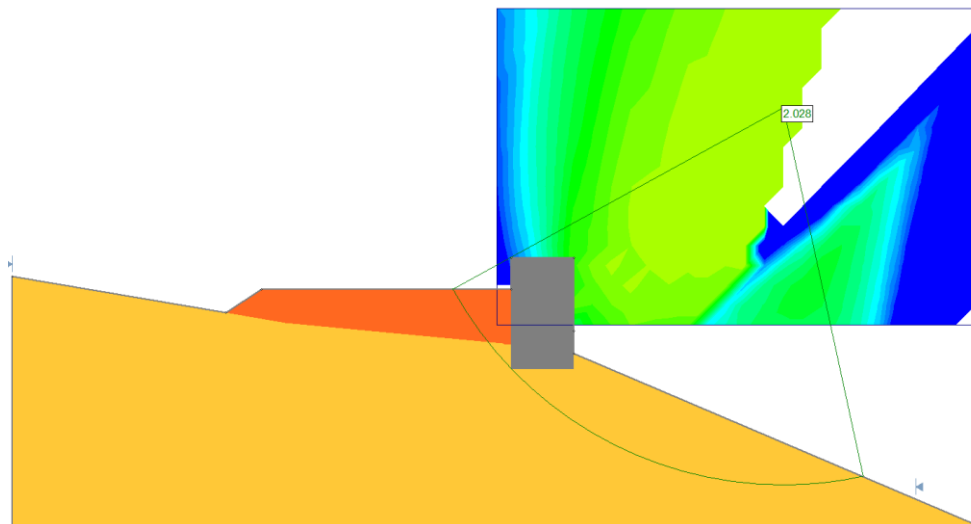


Figura 18 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 com muro (CASO A – SATURADO).

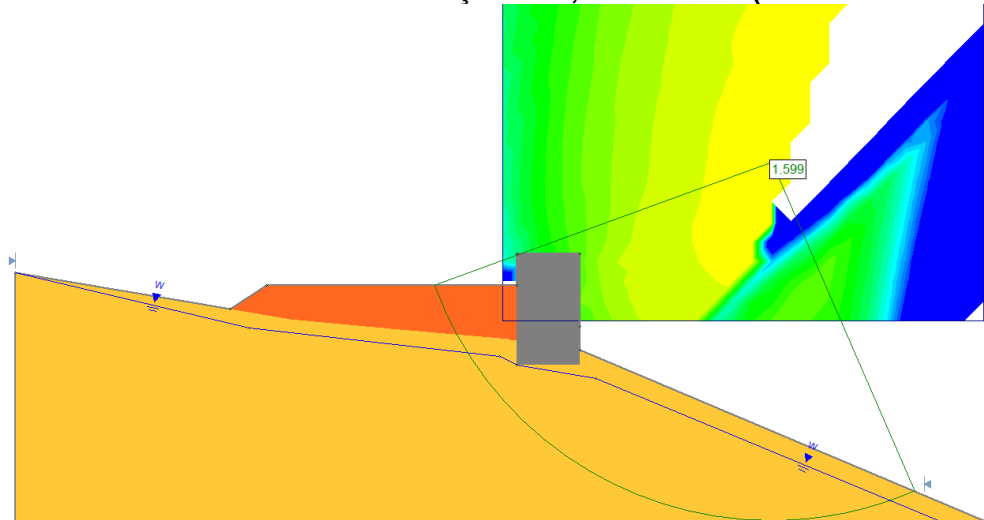


Figura 19 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 com muro (CASO B – SECO).

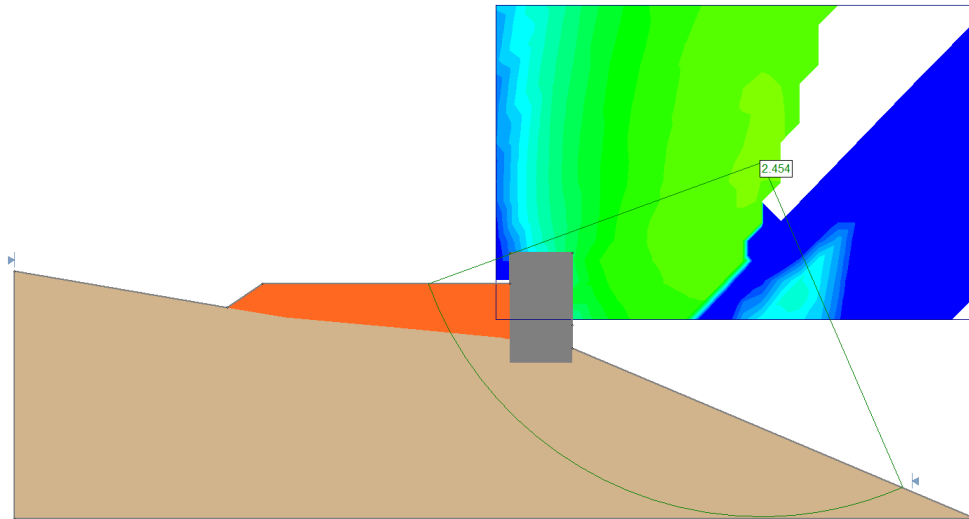


Figura 20 – Análise de estabilidade da seção 4+12,00 com muro (CASO B – SATURADO).

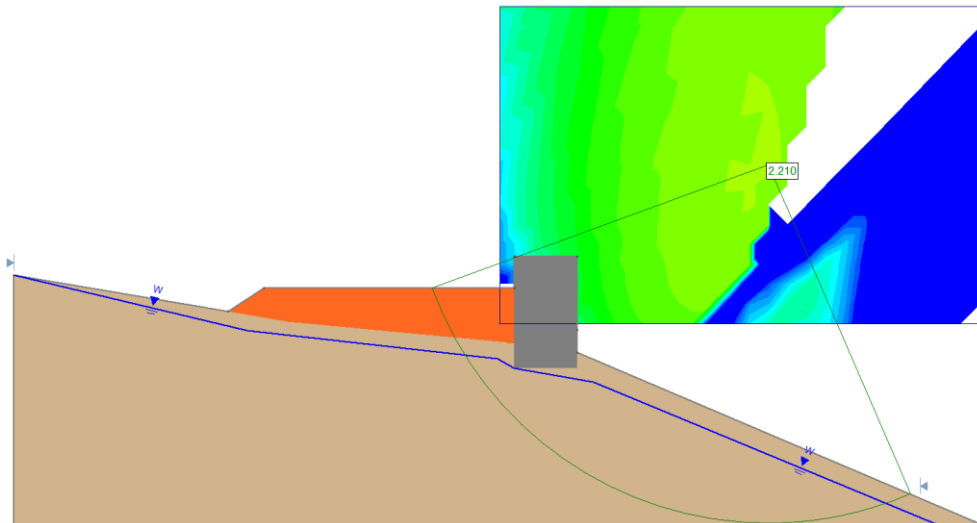


Figura 21 – Análise de estabilidade da seção 9+0,60 (CASO A – SECO).

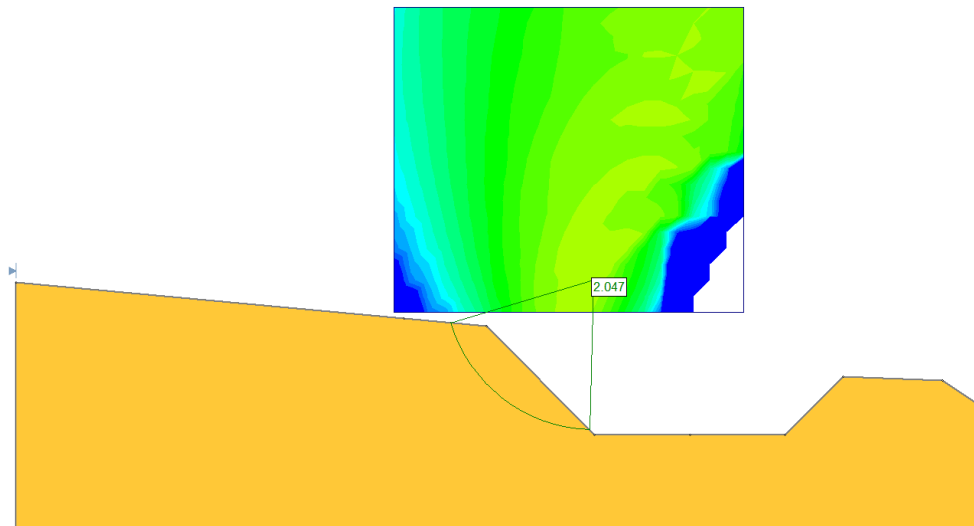


Figura 22 – Análise de estabilidade da seção 9+0,60 (CASO A – SATURADO).

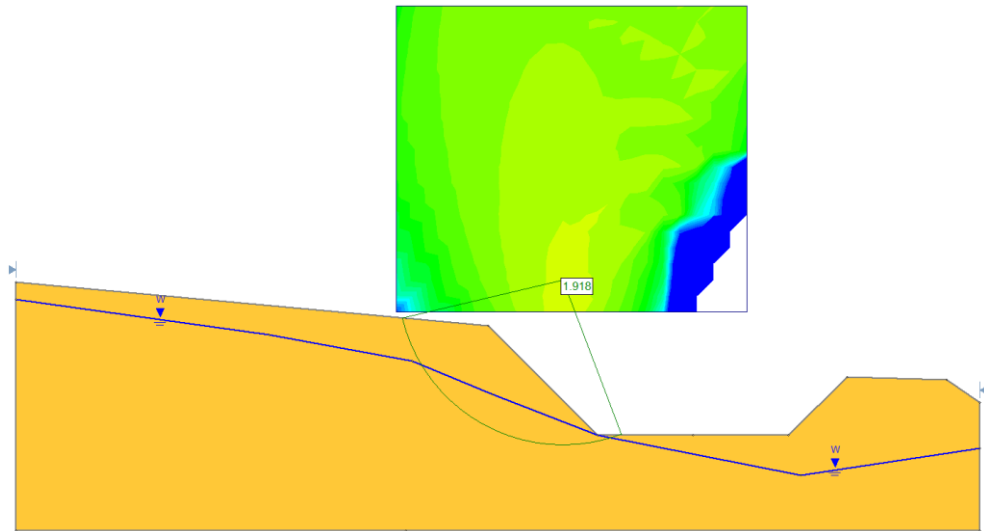


Figura 23 – Análise de estabilidade da seção 9+0,60 (CASO B – SECO).

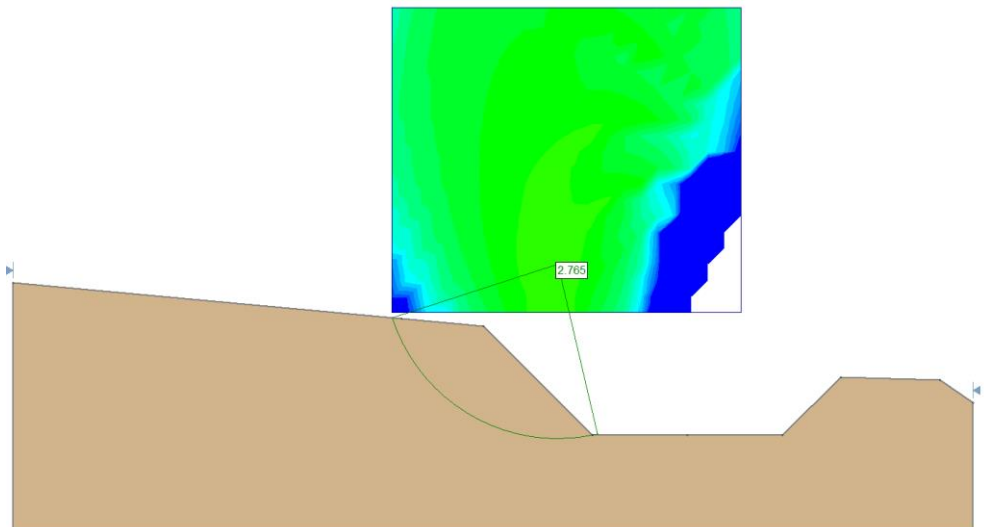


Figura 24 – Análise de estabilidade da seção 9+0,60 (CASO B – SATURADO).

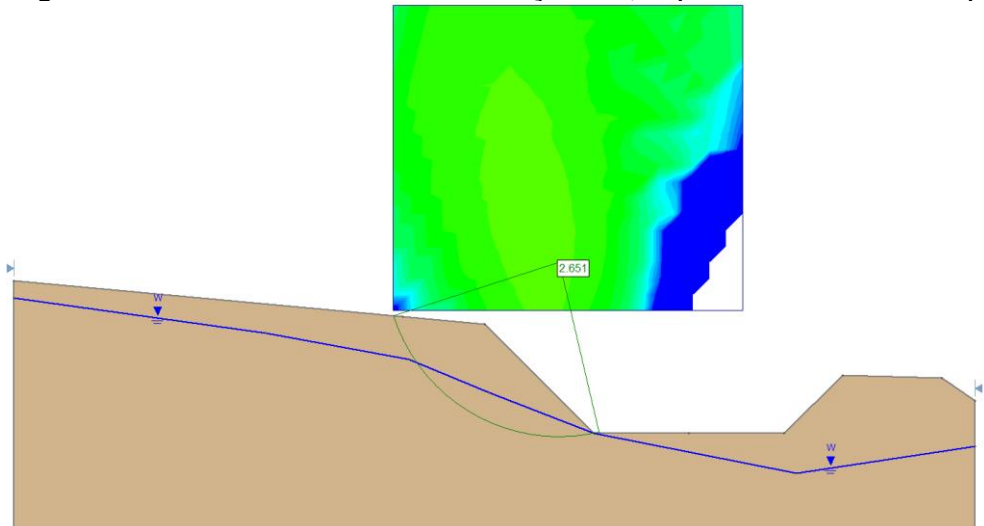


Figura 25 – Análise de estabilidade da seção 11+10,00 (CASO A – SECO).

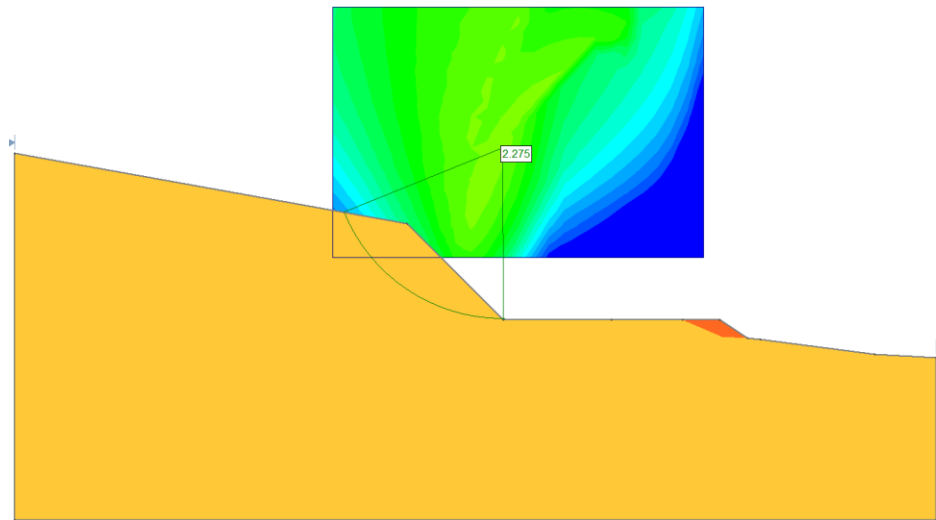


Figura 26 – Análise de estabilidade da seção 11+10,00 (CASO A – SATURADO).

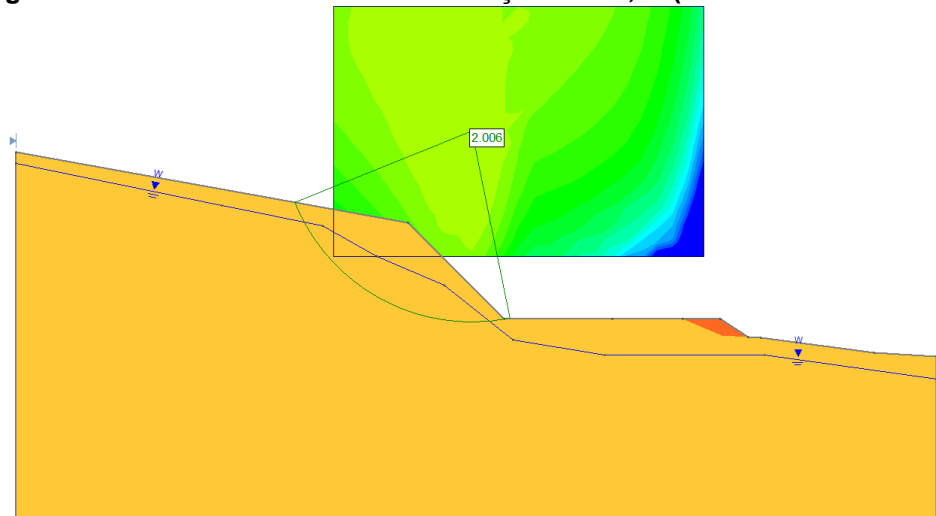


Figura 27 – Análise de estabilidade da seção 11+10,00 (CASO B – SECO).

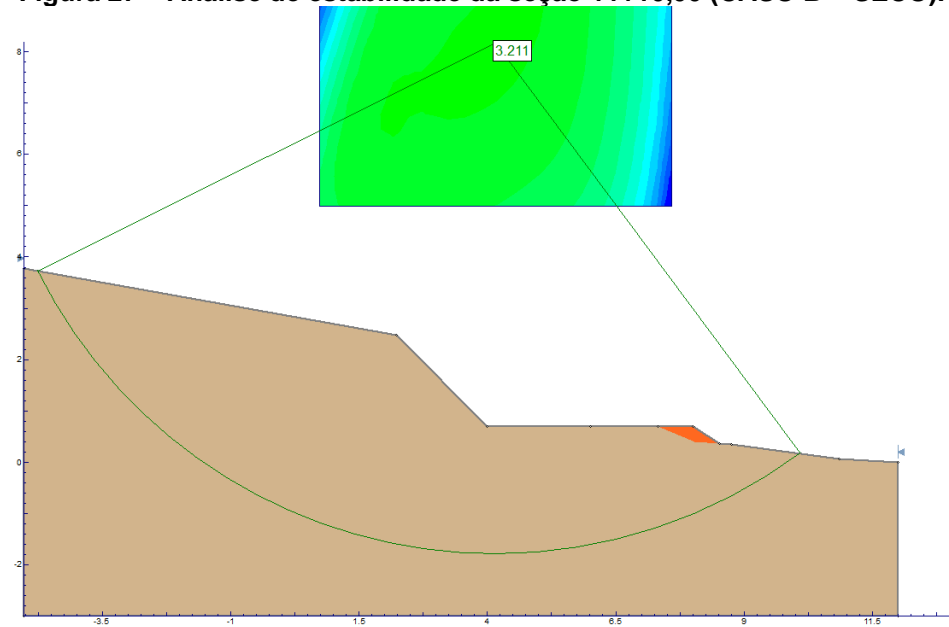


Figura 28 – Análise de estabilidade da seção 11+10,00 (CASO B – SATURADO).

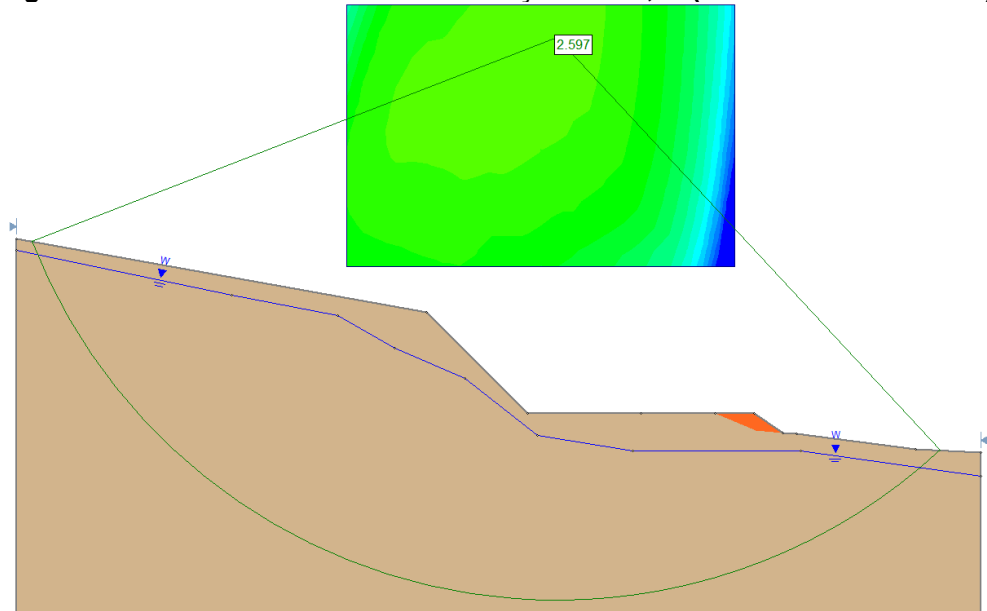


Figura 29 – Análise de estabilidade da seção 13+00,00 (CASO A – SECO).

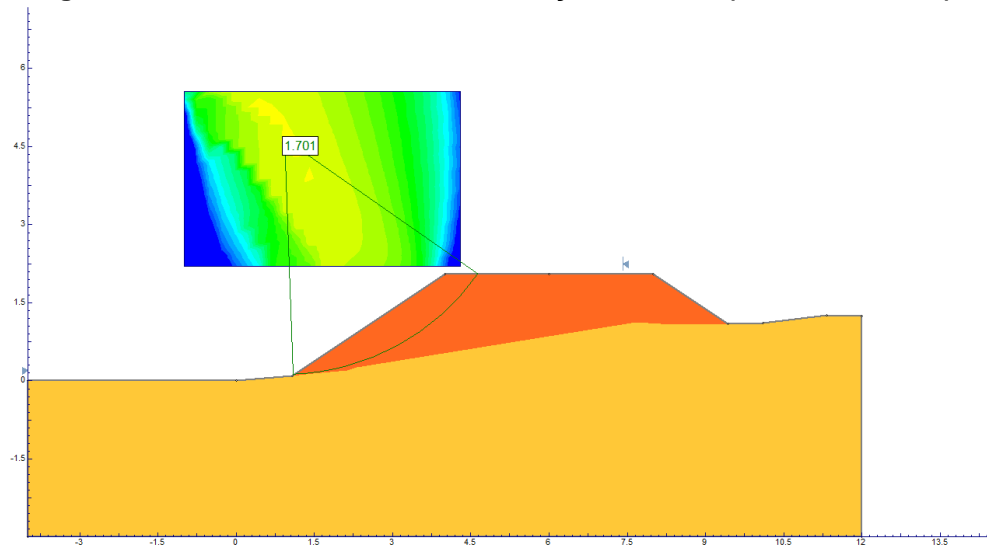


Figura 30 – Análise de estabilidade da seção 13+00,00 (CASO A – SATURADO).

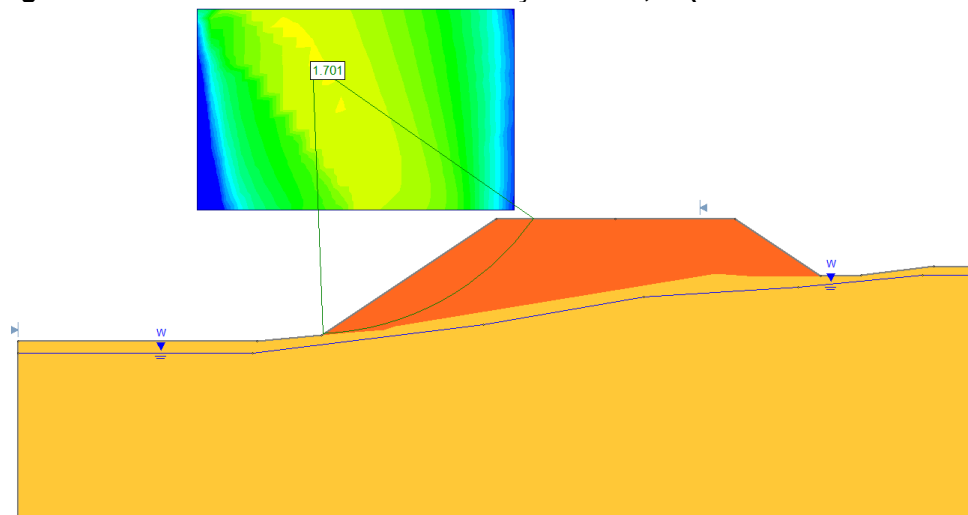


Figura 31 – Análise de estabilidade da seção 13+00,00 (CASO B – SECO).

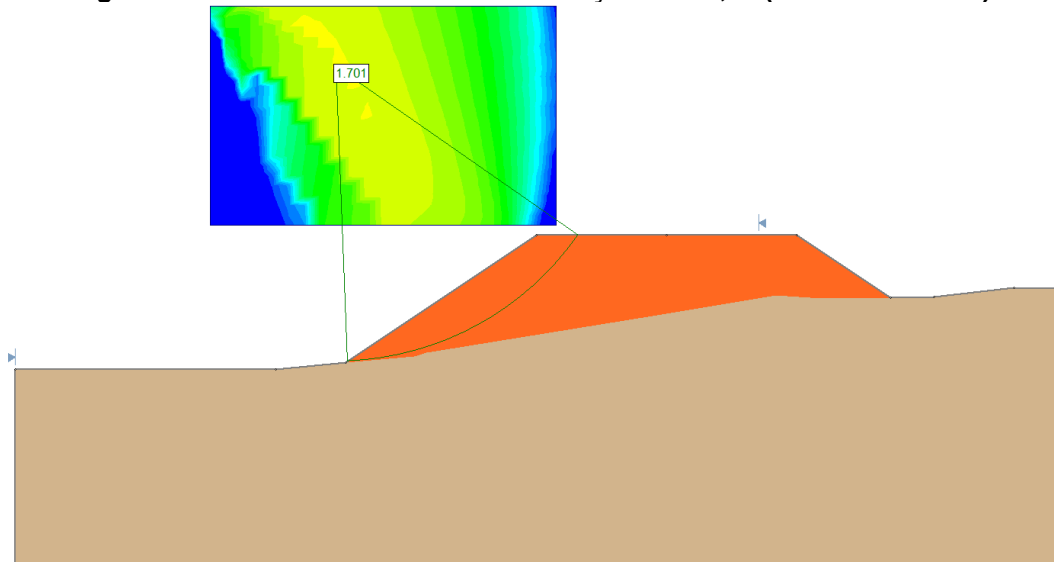


Figura 32 – Análise de estabilidade da seção 13+00,00 (CASO B – SATURADO).

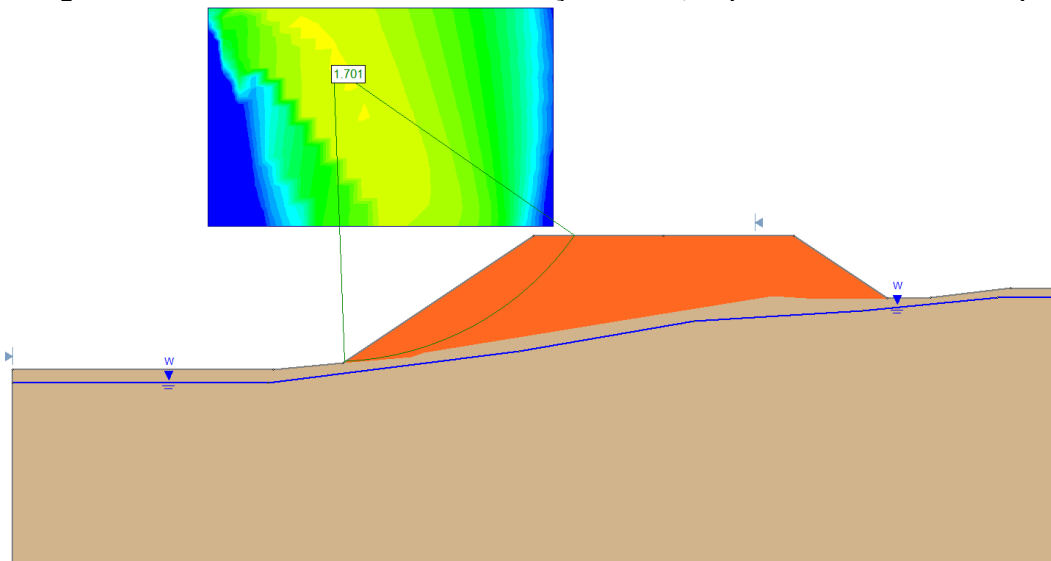


Figura 33 – Análise de estabilidade da seção 13+18,00 (CASO B – SECO).

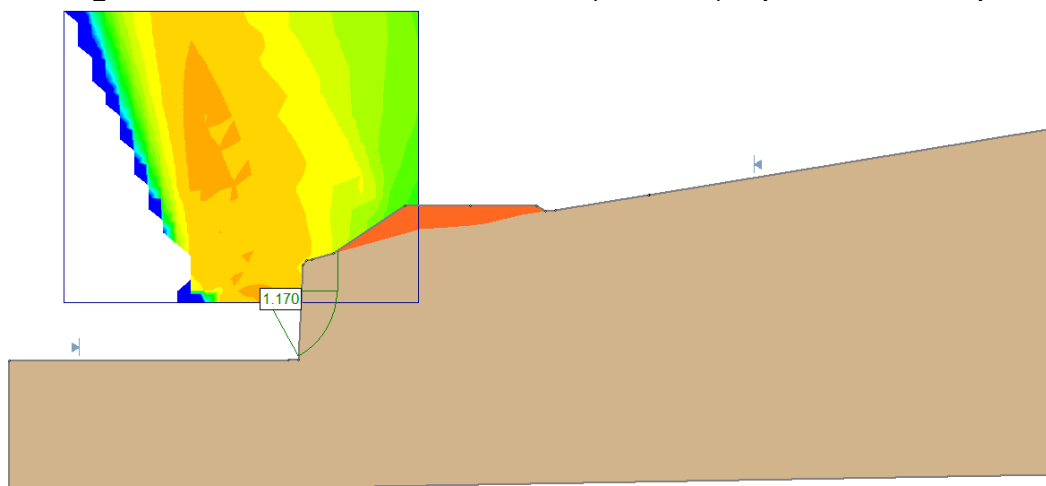
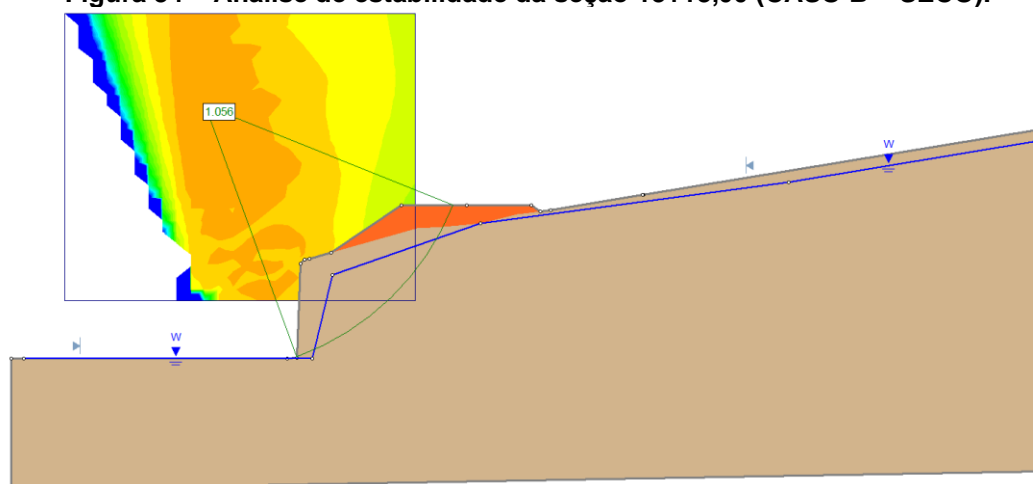


Figura 34 – Análise de estabilidade da seção 13+18,00 (CASO B – SECO).



4.4 QUANTITATIVOS

A partir das definições acerca das operações de terraplenagem, pode-se estimar os volumes de material a ser manejado na obra. Desconsiderando os efeitos de empolamento e grau de compactação de projeto, ou seja, baseando-se na cota final de terraplenagem da obra (pré-pavimentação), obteve-se os resultados expostos na Tabela 10.

Tabela 11 – Quantitativos da terraplenagem.

Operação	Material	Unidade	Quantidade
Corte	Solo, rocha, vegetação e pavimento antigo do Eixo 02 (Estacionamento)	m ³	1.274,41
Aterro	Solo inorgânico com CBR $\geq 5\%$ e expansão $\leq 2\%$	m ³	175,55

4.5 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

Esta especificação trata da execução de todos os serviços relativos à limpeza, corte e construção de aterros necessários à implantação do empreendimento, bem como das tolerâncias relativas a cada serviço.

Havendo a execução de algum serviço fora das tolerâncias admitidas e explicitadas nesta especificação, este deverá ser corrigido até que se atendam devidamente a essas tolerâncias. Serviços executados em excesso serão admitidos desde que seja demonstrado não haver comprometimento com relação à segurança e à qualidade.

Qualquer requerimento de alteração no projeto original deverá contemplar autorização por parte do contratante e do projetista, e formalizada em comitê de acompanhamento da obra.

Questões técnicas não especificadas em projeto serão complementadas por especificações da ABNT NBR 8044 (Projeto Geotécnico) e do Manual de Implantação de Rodovias (IPR 742) do DNIT (2010a).

As operações de terraplenagem próximas aos taludes demarcados em projeto só poderão ser executadas quando as medidas de estabilização desses taludes estiverem concluídas, podendo-se garantir estabilidade (muros de contenção já executados, por exemplo).

É vetado qualquer descarte de material nas adjacências da obra implantada. As medidas de prevenção de contaminação e proteção dessas áreas lindeiras deverão ser especificadas pelo executor.

Especial atenção deverá ser dada, também, às áreas adjacentes ou vizinhas que contenham habitações ou quaisquer outras melhorias, de propriedade de terceiros, devendo tais serviços ser iniciados somente após tratativas a serem realizadas com os respectivos proprietários.

Nesse sentido, a executora deverá apresentar à fiscalização, previamente à execução dos serviços objeto destas especificações, as medidas planejadas para proteção das propriedades de terceiros que possam sofrer danos decorrentes dos ditos serviços (muros de contenção, por exemplo).

Antes do início da remoção da camada de solo superficial, com raízes e vegetação, do solo de coloração preta a cinza de baixa capacidade de suporte e das camadas do pavimento existente no Eixo 02 (Estacionamento), a executora deverá tomar as seguintes providências:

- Locar no campo as seções transversais e longitudinais conforme as indicações do projeto;
- Verificar se as espessuras previstas para remoção de solo (15 cm), sobretudo com matéria orgânica e de baixa capacidade de suporte, indicadas em projeto, necessitam de ajustes aos levantamentos de campo já existentes, ajustando-os, caso necessário, de modo a permitir o controle das medições dos serviços a serem executados.

Os resultados dos ensaios DCP e CBR apontaram para a possibilidade de aumento do Índice de Suporte Califórnia em campo pela compactação do solo. Dessa forma, recomenda-se a escarificação, remoção de blocos de rocha e outros materiais semelhantes e subsequente compactação do solo de subleito de pavimentação previamente à execução da plataforma da via.

A locação da obra deverá ser realizada pela empresa executora conforme os desenhos de projeto. Previamente ao início de qualquer serviço, o executor deverá locar planialtimetricamente os pontos notáveis e as seções das áreas a serem terraplenadas, assim como verificar a consistência de dados do levantamento topográfico existente.

Havendo discrepâncias entre a documentação de projeto e o observado em campo, a executora deverá informar o comitê de acompanhamento da obra para definição das medidas a tomar, interrompendo os serviços até a resolução das inconsistências.

O executor receberá a localização e os detalhes de execução e proteção de marcos de referência. É responsabilidade da executora a instalação e manutenção desses marcos até o fim de seus serviços.

A limpeza das áreas de implantação das obras consistirá na remoção de material de origem orgânica, incluindo operações referentes à desmatamento, destocamento, raspagem e escavação em profundidade suficiente para a perfeita remoção dos detritos, assim como operações associadas a demolição de construções pré-existentes e desmonte de rocha.

Os limites das áreas a serem limpas deverão ser estendidos até as saias de aterros. Serão admitidas variações de até +0,50 metro nos limites planimétricos das áreas a serem limpas ou acordadas em comitê de acompanhamento da obra, devendo respeitar as áreas de proteção ambiental.

As operações a serem executadas são definidas:

- O desmatamento consistirá na derrubada, remoção e transporte das árvores e arbustos existentes na área de implantação das obras, respeitando-se as áreas de preservação indicadas no projeto;
- O destocamento consistirá na remoção de todos os tocos e raízes existentes;

- A raspagem compreenderá a escavação e a remoção da camada vegetal contendo húmus, raízes, entulhos ou detritos, qualquer que seja sua espessura;
- A demolição estará associada a construções na região de implantação da obra, sobretudo de algumas muretas de taipa localizadas no terreno e do pavimento atualmente existente na região onde será implantado o estacionamento (Eixo 02);
- O desmonte de rocha deverá ser executado caso não seja possível utilizar de soluções mais práticas para a limpeza do material pétreo do terreno.

Ressalta-se a necessidade de remoção de todas as camadas do pavimento atualmente localizado no Eixo 02. Após a limpeza, a superfície do terreno deverá ser regularizada e provida de drenagem provisória adequada, de forma a evitar a formação de bolsões onde possa ocorrer o acúmulo de água proveniente das chuvas.

O controle das operações de desmatamento, destocamento e raspagem deverá ser feito por inspeção visual da qualidade dos serviços. Os materiais removidos durante as operações de limpeza deverão ser transportados para um bota-fora.

Previamente ao lançamento dos aterros, a fiscalização deverá liberar a área escavada e, a seu critério, poderá solicitar aprofundamento e/ou aumento da abrangência do tratamento inicialmente liberado.

Após a realização das operações de limpeza do terreno, deverá ser realizada a locação dos níveis de terraplenagem definidos em projeto, bem como o nivelamento e marcação dos “off-sets” dos taludes.

Depois de locados os “off-sets”, as escavações poderão ser iniciadas obedecendo às cotas previstas em projeto. A execução da obra deverá ser apoiada por equipe de topografia.

Os taludes deverão ter inclinações máximas de 1V:1,5H nas áreas de corte provisório e deverão obedecer ao projeto de terraplenagem nas situações definitivas (taludes de aterro com inclinação 1V:1,5H e taludes de corte com 1V:1H). Serão admitidas variações de inclinação dos taludes em $\pm 3^\circ$, desde que não comprometam as declividades da plataforma projetada.

A tolerância para larguras de plataformas de corte é de até 0,20 m além da especificada, e nula para menos. Para os níveis de plataformas de corte, será admitido variação altimétrica de até -0,05 m, sendo vetado as variações que elevem o nível da plataforma. As tolerâncias só serão aceitas desde que não comprometam a continuidade da declividade da plataforma em nenhum ponto em relação ao projeto.

O controle da execução dos serviços de escavação será realizado através de levantamentos topográficos parciais e finais, garantindo qualidade e adequação da operação.

O material escavado de qualidade aceitável, destinado às áreas de aterro, deverá ser reservado para seu uso posterior.

Os materiais a serem empregados para a construção dos aterros compactados, quando o solo local não atender as especificações, deverão provir de jazidas que atestem o atendimento às especificações de projeto.

O lançamento de materiais para a execução dos aterros deverá, sempre que possível, ser iniciado pelas partes mais baixas, com lançamentos de camadas contínuas. Os equipamentos para a construção do aterro deverão ser dimensionados contemplando um regime uniforme de construção e considerando as peculiaridades locais no que tange às declividades do terreno.

O solo lançado deverá ser espalhado e nivelado para se obter uma superfície plana e de espessura constante, apresentando teor de umidade ótimo relativo à energia de compactação (vide energias constantes na NBR 7182) através da qual atenda aos critérios de CBR exigidos.

O controle da compactação pode ser feito a partir de medidas de Grau de Compactação com referência à densidade seca máxima obtida para a energia de compactação através da qual o material atende aos critérios de CBR exigidos.

O desvio de teor de umidade aceitável (Δw) em relação ao teor de umidade ótimo (w_{ot}) do solo lançado deve ser determinado através de ensaios de laboratório que demonstrem as faixas para as quais não ocorram prejuízos em termos de CBR. Como referência preliminar podem ser tomados:

- $GC \geq 98\%$;
- $\Delta w \leq 1,00\%$.

O material deverá ser lançado em camadas cujas espessuras antes de compactadas serão fixadas em função dos solos e dos equipamentos utilizados, não devendo ser maiores do que 20 cm.

Os “off-sets” dos taludes deverão sempre ser obtidos em corte, impedindo assim a ocorrência de material solto na face dos taludes, previamente à execução dos serviços de proteção, que se executarão concomitantemente a esse corte de acabamento. A sobrelargura desses “off-sets” deverá ser de, no mínimo, 1,00 m.

Nas passagens de corte para aterro, deverá ser escavado um degrau até 0,3 m abaixo do greide, a partir de, no mínimo, 1,0 m da linha de corte/aterro e dentro da área de corte, com vistas a minimizar recalques diferenciais e garantir qualidade da terraplenagem.

A espessura de cada camada compactada, a umidade e o grau de compactação deverão ser verificados pela fiscalização, que solicitará os ensaios necessários (ensaio de frasco de areia, por exemplo), a cargo da executora, para comprovação da conformidade aos requisitos exigidos no projeto e nessas especificações.

O controle do grau de compactação para liberação das camadas será feito através dos resultados de ensaios de compactação, a cargo do executor. Os números de ensaios para controle de GC são os especificados nos Manuais de Implantação de Rodovias e de Pavimentação do DNIT.

A proteção da face dos taludes definitivos de aterros e cortes deverá ser executada com o plantio de gramíneas regionais. A grama deverá receber manutenção periódica até que se tenha a garantia do seu desenvolvimento futuro. Para isso, os taludes deverão ser convenientemente irrigados durante o tempo que se fizer necessário para garantir a fixação do revestimento vegetal. O serviço deverá ser controlado por inspeção visual.

Nos taludes, a proteção superficial deverá ser iniciada tão logo os serviços de corte ou de aterro conformem frentes de trabalho para aplicação de grama.

Ao final dos trabalhos de terraplenagem, a executora deverá apresentar relatório compilando todos os dados de liberação e ensaios realizados, bem como enumerar todas as observações de interesse aos serviços executados.

5 PAVIMENTAÇÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo geral, três são os tipos de pavimentos quanto à composição principal do revestimento: pavimentos de concreto asfáltico, pavimentos de concreto de cimento Portland e pavimentos intertravados de blocos de concreto cimentício ou alvenaria polidédrica.

DNIT (2006) apresenta uma classificação em função do comportamento mecânico das camadas do pavimento:

- Pavimento flexível: pavimento em que todas as camadas sofrem deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado, e a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas;
- Pavimento semirrígido: pavimento caracterizado por uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias, revestido por uma camada flexível, asfáltica;
- Pavimento rígido: pavimento que apresenta o revestimento com elevada rigidez em relação às camadas inferiores, absorvendo a maior parte das tensões provenientes do carregamento aplicado. Dessa forma, a camada de revestimento desempenha as funções de camada de revestimento e base de forma simultânea.

A definição do tipo de pavimento a ser empregado em cada caso depende de diversos fatores, como as condições geométricas da via, as condições geotécnicas da região de implantação, assim como as condições climáticas, técnicas, econômicas e a disponibilidade de materiais na área de implantação.

Dessa forma, para o projeto em questão, optou-se pelo emprego de pavimento rígido de concreto de cimento Portland. A opção por esse tipo de pavimento foi baseada principalmente nos seguintes argumentos:

- As solicitações ao pavimento não são elevadas, uma vez que o principal objetivo da rua é turístico, as velocidades praticáveis são

baixas e apenas veículos de menor porte poderão trafegar, gerando desgaste por erosão substancialmente superior a desgaste por fadiga;

- As condições geométricas não permitem a trafegabilidade de veículos de maior porte, uma vez que as concordâncias horizontais e verticais apresentam baixo raio e a inclinação das rampas alcança, em partes, valores próximos a 20%;
- As condições planialtimétricas e geométricas da via dificultam a execução de pavimento asfáltico;
- Do ponto de vista geotécnico, os possíveis recalques deflagrados pela implantação da via são menos prejudiciais aos pavimentos rígidos e intertravados do que aos flexíveis;
- Pavimentos rígidos apresentam desempenho superior aos demais tipos de pavimento em se tratando de regiões onde o solo é raso e a presença de maciço rochoso em baixa profundidade é recorrente.

Além da região de tráfego veicular, há também uma área onde serão implantadas vagas para estacionamento de veículos. Essa região deverá ser executada em pavimento intertravado de concregrama (pisograma).

A definição desse tipo de pavimento para o trecho em questão se pauta na excelente distribuição de cargas estáticas por parte da solução em pavimentação intertravada, assim como na permeabilidade superior e em questões estéticas, permitindo o cultivo de gramíneas em cerca de 50% da área pavimentada.

5.2 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCRETO

O método utilizado e apresentado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2005a) se baseia no trabalho de 1984 da Portland Cement Association (PCA) e é aplicável tanto para pavimentos de concreto simples e com barras de transferência, quanto para pavimentos dotados de armadura distribuída, descontínua ou contínua.

Trata-se de uma metodologia que se fundamenta nos estudos teóricos clássicos de Westergaard acerca do comportamento de placas de concreto,

baseando-se, também, no Índice de Suporte Califórnia (CBR) e nas repetições previstas para os veículos ao longo do período de projeto.

De acordo com o DNIT (2005a) e algumas especificações de serviço à época do DNER, cada camada da estrutura de pavimento e da fundação deve apresentar materiais com as seguintes características:

- Subleito (fundação): CBR superior ou igual a 2%, e expansão menor ou igual a 2%;
- Reforço de subleito (opcional): CBR superior ao do subleito, e expansão menor ou igual a 1%;
- Sub-base: CBR igual ou superior a 20%, expansão igual ou menor a 1%.

Assim, a decisão do executor do projeto de utilizar os materiais existentes no local deve ter como base a necessidade de que respeitem tais requisitos mínimos. Os ensaios executados na região pela projetista dão conta de que os materiais atendem os requisitos para subleito se compactados em energia intermediária.

Isto é, ainda que se deseje utilizar os solos existentes, deve-se garantir adequada compactação dos mesmos. Ensaio de frasco de areia podem ser empregados para estimar o grau de compactação do solo em seu estado atual e a avaliar se sua recompactação será necessária.

Para os pavimentos rígidos, a base inexistente, ou seja, o revestimento atua como base e é inserido sobre a sub-base. DNIT (2005a) apresenta, ainda, algumas recomendações para o material de sub-base, as quais se destacam:

- Dimensão máxima característica do agregado igual ou inferior a 20% da espessura da camada de sub-base;
- Porcentagem passante na peneira nº 200 (0,075 mm) igual ou menor que 35%;
- Índice de plasticidade (IP) igual ou inferior a 6%;
- Limite de liquidez (LL) máximo de 25%.

Algumas considerações acerca das faixas granulométricas utilizadas na sub-base também são apresentadas em DNIT (2005a), assim como orientações relativas a critérios de desempenho para essa camada.

O dimensionamento propriamente dito do pavimento rígido almeja obter uma estrutura de pavimento capaz de suportar simultaneamente dois modelos de ruína: a ruína por fadiga e a ruína por erosão.

O modelo de ruína por fadiga está associado às tensões de tração por flexão alternada decorrentes do tráfego sobre o pavimento, enquanto o modelo de ruína por erosão se relaciona à perda de material da camada de suporte direto da placa de concreto por ações diversas, como o intemperismo e o tráfego.

A partir da tentativa de dimensionamento baseada em uma série de espessuras combinadas para o pavimento, objetiva-se encontrar danos totais por erosão e fadiga inferiores a 100%. A proximidade de 100% pode indicar subdimensionamento, enquanto valores muito baixos indicam que a estrutura está superdimensionada.

Após supor espessura para a camada de sub-base e do revestimento em concreto, e de posse do CBR do subleito e das análises de tráfego, encontra-se o coeficiente de recalque (k) no topo do sistema. Para tal, deve-se encontrar o coeficiente de recalque e majorá-lo conforme o material empregado na sub-base. Para sub-base granular, o aumento do coeficiente de recalque em função da espessura de sub-base pode ser encontrado na Tabela 12.

Tabela 12 – Aumento de k devido à presença de sub-base granular (DNIT, 2005a).

Suporte do subleito		K (MPa/m) para sub-base granular com espessura indicada			
CBR	K (MPa/m)	10 cm	15 cm	20 cm	30 cm
2%	16	19	22	27	33
3%	24	27	31	37	45
4%	30	34	38	44	54
5%	34	38	42	49	59
6%	38	42	46	53	65
7%	41	45	50	56	69
8%	44	48	53	60	72
9%	47	52	56	63	76
10%	49	54	58	65	79
11%	51	56	60	67	81
12%	53	58	62	69	84
13%	54	59	63	70	85
14%	56	61	65	72	87
15%	57	62	66	73	88
16%	59	64	68	75	91
17%	60	65	69	76	92
18%	61	66	70	77	93
19%	62	67	71	78	94
20%	63	68	72	79	96

Recomenda-se que a sub-base possua espessura entre 15 cm e 40 cm, sendo permitido 10 cm somente quando o tráfego é de pequeno porte. É recomendado, também, que os pavimentos sujeitos a elevadas solicitações possuam juntas de retração com barras de transferência de carga, as quais deverão ser lisas e em aço CA-25.

As barras de transferência de carga devem ser engraxadas e pintadas em uma extensão correspondente a metade de seu comprimento acrescida de 2 cm, estando metade inserida em cada placa de concreto. Essas características dessas barras permitem a contínua transmissão dos esforços entre placas adjacentes e evitam a concentração de tensões em zonas de ancoragem.

De acordo com DNIT (2005a), as placas de pavimento rígido simples devem apresentar comprimento máximo de 6 metros e largura máxima de 3,75 metros. O método do PCA (1984, apud DNIT, 2005a) permite uso de comprimento de até 12 m para as placas de pavimento com barras de transferência e sem armadura de retração, mas esse valor não é usualmente empregado na prática brasileira.

A Tabela 13 apresenta as dimensões de barras de transferência de carga lisas em aço CA-25 conforme as recomendações do DNIT (2005a).

Tabela 13 – Características das barras de transferência (barras lisas em aço CA-25) (DNIT, 2005a).

Espessura da placa de concreto (cm)	Diâmetro (cm)	Comprimento (mm)	Espaçamento (mm)
≤17,0	20	460	300
17,5 – 22,0	25	460	300
22,5 – 30,0	32	460	300
>30,0	40	460	300

Optando-se pela execução de placas de concreto com largura superior a 3,75 metros e/ou comprimento maior que 6 metros, a recomendação é que a mesma seja reforçada com uma armadura de retração, localizada acima das barras de transferência.

De acordo com AASHTO (1993), a taxa de aço de reforço para a seção transversal ou longitudinal da placa de concreto pode ser calculada pela seguinte equação:

$$P_s = \frac{\gamma_c \cdot L \cdot F}{2 \cdot f_s}$$

Onde:

- P_s percentual de área de aço necessária na seção em análise;
 γ_c peso específico do concreto;
 L comprimento da placa;
 F fator de atrito entre a sub-base e o revestimento (Tabela XX);
 f_s tensão admissível do aço.

Tabela 14 – Fatores de atrito entre sub-base e revestimento (F) (AASHTO, 1993).

Material sob a placa de concreto	F
Tratamento superficial	2,2
Estabilização com cal, asfalto ou cimento	1,8
Pedra britada ou cascalho de rio	1,5
Arenito	1,2
Subleito natural	0,9

Em regiões de encontro entre pavimentos de concreto e asfalto, assim como em trechos do pavimento com funções secundárias, deverá ser prevista a execução de juntas de encontro. Essas juntas deverão apresentar entre 1,0 cm e 2,5 cm, sendo preenchidas por material compressível, como tarugos ou placas de EPE ou EVA.

Tanto as juntas de encontro quanto as de retração (com barras de transferência) deverão ser seladas com selante a quente ou a frio, impedindo a entrada de materiais incompressíveis nas juntas. Para tal, pode-se empregar selantes poliuretânicos, silicônicos ou poliepóxidos (a frio) ou mástiques, alcatrões ou compostos asfálticos (a quente).

O concreto a ser empregado no revestimento do pavimento rígido deve apresentar **resistência característica à tração na flexão** entre 4,0 MPa e 5,0 MPa. Dessa forma, espera-se que esse concreto apresente resistência característica à compressão (f_{ck}) entre 35 MPa e 50 MPa, a depender das condições de tráfego.

Para o dimensionamento da espessura das placas de concreto, deve-se empregar fatores de segurança para as cargas (FSC) conforme a Tabela 15.

Tabela 15 – Fatores de segurança para cargas (FSC) (DNIT, 2005a).

Tipo de pavimento	FSC
Ruas com tráfego com poucos caminhões e pisos em condições semelhantes (estacionamento, por exemplo)	1,0
Estradas e vias com moderada frequência de caminhões	1,1
Regiões com altos volumes de caminhões	1,2
Pavimentos que necessitem de desempenho acima do normal	Até 1,5

Prossegue-se para a determinação das tensões equivalentes (TE) para os eixos simples, tandem duplo e tandem triplo, em função do coeficiente de recalque no

topo do sistema e da espessura da placa. A tabela subsequente dispõe esses valores para os eixos simples e tandem duplo.

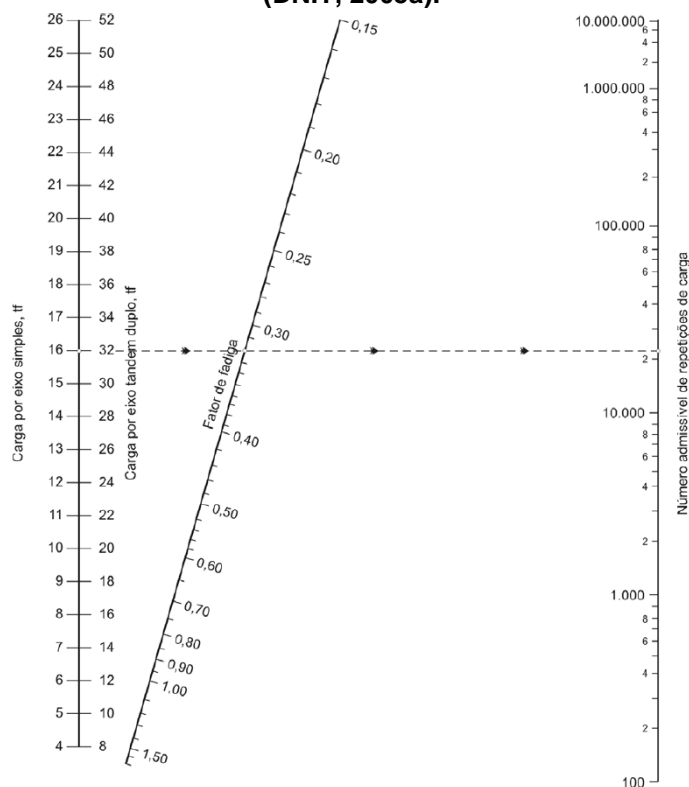
Tabela 16 – Tensões equivalentes para eixos simples (ES) e tandem duplo (ETD) para pavimentos rígidos sem acostamento (DNIT, 2005a).

Espessura da placa (cm)	k (MPa/m)									
	20		40		60		80		100	
	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD
12	4,30	3,56	3,78	3,01	3,51	2,81	3,31	2,68	3,17	2,57
13	3,84	2,33	3,38	2,73	3,14	2,53	2,97	2,40	2,84	2,30
14	3,46	2,96	3,05	2,49	2,83	2,29	2,68	2,16	2,56	2,08
15	3,14	2,72	2,77	2,29	2,57	2,09	2,44	1,97	2,33	1,88
16	2,87	2,52	2,53	2,12	2,35	1,93	2,23	1,81	2,13	1,73
17	2,63	2,35	2,33	1,97	2,16	1,79	2,05	1,67	1,96	1,60
18	2,43	2,20	2,15	1,84	1,99	1,66	1,89	1,55	1,81	1,48
19	2,25	2,07	1,99	1,72	1,85	1,56	1,75	1,45	1,68	1,38
20	2,10	1,95	1,85	1,62	1,72	1,46	1,64	1,36	1,56	1,29
21	1,96	1,85	1,73	1,53	1,61	1,38	1,52	1,29	1,46	1,22
22	1,83	1,75	1,62	1,45	1,50	1,31	1,42	1,22	1,37	1,15
23	1,72	1,67	1,52	1,38	1,41	1,24	1,33	1,15	1,28	1,09
24	1,62	1,59	1,43	1,31	1,33	1,18	1,25	1,10	1,21	1,04
25	1,53	1,52	1,35	1,25	1,26	1,12	1,19	1,05	1,14	0,99
26	1,45	1,45	1,28	1,20	1,19	1,07	1,13	1,00	1,08	0,94
27	1,83	1,39	1,21	1,15	1,13	1,03	1,07	0,95	1,03	0,90
28	1,31	1,34	1,15	1,10	1,07	0,99	1,02	0,91	0,98	0,86
29	1,25	1,29	1,10	1,06	1,02	0,95	0,97	0,88	0,93	0,83
30	1,19	1,24	1,05	1,02	0,97	0,91	0,92	0,85	0,89	0,80
31	1,13	1,20	1,00	0,99	0,93	0,88	0,88	0,81	0,84	0,77
32	1,09	1,16	0,96	0,95	0,89	0,85	0,84	0,78	0,80	0,74
33	1,04	1,12	0,92	0,92	0,85	0,82	0,80	0,76	0,77	0,71
34	1,00	1,08	0,88	0,89	0,81	0,79	0,77	0,73	0,73	0,69

Na sequência, determina-se os fatores de fadiga (FF) em função da razão entre tensão equivalente (TE) e resistência característica do concreto à tração na flexão para cada eixo analisado. A partir dos fatores de fadiga, encontra-se o número de repetições admissíveis para cada faixa de solicitação sobre o pavimento, em função da composição de tráfego e das cargas por eixo corrigidas pela multiplicação pelo FSC.

Para tal, emprega-se o ábaco apresentado na Figura 35. A razão entre o somatório de repetições previstas e o somatório de repetições admissíveis corresponde ao consumo de fadiga, que deverá ser inferior a 100%.

Figura 35 – Ábaco para número de repetições admissíveis em função do fator de fadiga (DNIT, 2005a).



A análise da erosão se dá de forma semelhante, devendo-se encontrar o fator de erosão (FE) para os eixos simples, tandem duplo e tandem triplo, em função do coeficiente de recalque no topo do sistema e da espessura da placa. A tabela subsequente dispõe esses valores para os eixos simples e tandem duplo, considerando juntas com barras de transferência de cargas e sem acostamento em concreto.

Tabela 17 – Fatores de erosão (FE) para eixos simples (ES) e tandem duplo (ETD) para pavimentos rígidos sem acostamento e com barras de transferência (DNIT, 2005a).

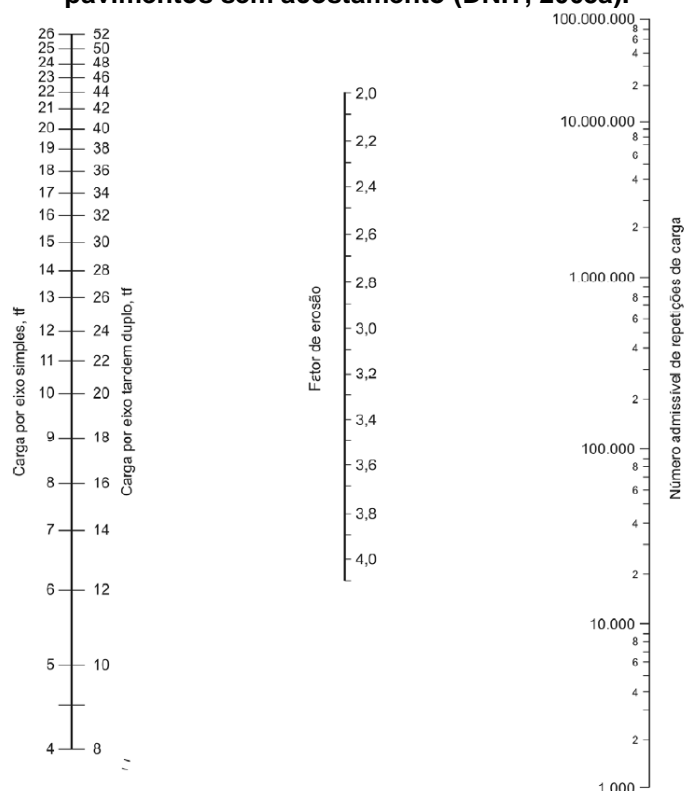
Espessura da placa (cm)	k (MPa/m)									
	20		40		60		80		100	
	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD	ES	ETD
12	3,51	3,61	3,50	3,57	3,49	3,54	3,48	3,52	3,48	3,51
13	3,41	3,53	3,39	3,48	3,39	3,45	3,38	3,43	3,38	3,41
14	3,32	3,45	3,30	3,39	3,29	3,36	3,28	3,34	3,28	3,33
15	3,23	3,45	3,21	3,31	3,20	3,28	3,19	3,26	3,19	3,24
16	3,15	3,37	3,12	3,24	3,12	3,21	3,10	3,18	3,10	3,17
17	3,07	3,30	3,05	3,17	3,04	3,14	3,02	3,11	3,02	3,10
18	2,99	3,24	2,97	3,11	2,96	3,07	2,95	3,05	2,94	3,03
19	2,93	3,18	2,90	3,05	2,89	3,01	2,88	2,98	2,87	2,97
20	2,86	3,12	2,83	3,00	2,83	2,95	2,81	2,92	2,80	2,91
21	2,80	3,06	2,77	2,93	2,76	2,89	2,74	2,86	2,74	2,85
22	2,74	3,01	2,71	2,88	2,70	2,84	2,68	2,81	2,68	2,80

23	2,68	2,96	2,65	2,83	2,64	2,79	2,62	2,76	2,62	2,74
24	2,63	2,91	2,60	2,78	2,59	2,74	2,57	2,71	2,56	2,69
25	2,58	2,87	2,54	2,74	2,54	2,69	2,52	2,67	2,51	2,65
26	2,53	2,83	2,50	2,70	2,49	2,65	2,47	2,62	2,46	2,61
27	2,48	2,79	2,45	2,66	2,44	2,61	2,42	2,58	2,41	2,57
28	2,43	2,75	2,40	2,63	2,39	2,57	2,37	2,54	2,37	2,53
29	2,39	2,72	2,36	2,59	2,35	2,54	2,33	2,51	2,32	2,49
30	2,33	2,69	2,31	2,56	2,30	2,50	2,28	2,47	2,28	2,45
31	2,30	2,65	2,27	2,52	2,26	2,47	2,24	2,43	2,24	2,43
32	2,26	2,62	2,23	2,49	2,22	2,43	2,20	2,40	2,19	2,38
33	2,22	2,59	2,19	2,46	2,18	2,40	2,16	2,37	2,15	2,35
34	2,18	2,56	2,15	2,43	2,14	2,37	2,12	2,33	2,12	2,32

A partir dos fatores de erosão, encontra-se o número de repetições admissíveis para cada faixa de solicitação sobre o pavimento, em função da composição de tráfego e das cargas por eixo corrigidas pela multiplicação pelo FSC.

Emprega-se o ábaco apresentado na Figura 36. A razão entre o somatório de repetições previstas e o somatório de repetições admissíveis corresponde ao consumo de erosão, que deverá ser inferior a 100%. O processo de dimensionamento é iterativo e deve ser realizado por tentativas até que sejam obtidas espessuras adequadas para as camadas do pavimento.

Figura 36 – Ábaco para número de repetições admissíveis em função do fator de erosão para pavimentos sem acostamento (DNIT, 2005a).



5.3 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCRETO

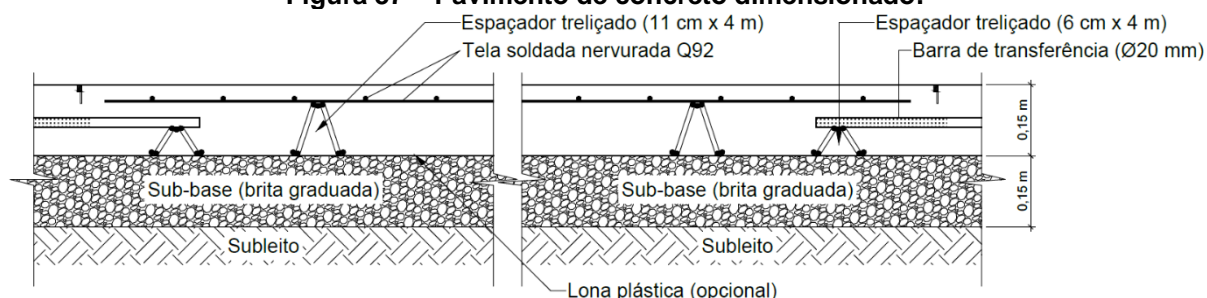
Conforme previamente mencionado, as solicitações ao pavimento são muito baixas para provocar fadiga da estrutura, uma vez que apenas veículos de menor porte poderão percorrer a via. Dessa forma, há tendência de susceptibilidade maior à erosão do pavimento, sendo este o principal modelo de ruína a ser avaliado no dimensionamento do pavimento em questão.

Nesse sentido, optou-se por dimensionar o pavimento almejando que, com espessuras de camadas relativamente pequenas, haja segurança geotécnica e o número de solicitações admissíveis seja alto o suficiente para garantir desempenho duradouro da estrutura do pavimento.

Os parâmetros de dimensionamento empregados, resultados e informações relevantes estão dispostos subsequentemente:

- Solicitação de veículos com carga por eixo simples de até 4 tf;
- Fator de segurança para cargas (FSC) de 1,00;
- Subleito com CBR de 5%;
- Sub-base granular com CBR mínimo de 20%, espessura de 15 cm e coeficiente de recalque no topo de 42,00 MPa/m;
- Revestimento em concreto de cimento Portland com espessura de 15 cm e concreto com resistência característica à tração na flexão mínima de 4,0 MPa;
- Placas de concreto moldado *in loco* com 4,00 metros a 5,30 metros de largura e comprimento variável, não superior a 12,00 metros;
- Juntas de retração com barras de transferência lisas de aço CA-25, espaçadas em 30 cm, com comprimento mínimo de 46 cm e diâmetro de 20 mm;
- Armadura de retração em tela soldada Q92, com 0,92 cm² de área de aço a cada metro (barras com 4,20 mm de diâmetro em aço CA-60, com espaçamento transversal e longitudinal de 15 cm) e cobrimento mínimo de 3 cm.

Os resultados do dimensionamento dos pavimentos intertravados apontam para uma estrutura de pavimento como a apresentada na Figura 37.

Figura 37 – Pavimento de concreto dimensionado.

5.4 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCREGRAMA

Os principais parâmetros para o dimensionamento de pavimento intertravado são o CBR dos materiais e o número de solicitações do eixo-padrão rodoviário (N). No entanto, quem apresenta a metodologia de dimensionamento para tal é a ABCP (1998).

De acordo com a ABNT NBR 9781 (2013), a resistência característica para peças de concreto para pavimentação deve ser de 35 MPa para solicitações leves, como veículos de baixo peso e tráfego de pedestres e ciclistas, e de 50 MPa para os casos onde as solicitações são capazes de produzir elevados efeitos de abrasão.

Conforme a ABCP (1998), as peças de concreto empregadas no pavimento intertravado podem apresentar 6 cm de espessura para locais de tráfego leve, incluindo estacionamentos de automóveis, 8 cm para regiões sujeitas ao tráfego de veículos comerciais, e 10 cm para solicitações do eixo padrão rodoviário superiores a 10^7 . Além disso, cada camada da estrutura de pavimento e da fundação deve apresentar materiais com as seguintes características:

- Subleito (fundação): CBR superior ou igual a 2% e expansão máxima de 2%;
- Reforço de subleito (opcional): CBR superior ao do subleito, no mínimo 5% a mais que o verificado na camada subjacente, com 30 cm de espessura, sendo necessário apenas quando os requisitos no subleito não forem cumpridos;
- Sub-base: CBR igual ou superior a 20% e espessura mínima de 10 cm para $N < 0,5 \times 10^6$, e CBR mínimo de 30% e espessura igual ou superior a 15 cm para $N \geq 0,5 \times 10^6$;
- Base: espessura mínima de 10 cm, calculada em função do número N, caso esse seja superior a $1,5 \times 10^6$;

- Areia de assentamento: máximo de 5% em massa de silte e argila, e máximo de 10% de material retido na peneira de 4,8 mm, com espessura recomendável de 5 cm.

Deve-se ressaltar, ainda, que a camada de sub-base pode ser dispensada caso o subleito apresente as características mínimas especificadas para a sub-base, as quais foram previamente explicitadas. A camada de base é dispensável quando o número N for inferior a $1,5 \times 10^6$.

Além disso, deve-se empregar areia fina para a selagem das juntas, após o assentamento dos blocos sobre a camada de assentamento. Os procedimentos executivos podem ser verificados no Manual de Pavimento Intertravado da ABCP (2010).

5.5 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO DE CONCREGRAMA

Assim como para o dimensionamento do pavimento rígido de concreto de cimento Portland, os resultados obtidos pelos ensaios de CBR e DCP realizados permitiram o emprego do valor de 5% para o CBR do subleito.

Os materiais de empréstimo deverão, necessariamente, apresentar as propriedades constantes no item 5.4. A partir desses valores e considerando atendimento aos parâmetros estabelecidos pela ABCP, pode-se dimensionar o pavimento.

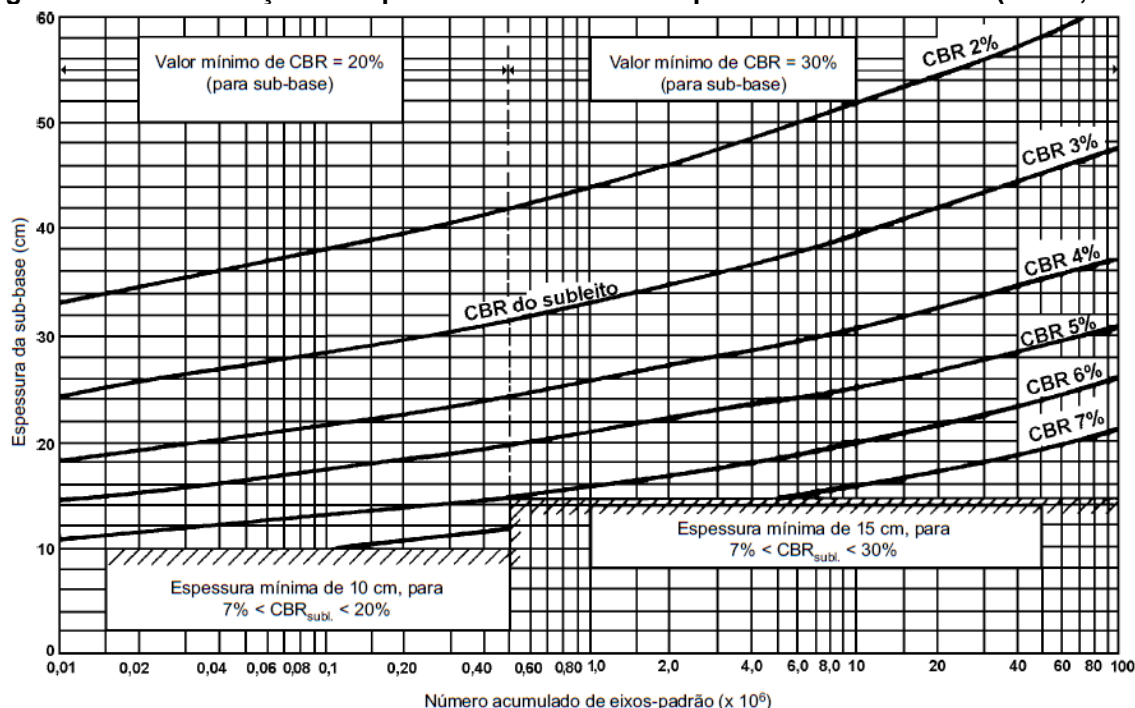
Nota-se que o tráfego veicular é ainda mais leve nessa região do que no pavimento de concreto, uma vez que as solicitações são restritas aos carros estacionados, os quais possuem efeito praticamente insignificante para a contabilização das solicitações do eixo padrão rodoviário.

Dessa forma, pode-se afirmar que os valores mínimos recomendados pela ABCP para as espessuras de camadas do pavimento são suficientes para o atendimento aos esforços atuantes nessas regiões. Nesse sentido, não há necessidade de se executar a camada de base.

A sub-base, por sua vez, deverá apresentar CBR de no mínimo 20%, e espessura de 20 cm, conforme o apresentado na Figura 38. O reforço de subleito, para esse caso, não é necessário, a areia de assentamento deverá possuir 5 cm de

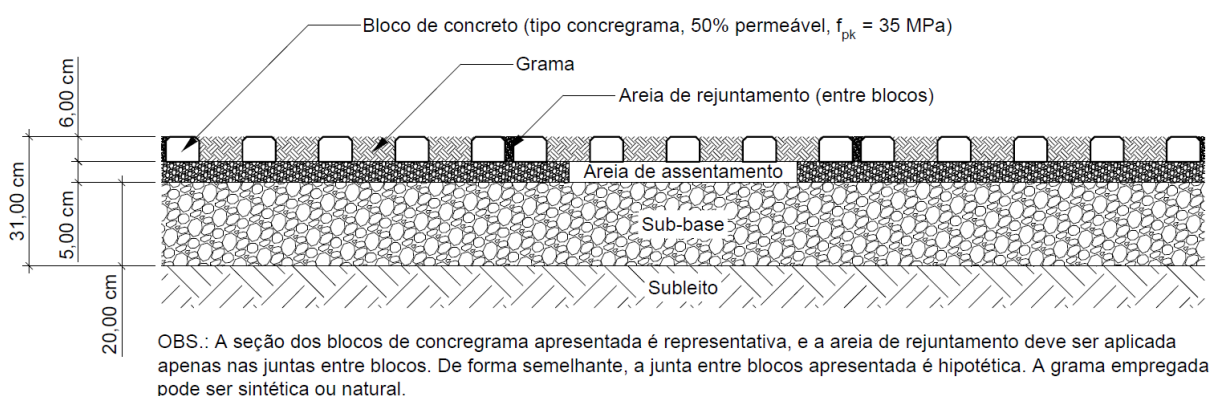
espessura e os blocos poderão apresentar 6 cm de espessura e resistência característica à compressão de 35 MPa.

Figura 38 – Determinação da espessura de sub-base de pavimento intertravado (ABCP, 1998).



Os resultados do dimensionamento dos pavimentos intertravados apontam para uma estrutura de pavimento como a apresentada na Figura 39.

Figura 39 – Pavimento de concregrama dimensionado.



5.6 QUANTITATIVOS

A partir do dimensionamento da estrutura do pavimento, e desconsiderando os efeitos de empolamento e grau de compactação de projeto, ou seja, baseando-se na cota final da obra, obteve-se os resultados expostos na Tabela 18 para a pavimentação rígida de concreto de cimento Portland.

Tabela 18 – Quantitativos da pavimentação rígida.

Camada/Região	Material	Espessura (cm)	Quantidade
Revestimento	Concreto usinado ($f_{ct,f} = 4$ MPa)	15,00	354,42 m ³
Revestimento	Tela soldada nervurada Q92 (aço CA-60)	-	3671,76 kg
Revestimento	Espaçador treliçado (h = 11 cm)	-	2268,59 m
Junta de retração	Barra lisa de aço CA-25 (Ø20 mm)	-	523,00 m
Junta de retração	Espaçador treliçado (h = 6 cm)	-	655,20 m
Junta de retração	Fita plástica de vedação (2x10 mm)	-	327,60 m
Junta de retração	Selante a frio	-	51,60 L
Junta de encontro	Placa ou tarugo de EPE ou EVA (1,5x12,0 cm)	-	41,08 m
Junta de encontro	Selante a frio	-	19,41 L
Sub-base	Brita graduada	15,00	354,42 m ³

Ressalta-se que para o pavimento rígido é necessário prever, ainda, fôrmas, tinta e graxa para pintura das barras, assim como demais elementos associados ao processo executivo, como arame recozido. A Tabela 19 apresenta os quantitativos para o pavimento intertravado de concregrama.

Tabela 19 – Quantitativos da pavimentação intertravada.

Camada/Região	Material	Espessura (cm)	Quantidade
Revestimento	Concregrama 50% permeável ($f_{pk} = 35$ MPa)	6,00	323,93 m ²
Areia de rejuntamento	Areia fina	-	3,00 m ³
Vegetação	Gramma natural ou artificial	6,00	161,97 m ²
Areia de assentamento	Areia graduada	5,00	16,20 m ³
Sub-base	Brita graduada	20,00	64,79 m ³

5.7 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO PAVIMENTO DE CONCRETO

As obras de pavimentação rígida deverão se iniciar apenas após a finalização das operações de terraplenagem, com a cota final de terraplenagem devidamente atingida na região a ser pavimentada. Medidas de prevenção de contaminação e proteção de áreas lindeiras deverão ser especificadas pelo executor.

Havendo a execução de algum serviço fora das tolerâncias admitidas e explicitadas nesta especificação, este deverá ser corrigido até que se atendam devidamente a essas tolerâncias. Serviços executados em excesso serão admitidos desde que seja demonstrado não haver comprometimento com relação à segurança e à qualidade.

Questões técnicas não mencionadas deverão ser complementadas a partir do que preconiza o Manual de Implantação de Rodovias (IPR 742) do DNIT (2010a).

Além disso, todos os materiais deverão estar em conformidade com os limites mínimos estabelecidos em projeto, os quais são rerepresentados:

- Subleito com CBR mínimo de 5% e expansão igual ou inferior a 2%;
- Sub-base em brita graduada conforme faixas granulométricas admissíveis no Manual de Pavimentos Rígidos do DNIT (2005a), com CBR mínimo de 20%, expansão máxima de 1% e índice de grupo nulo;
- Concreto usinado com resistência à tração na flexão mínima de 4,0 MPa, preferencialmente com aditivos químicos e fibras;
- Tela soldada nervurada Q92 de aço CA-60, com barras de 4,2 mm de diâmetro, em painéis de 2,45 m de largura por 6,00 m de comprimento, respeitando cobertura mínimo de 3 cm e emendas por traspasse de 2 malhas e 2 franjas;
- Espaçadores treliçados em aço CA-60 com altura de 11 cm para alinhamento das telas soldadas nervuradas;
- Barras de transferência de carga lisas em aço CA-25, com diâmetro de 20 mm, comprimento mínimo de 46 cm, metade de sua extensão mais 2 cm pintado e engraxado e espaçadas em 30 cm;
- Espaçadores treliçados em aço CA-60 com altura de 6 cm para alinhamento das barras de transferência;
- Fita plástica de vedação de juntas com seção 2x10 mm;
- Selante a frio (poliuretânico, silicônico ou poliepóxido).

Tabela 20 – Faixas granulométricas para sub-base granular de pavimento rígido (2005a).

Abertura da peneira (mm)	A	B	C	D	E	F
	% em peso passando					
50,000	100	100	-	-	-	-
25,000	-	75-90	100	100	100	100
9,500	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
4,750	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
2,000	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
0,425	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
0,075	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

Qualquer alteração no projeto original requerida deverá contemplar autorização por parte do contratante e do projetista, e formalizada em comitê de acompanhamento da obra.

Caberá à executora a elaboração de todos os serviços topográficos necessários ao bom desenvolvimento das obras de pavimentação e atendimento ao projeto, tais como: demarcação dos alinhamentos, controle dos níveis, greides de projeto e conformação dos pisos, bem como a manutenção dos referenciais de níveis e eixos principais, utilizados na locação da obra.

Antes do início da pavimentação, deverão ser conferidas as condições do subleito, o qual deverá estar regular, compactado e isento de partículas soltas e matéria orgânica. Caso essas condições não sejam atendidas, deve-se tomar as providências necessárias para tal, como a execução de cortes e aterros, escarificação e compactação.

No caso da região mais elevada, onde ocorre afloramento de rocha, estima-se que ferramentas de corte e perfuração acopladas ao maquinário usado nas obras dê conta do desmonte indicado. Caso necessário, desmonte por explosivo pode ser usado, recomendando-se para tal seguir as orientações apresentadas por Nieble (2017).

A primeira etapa de aterro do pavimento rígido é a sub-base, a qual deverá apresentar espessura de 15 cm, sendo composta por brita graduada com as propriedades mínimas definidas em projeto. Recomenda-se, desde que tecnicamente viável, que esse material seja transportado por caminhões basculantes e espalhado com motoniveladoras ou outro maquinário que opere de forma eficiente e segura sob as condições de declividade postas.

Caso o subleito seja composto por material rochoso, permite-se o aumento da espessura do revestimento de concreto e a não utilização de brita graduada como sub-base, formando assim um contato concreto-rocha. Optando-se pelo emprego de brita graduada, deverão ser tomadas as medidas cabíveis para que seja assegurada a integridade estrutural do pavimento, as quais são de responsabilidade do executor.

A compactação da sub-base pode ser feita com rolos compactadores vibratórios lisos, sendo a avaliação da operação de responsabilidade do executor, atendendo à norma DNIT 139/2010-ES. Não será permitido o emprego de maquinário pesado para a compactação da sub-base na região onde há passagem de tubulação de PEAD, recomendando-se o emprego de soquetes mecânicos nessa área. Poderá ser aplicada nata de cimento ou lona plástica sobre a sub-base antes da execução do revestimento em concreto.

O procedimento executivo deve ser definido pelo executor, recomendando-se adequação com as normas DNIT 047/2004-ES, DNIT 048/2004-ES ou DNIT 049/2004-ES, relativas à execução de pavimento rígido com equipamento de pequeno porte, fôrma-trilho ou fôrmas deslizantes, respectivamente.

O assentamento de fôrmas deverá respeitar os alinhamentos definidos em projeto e traduzidos ao campo pela equipe de topografia, estar uniformemente apoiado sobre a sub-base e adequadamente fixado de modo a suportar as solicitações inerentes ao serviço.

O topo das fôrmas deverá coincidir com a superfície de rolamento prevista, e os erros deverão ser os menores possíveis. As fôrmas devem estar limpas e untadas com óleo desmoldante, a fim de facilitar o processo de desmoldagem.

O tráfego de veículos sobre a superfície da sub-base não é permitido. Sob hipótese alguma as fôrmas deverão ser assentadas em posições distintas ao alinhamento das juntas de retração. O trabalho diário deverá sempre ser interrompido em uma junta de retração.

As barras de transferência de carga deverão estar apoiadas sobre dois espaçadores metálicos treliçados, amarradas com arame recozido. Os espaçadores deverão estar fixados à sub-base por meio de pinos de sustentação manualmente cravados ou inseridos com auxílio de pistola fixadora.

As telas soldadas nervuradas também deverão ser instaladas sobre espaçadores metálicos, quantos forem necessários para garantia do alinhamento das telas. Deverá ser respeitado o cobrimento mínimo de 3 cm, e as emendas, sempre que necessárias, deverão ser realizadas por traspasse de duas malhas e duas franjas. A fixação entre tela e espaçador deverá ser realizada com arame recozido, enquanto entre espaçador e sub-base deve ser efetuada com pinos de sustentação.

O concreto de cimento Portland deverá ser usinado, atendendo aos requisitos elencados em projeto e aos limites impostos pelo DNIT. O transporte deverá ser realizado por veículos específicos, os quais devem permitir o lançamento adequado do concreto.

O intervalo máximo de tempo permitido entre o amassamento e o lançamento do concreto é de 30 minutos, sendo proibida a redosagem, sob qualquer forma. Caso sejam adotadas medidas eficientes de impedimento do início de pega do concreto, admitir-se-á que o tempo referido seja de até 60 minutos.

A produção de concreto deve ser regulada de acordo com a marcha das operações de concretagem, num ritmo que garanta a necessária continuidade do serviço. O lançamento do concreto deve ser feito, preferencialmente, por descarga lateral à pista, admitindo-se, também, o retrolançamento.

Devem ser formadas pilhas de tal forma que se possibilite reduzir o trabalho de espalhamento e evitar a segregação do concreto. A altura máxima de lançamento do concreto é de 1 metro.

O espalhamento do concreto pode ser feito com auxílio de ferramentas manuais ou executado com máquina. Qualquer processo utilizado deve garantir uma distribuição homogênea, de modo a regularizar a camada na espessura a ser adensada.

O adensamento do concreto deve ser feito por vibração superficial, com réguas ou placas vibratórias. É indispensável o uso de vibradores de imersão sempre que a vibração superficial for insuficiente, sobretudo nas regiões próximas às fôrmas e às juntas de retração.

O acabamento deverá ser realizado logo após o adensamento, passando réguas ou rolos acabadores longitudinalmente, em movimentos de vaivém. O uso de desempenadeiras também é bem-vindo, assim como de perfis metálicos ou de outros materiais rígidos.

Logo após a passagem do equipamento e com o concreto ainda plástico, deve ser feita a inspeção visual das condições da superfície do pavimento. Qualquer depressão encontrada será imediatamente preenchida com concreto fresco, rasada, compactada e devidamente acabada, sendo qualquer saliência eliminada e igualmente acabada. É vetado o emprego de argamassa para essa finalidade.

Quando a superfície se apresentar demasiadamente úmida, o excesso de água deverá ser eliminado pela passagem de rodos de borracha ou de alumínio. Após essas correções, e logo que a água superficial tiver desaparecido, dar-se-á o acabamento final.

O acerto das bordas longitudinais e reparos ocasionais serão executados após o início do desaparecimento do brilho superficial, com auxílio de pontes de serviço não apoiadas no concreto fresco, permitindo o trabalho dos pedreiros sem que se atinja a superfície ainda fresca do pavimento. As anomalias no pavimento, caso existentes, deverão ser corrigidas imediatamente.

Após o acabamento, faz-se a texturização da superfície. A execução de ranhuras na superfície de rolamento aumenta a aderência pneu-pavimento, e pode ser executada por vassouras metálicas, pentes de fios metálicos ou tubos metálicos dotados de saliências superficiais. Essa operação deve ser realizada antes do início da pega do concreto.

Na cura, deve-se impedir a evaporação da água de amassamento, permitindo que as reações químicas do cimento se depreendam normalmente. Para tal, pode ser executada cura natural, com espalhamento de água na superfície do pavimento seguida do recobrimento com manta que impeça a evaporação da água.

Outra alternativa consiste na cura química, com a aplicação de produto químico que forme película plástica sobre o pavimento. As superfícies laterais também devem ser protegidas pelo mecanismo de cura (após desmoldagem), o qual deverá ser definido pelo executor.

As fôrmas só poderão ser retiradas quando decorrerem ao menos 12 horas após a concretagem. Um tempo adicional pode ser necessário com intuito de que o concreto adquira capacidade de suporte para que não sofra danos relativos à desmoldagem, devendo-se ater ao prazo máximo de 24 horas.

As juntas de retração deverão ser concluídas entre 4 e 48 horas após o adensamento do concreto, sendo realizadas com serras de discos diamantados em espessura de 3 mm e profundidade de 40 mm. As juntas de retração deverão apresentar reservatório para o selante com largura de 10 mm e profundidade de 15 mm, podendo ser executada com serras de discos diamantados.

As juntas de encontro, por sua vez, deverão apresentar 15 mm de largura e profundidade igual à placa de concreto adjacente, sendo preenchidas por material compressível (tarugos ou placas de EPE ou EVA) e reservando os 30 mm superiores para selagem da junta.

Para a selagem das juntas, deve-se primeiramente garantir a limpeza dos reservatórios das juntas com o jateamento de ar comprimido. Na sequência, aplica-se um elemento de vedação, o qual pode ser uma fita plástica ou um cordão flexível (como um cordão de sisal).

Esse elemento não é necessário em juntas de encontro, mas pode ser empregado desde que não comprometa a movimentação do sistema. Por fim, deve ser aplicado o selante, preferencialmente a frio, ou seja, poliuretânicos, silicônicos ou poliepóxidos.

5.8 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO PAVIMENTO DE CONCREGRAMA

As obras de pavimentação intertravada deverão se iniciar apenas após a finalização das operações de terraplenagem, com a cota final de terraplenagem devidamente atingida na região a ser pavimentada. As medidas de prevenção de contaminação e proteção de áreas lindeiras deverão ser especificadas pelo executor.

Havendo a execução de algum serviço fora das tolerâncias admitidas e explicitadas nesta especificação, este deverá ser corrigido até que se atendam devidamente a essas tolerâncias. Serviços executados em excesso serão admitidos desde que seja demonstrado não haver comprometimento com relação à segurança e à qualidade.

Para itens não especificados ou incompletos, deverão ser utilizadas normas, métodos e especificações da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) ou da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). É de responsabilidade do executor o cumprimento das exigências em vigor para o atendimento às normas de segurança e higiene do trabalho.

Além disso, todos os materiais deverão estar em conformidade com os limites mínimos estabelecidos em projeto, os quais são reapresentados:

- Subleito (fundação) com CBR mínimo de 5% e expansão igual ou inferior a 2%;
- Sub-base em brita graduada conforme faixas granulométricas admissíveis no Manual de Pavimentos Rígidos do DNIT (2005a) (Tabela 20), com CBR mínimo de 20%, expansão máxima de 1% e índice de grupo nulo;
- Areia de assentamento conforme as faixas granulométricas apresentadas pela ABNT (2011) ou pela ABCP (1998), apresentadas na Tabela 21;
- Areia de rejuntamento com granulometria fina (Tabela 22) isenta de matéria orgânica e de qualquer material deletério à estrutura do pavimento;
- Concregrama (ou pisograma) com área permeável mínima de 50%, espessura de 6 cm e resistência característica à compressão de 35 MPa;

- Grama natural ou artificial para preenchimento dos espaços permeáveis dos blocos de concregrama (ou pisograma).

Tabela 21 – Faixas granulométricas para areia de assentamento de pavimento intertravado (ABCP, 1998; ABNT, 2011).

Abertura da peneira (mm)	ABCP (1998)	ABNT (2011)
	% em peso passante	% em peso retido
9,500	100	0
6,300	-	0-7
4,750	95-100	0-10
2,360	-	0-25
1,180	80-85	5-50
0,600	25-60	15-70
0,300	10-30	50-95
0,150	5-15	85-100
0,075	0-10	90-100

Tabela 22 – Faixas granulométricas para areia de rejuntamento de pavimento intertravado (ABNT, 2011).

Abertura da peneira (mm)	ABNT (2011)
	% em peso retido
4,750	0
2,360	0-25
1,180	5-50
0,600	15-70
0,300	50-95
0,150	85-100
0,075	90-100

Não será permitido o emprego de estabilização das camadas do pavimento com cimento Portland ou qualquer outro método de estabilização química.

Qualquer alteração no projeto original requerida deverá contemplar autorização por parte do contratante e do projetista, e formalizada em comitê de acompanhamento da obra.

Caberá à executora a elaboração de todos os serviços topográficos necessários ao bom desenvolvimento das obras de pavimentação e atendimento ao projeto, tais como: demarcação dos alinhamentos, controle dos níveis, greides de projeto, bem como a manutenção dos referenciais de níveis e eixos principais, utilizados na locação da obra.

Antes do início da pavimentação, deverão ser conferidas as condições do subleito, o qual deverá estar regular, compactado e isento de partículas soltas e matéria orgânica. Caso essas condições não sejam atendidas, deve-se tomar as providências necessárias para tal, como a execução de cortes e aterros, escarificação e compactação.

A primeira etapa da pavimentação intertravada corresponde ao assentamento da sub-base. O material empregado deverá estar conforme os requisitos mínimos especificados em projeto, assentado em espessura de 20 cm. Não será permitido o emprego de maquinário pesado para a compactação da sub-base na região onde há passagem de tubulação de PEAD, recomendando-se o emprego de soquetes mecânicos nessa área.

Os procedimentos específicos para execução dos pavimentos intertravados ficarão a cargo do executor, recomendando-se adequação com as normas aplicáveis. O uso de equipamentos mecânicos ou manuais deverá ser ponderado e facultado pelo executor.

A areia de assentamento deverá ser colocada sobre a sub-base, que deverá estar bem compactada, de modo que a quantidade de vazios seja baixa o suficiente para que não haja perda considerável da areia sobrejacente. Pode ser empregada uma manta geotêxtil na interface entre essas camadas.

A camada de areia de assentamento deverá apresentar 5 cm de espessura, e a umidade no momento da aplicação deve estar entre 3% e 7%, preferencialmente. Esse material não deverá ser compactado, mas deve ser nivelado. Além disso, a camada deve ser colocada conforme o planejamento diário de execução do pavimento, ou seja, não deverá ficar exposta por períodos prolongados aguardando a colocação dos blocos de concreto.

A espessura da camada de areia deve ser constante em toda a área pavimentada, para evitar que o pavimento fique ondulado depois de compactado. Por isso, é importante que a superfície da sub-base esteja plana.

O tráfego sobre a areia de assentamento após seu nivelamento é vetado tanto para veículos quanto para pedestres ou operadores. A superfície rasada da areia deve ficar lisa e uniforme, devendo ser preenchida com areia solta e nivelada novamente caso não apresente as condições adequadas.

Na sequência, procede-se ao assentamento dos blocos. É recomendável que antes de começar o serviço seja construído um pequeno trecho de blocos de concreto,

soltos e sem compactar, para verificar se o que foi desenhado está de acordo com as medidas do que se têm na obra. A primeira fiada deverá ser marcada com muita atenção, uma vez que serve de base de alinhamento para todo o pavimento.

Recomenda-se que sejam utilizados fios de náilon com os alinhamentos e declividades de projeto, garantindo qualidade do assentamento. O processo de assentamento dos blocos de concreto deverá ser rigorosamente controlado.

As juntas entre os blocos deverão apresentar largura entre 2,5 mm e 4 mm (preferencialmente 3 mm), recomendando-se o emprego de espaçadores para garantia da uniformidade. Alguns blocos já são pré-moldados com espaçadores, devendo-se ponderar acerca de seu custo-benefício por parte do executor.

Os tipos de assentamento deverão em fileira, haja visto o emprego de concregrama. Os ajustes e arremates deverão ser executados com peças especiais pré fabricadas com dimensões especiais, corte de peças de concreto ou, em último caso, com argamassa seca.

Colocados todos os blocos e concluídos todos os ajustes e acabamentos, faz-se a primeira compactação do pavimento, antes do lançamento da areia para preenchimento das juntas entre os blocos. Como a camada de areia de assentamento não é compactada, a compactação do revestimento inicia a compactação da areia subjacente e permite a ascensão desse material, preenchendo parcialmente as juntas em um estágio preliminar de travamento.

Recomenda-se o uso de placas vibratórias para a compactação inicial. Todo o percurso deverá ser percorrido, e o processo de compactação (passadas, cobrimento, direções) deverá ser planejado pelo executor. As bordas do pavimento constituem zonas críticas, devendo-se empregar equipamentos de menor porte para a compactação.

Após a compactação inicial é necessário inspecionar os blocos, devendo-se retirar e substituir as peças danificadas, assim como corrigir eventuais falhas. Prossegue-se para a selagem das juntas com areia de rejuntamento.

Nesta etapa, espalha-se a areia fina sobre o pavimento com o auxílio de rodo e se varre o excesso com o emprego de vassoura. Esse processo deve ser realizado em consonância à compactação final, devendo-se garantir que todas as juntas estejam completamente preenchidas com areia.

Caso sejam verificadas juntas mal seladas, repete-se o processo de rejuntamento com compactação até que o pavimento esteja adequadamente

intertravado. Após a compactação final deverá ser plantada a grama nos espaços a ela destinada, recomendando-se que a vegetação já venha recortada com as dimensões das aberturas para facilitar o processo executivo.

5.9 RECOMENDAÇÕES E MANUTENÇÃO DO TRECHO SINUOSO

Mesmo que a solução de pavimentação projetada apresente bons resultados em se tratando de aderência pneu-pavimento, é amplamente recomendado que o tráfego seja interrompido quando houver geada ou neve na região de implantação da via. Em dias de chuva, dado a declividade da via, prática semelhante é recomendada.

O pavimento deve ser inspecionado periodicamente, de modo a verificar a ocorrência de defeitos estruturais e funcionais, assim como conferir se a superfície de rolamento apresenta boas condições para garantia da aderência pneu-pavimento. Caso seja verificada a deficiência de aderência, a via deverá ser interrompida temporariamente, até que medidas de correção, como *grinding* ou *grooving*, sejam concluídas.

Tendo em vista que a via tem sentido único, descendente, não há no projeto original previsão de *grinding* ou *grooving*, mas, havendo reversão da direção do tráfego, tais ajustes superficiais são necessários.

A inspeção deve verificar a situação das juntas, as quais devem permanecer sempre completamente vedadas. Em se tratando da verificação de defeitos estruturais, ressalta-se que a única solução definitiva para esses casos é a substituição de placas de concreto, atendo-se sempre na garantia de efetividade das juntas e na garantia da aderência entre materiais de idades distintas.

6 DRENAGEM

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo geral, a solução para a drenagem pluvial proposta almeja reduzir custos, facilitar a execução e minimizar os riscos de patologias decorrentes das precipitações e suas consequências em quaisquer elementos dispostos na região de implantação da via.

Para tal, deve-se prever dois sistemas de drenagem na região do empreendimento: a drenagem do Eixo 01 (Rua Sinuosa) e a do Eixo 02 (Estacionamento). O princípio de funcionamento dos dois sistemas é semelhante, mas os dispositivos empregados para tal são distintos.

Para a drenagem do Estacionamento as vazões de projeto são fruto exclusivamente da precipitação no pavimento, uma vez que ele está em cota superior ao terreno natural e apresenta muros em taipa em seus limites. Dessa forma, a água será coletada por meio de ralos lineares de concreto com grelha de ferro fundido, levada até caixas de passagem e, por meio de tubulações, destinada à rede de drenagem atualmente existente na Rua Antônio Pereira Sobrinho.

A drenagem da Rua Sinuosa, por sua vez, apresenta contribuições advindas da precipitação no pavimento, no terreno natural, em canteiros, taludes de aterro e corte, assim como de origem externa (sobretudo do escoamento da água pelo confrontante ao norte). Além disso, notam-se afloramentos rochosos na porção mais alta do terreno.

Assim, a maior parte do sistema de drenagem na região deverá ser superficial. Propõe-se que a água do pavimento seja conduzida pelos meios-fios até as alas para entrada d'água, as quais estabelecerão uma ligação com sarjetas trapezoidais, despejando a água em caixas de inspeção. Ao longo da taipa ao sul será disposta uma sarjeta trapezoidal para a coleta do efluente gerado pela precipitação no terreno natural, enquanto outra sarjeta será disposta ao norte.

As caixas de inspeção estabelecerão uma ligação entre os efluentes de origem distinta, ou seja, conectam sarjetas que coletam água de locais distintos, conduzindo a água para novas sarjetas, até um ponto onde é necessário o emprego de poços de visita para transferir a água para tubulações, a fim de realizar a ligação com a rede de drenagem atualmente existente na Rua Aristides Cassão.

6.2 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO PARA VAZÕES DE PROJETO

O dimensionamento do sistema de drenagem pode ser realizado conforme o método racional proposto pelo DNIT (2006). Esse método consiste no cálculo da descarga máxima de uma enchente de projeto por uma equação simples, devendo-se ater ao coeficiente de deflúvio adotado:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6}$$

Onde:

- Q descarga de contribuição (m³/s);
- C coeficiente de escoamento superficial ou deflúvio (adimensional);
- I intensidade da precipitação (mm/h);
- A área de contribuição (km²).

A Tabela 23 apresenta valores usuais para o coeficiente de deflúvio.

Tabela 23 – Coeficientes de deflúvio para o método racional (DNIT, 2006).

Características da superfície	Coeficiente C
Revestimento em concreto de cimento Portland	0,70 – 0,90
Revestimento betuminoso	0,80 – 0,95
Revestimento primário	0,40 – 0,60
Solos sem revestimento, com baixa permeabilidade	0,40 – 0,65
Solos sem revestimento, com permeabilidade moderada	0,10 – 0,30
Taludes gramados	0,50 – 0,70
Prados e campinas	0,10 – 0,40
Áreas florestais	0,10 – 0,25
Terrenos cultivados em zonas altas	0,15 – 0,40
Terrenos cultivados em vales	0,10 – 0,30

A intensidade de precipitação pode ser determinada de diversas formas. Podem ser utilizados desde valores estimados e tabelados até análises hidrológicas completas. Para a obra em questão, optou-se por utilizar a equação intensidade-duração-frequência (IDF) fornecida no PMSB de São Joaquim, apresentado em 2.2.

Em se tratando da duração da chuva crítica, é usual o emprego do tempo de concentração da bacia hidrográfica, ou seja, o tempo de chuva em que toda a precipitação na bacia hidrográfica contribui na vazão de um ponto de controle específico. Uma definição usual para o tempo de concentração é apresentada por

Tomaz (2002), tratando-se do “tempo que a água demora para percorrer desde o ponto mais distante da bacia até o exutório”.

Dessa forma, a duração da chuva pode ser estimada por equações empíricas para o tempo de concentração da microbacia, como as de Kirpich, USACE, DNOS, Ven Te Chow e California Culverts Practice, ou equações específicas apresentadas por órgão municipais, estaduais ou federais.

Conforme ressalta DNIT (2006), recomenda-se empregar, na equação de chuvas intensas, duração da precipitação intensa de projeto de 5 minutos para pequenas bacias. Quanto maior a duração da chuva de projeto, menor a intensidade da precipitação, e quanto menor a duração, maior a intensidade, o que implica em tempo insuficiente para que a água chegue ao exutório da bacia.

De acordo com a Prefeitura de São Joaquim (2015), a tabela subsequente, sugerida pelo DAEE/CETESB é recomendada para a definição do tempo de retorno para projetos no município.

Tabela 24 – Períodos de retorno em função da ocupação da área (DAEE/CETESB, 1980, apud Prefeitura de São Joaquim, 2015).

Tipo de obra	Tipo de ocupação	Período de retorno (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
	Comercial	5
	Edifícios de serviços ao público	5
	Aeroportos	2 a 5
	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 a 10
Macro-drenagem	Áreas comerciais e residenciais	50 a 100
	Áreas de importância específica	500
Grandes canais urbanos	Sem dique	25
	Com dique	100
Pequenos canais urbanos	Sem dique	10
	Com dique	50
Pequenos canais para a drenagem urbana		5 a 10
Bocas de lobo		1 a 2

No que tange ao tempo de retorno, observa-se uma compatibilidade entre o recomendado pelo DNIT (2006) e o pelo PMSB de São Joaquim (2015). Dessa forma, empregando a equação IDF apresentada no PMSB de São Joaquim para duração de 5 minutos e tempo de retorno de 10 anos, obteve-se intensidade de precipitação de projeto de 175,45 mm/h.

6.3 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS

Determinados os parâmetros hidrológicos necessários e calculada a descarga de contribuição, passa-se ao dimensionamento hidráulico dos elementos de drenagem, utilizando a fórmula de Chézy com coeficiente de Manning e da continuidade:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{i}$$

$$Q = V \cdot A_h$$

Onde:

- V velocidade do escoamento (m/s);
- n coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional);
- R_h raio hidráulico do dispositivo (m);
- i declividade do dispositivo (m/m);
- Q vazão do escoamento (m³/s);
- A_h área molhada do dispositivo (m²).

O coeficiente de rugosidade de Manning para elementos de drenagem em concreto de cimento Portland é de 0,013 (DNIT, 2006), enquanto tubulações em PEAD apresentam coeficiente de 0,010 (Kanaflex, 2022). O objetivo do uso das equações apresentadas é definir as dimensões de um elemento de drenagem capaz de suportar a vazão de projeto calculada de forma econômica e tecnicamente viável.

Em se tratando do dimensionamento de dispositivos de seção circular, como tubos, empregam-se as seguintes equações para o cálculo de variáveis para o dimensionamento hidráulico:

$$A_h = \frac{D^2}{8} \cdot [\theta - \sin(\theta)]$$

$$P_h = \frac{\theta \cdot D}{2}$$

$$R_h = \frac{A_h}{P_h} = \frac{D}{4} \cdot \left[1 - \frac{\sin(\theta)}{\theta} \right]$$

Onde:

- θ ângulo entre as extremidades da seção da lâmina de água que tangenciam o tubo, centrado no eixo do tubo, com validade entre 0 e 2π (rad);
- y altura da lâmina de água na seção do tubo (m);

- D diâmetro interno do tubo (m);
 A_h área molhada da seção do tubo (m²);
 P_h perímetro molhado da seção do tubo (m);
 R_h raio hidráulico da seção do tubo (m).

Considerando a seção plena, tem-se $\theta = 2\pi \text{ rad}$, o que resulta em:

$$\begin{aligned}
 A_h &= \frac{\pi \cdot D^2}{4} \\
 P_h &= \pi \cdot D \\
 R_h &= \frac{A_h}{P_h} = \frac{D}{4}
 \end{aligned}$$

Já se tratando do dimensionamento de dispositivos de seção trapezoidal, caso das sarjetas propostas, empregam-se as seguintes equações para o cálculo de variáveis para o dimensionamento hidráulico:

$$\begin{aligned}
 A_h &= h \cdot (b + z \cdot h) \\
 P_h &= b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{z^2 + 1} \\
 R_h &= \frac{A_h}{P_h} = \frac{h \cdot (b + z \cdot h)}{b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{z^2 + 1}}
 \end{aligned}$$

Onde:

- h altura da lâmina de água no canal trapezoidal (m);
 b largura da base do canal trapezoidal (m);
 z fator de declividade horizontal da parede do canal trapezoidal (1V:zH);
 A_h área molhada da seção do canal trapezoidal (m²);
 P_h perímetro molhado da seção do canal trapezoidal (m);
 R_h raio hidráulico da seção do canal trapezoidal (m).

O dimensionamento de dispositivos de seção retangular, caso dos ralos lineares, pode ser realizado por meio das equações para a seção trapezoidal, considerando o fator de declividade horizontal nulo.

Por fim, DNIT (2006) apresenta a seguinte equação para o dimensionamento de alas para entrada d'água, supondo o funcionamento do dispositivo como vertedor:

$$Q = 1,703 \cdot L \cdot y^{1,5}$$

Onde:

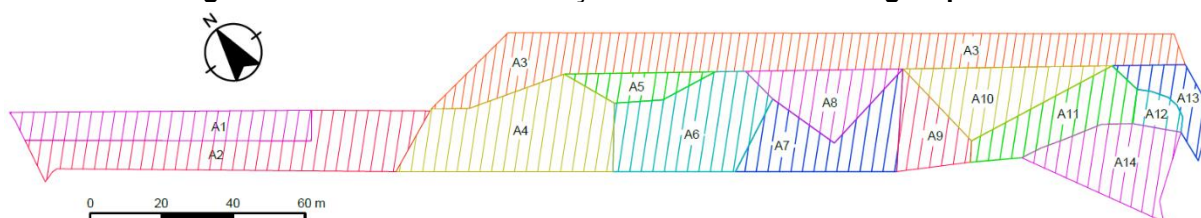
- Q vazão máxima de entrada (m^3/s);
 L abertura da ala (m);
 y altura d'água na entrada (m).

6.4 BACIAS DE CONTRIBUIÇÃO

A primeira etapa do dimensionamento da rede de drenagem pluvial consiste no lançamento, em planta, do sistema planejado e verificação das bacias de contribuição. As bacias de contribuição devem contemplar, ainda, a água pluvial que chega ao sistema dentro da microbacia hidrográfica em questão e que diz respeito à precipitação de origem externa ao terreno do empreendimento (A1 e A12).

A avaliação da contribuição externa é resultado da análise das condições planialtimétricas da região. As áreas obtidas e os limites traçados se dão em função exclusivamente do levantamento planialtimétrico fornecido. A Figura 40 apresenta as bacias de contribuição do sistema de drenagem pluvial.

Figura 40 – Bacias de contribuição do sistema de drenagem pluvial.



6.5 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO

A partir da intensidade de precipitação determinada através da equação IDF apresentada no PMSB de São Joaquim (2015) e das bacias de contribuição segregadas, obteve-se as seguintes vazões de projeto pelo método racional:

Tabela 25 – Vazões de projeto pelo método racional.

Região	Área de contribuição (m^2)	Intensidade de precipitação (mm/h)	Coefficiente de escoamento	Vazão de projeto (L/s)
A1	665,75	175,45	0,85	27,58
A2	1120,02		0,85	46,40
A3	2145,55		0,50	52,28
A4	1179,72		0,75	43,12
A5	219,72		0,75	8,03
A6	927,13		0,75	33,89

A7	669,27		0,75	24,46
A8	464,84		0,75	16,99
A9	350,66		0,75	12,82
A10	591,79		0,75	21,63
A11	552,24		0,75	20,19
A12	117,94		0,75	4,31
A13	261,48		0,75	9,56
A14	652,36		0,50	15,90
Total	9918,47	-	-	337,15

O dimensionamento das sarjetas de seção trapezoidal levou em consideração o limite de velocidade de 5,0 m/s para o escoamento da água. Dessa forma, enquanto parte da rede pode ser assentada de acordo com as declividades naturais do terreno, parte deverá apresentar escalonamento em degraus ou com pequenos dentes com função de barragem.

Para esses casos, o dimensionamento da velocidade e da vazão suportada se deu considerando um escoamento com declividade de 3%, valor representativo e a favor da segurança do sistema. Além disso, considerou-se folga livre de 5 cm para todos os dispositivos de drenagem superficial.

Tabela 26 – Dimensionamento das sarjetas trapezoidais do sistema de drenagem (parte 1).

Trecho	Largura da base (cm)	Altura do escoamento (cm)	Altura do dispositivo (cm)	Inclinação da parede	Comprimento (m)
1-3	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	58,00
3-5	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	37,50
5-7	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	42,50
7-9	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	19,00
9-11	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	45,50
2-3	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	16,50
4-5	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	21,00
6-7	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	17,00
8-9	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	2,50
13-14	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	19,00
1'-3'	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	69,00
3'-5'	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	52,00
5'-7'	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	56,50
7'-8'	30,00	15,00	20,00	1V:1H (45°)	21,50
2'-3'	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	14,00
4'-5'	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	26,00
6'-7'	15,00	10,00	15,00	1V:1H (45°)	45,50

Tabela 27 – Dimensionamento das sarjetas trapezoidais do sistema de drenagem (parte 2).

Trecho	Necessidade de escalonamento	Declividade	Velocidade de máxima de escoamento (m/s)	Vazão do dispositivo (L/s)	Vazão de projeto (L/s)
1-3	Não	13,80%	4,27	106,72	43,12
3-5	Não	16,40%	4,65	116,37	77,01
5-7	Sim	15,60%*	2,74	184,87	101,47
7-9	Sim	25,30%*	2,74	184,87	114,29
9-11	Sim	17,40%*	2,74	184,87	138,65
2-3	Não	3,00%	2,01	51,05	43,12
4-5	Não	5,20%	2,91	72,86	33,89
6-7	Não	4,70%	2,49	62,33	24,46
8-9	Não	2,00%	1,63	40,64	12,82
13-14	Não	15,30%	4,49	112,26	15,90
1'-3'	Sim	12,80%*	2,74	184,87	28,94
3'-5'	Sim	15,70%*	2,74	184,87	60,05
5'-7'	Sim	24,80%*	2,74	184,87	98,93
7'-8'	Sim	32,60%*	2,74	184,87	98,93
2'-3'	Não	8,90%	3,43	85,86	8,03
4'-5'	Não	7,70%	3,19	79,70	16,99
6'-7'	Sim	18,70%*	1,99	49,77	21,63

*A sarjeta acompanha a declividade do terreno, mas apresenta escalonamento em degraus ou dentes, empregando-se declividade de 3,00% para fins de dimensionamento. As demais declividades são idênticas à natural do terreno.

Ressalta-se, ainda, a necessidade de transpor os passeios previstos na região em alguns trechos das sarjetas trapezoidais. Para tal, são apresentadas, em planta, algumas soluções de transposição de sarjetas (para transpor passeios deverá ser executada uma base de concreto simples e lajes de concreto armado).

O dimensionamento dos ralos lineares de concreto com grelha de ferro fundido considerou a declividade no bordo do pavimento conformado para a determinação das vazões suportadas pelos dispositivos. As tabelas subsequentes apresentam os resultados obtidos.

Tabela 28 – Dimensionamento dos ralos lineares do sistema de drenagem (parte 1).

Trecho	Largura da base (cm)	Altura do escoamento (cm)	Altura do dispositivo (cm)	Comprimento (m)	Declividade
1"- 2"	20,00	10,00	15,00	10,00	1,70%
2"- 3"	20,00	10,00	15,00	20,00	0,90%
4"- 3"	20,00	10,00	15,00	50,00	1,90%
5"- 6"	20,00	10,00	15,00	30,00	1,40%
7"- 6"	20,00	10,00	15,00	20,00	0,80%
8"- 7"	20,00	10,00	15,00	20,00	2,70%

9"- 8"	20,00	10,00	15,00	20,00	1,80%
--------	-------	-------	-------	-------	-------

Tabela 29 – Dimensionamento dos ralos lineares do sistema de drenagem (parte 2).

Trecho	Velocidade de máxima de escoamento (m/s)	Vazão do dispositivo (L/s)	Vazão de projeto (L/s)
1"- 2"	1,36	27,22	4,14
2"- 3"	0,99	19,81	8,27
4"- 3"	1,43	28,63	15,17
5"- 6"	1,25	25,00	18,52
7"- 6"	0,93	18,68	8,35
8"- 7"	1,72	34,31	8,35
9"- 8"	1,40	28,01	11,18

O dimensionamento de tubos de concreto também levou em consideração o limite de velocidade de 5,0 m/s para o escoamento da água. Outro fator limitante para esse dimensionamento é a máxima relação y/D de 0,70 (altura proporcional da água escoando pelo diâmetro interno da tubulação).

O recobrimento mínimo considerado equivale ao diâmetro nominal da tubulação para regiões em geral e a 1,50 vezes o diâmetro nominal para pontos onde há necessidade de transpor pavimentos trafegáveis. Nesses casos, o recobrimento deve contar a partir da geratriz superior externa da tubulação, indo até o começo da camada inferior do pavimento, ou seja, a sub-base.

Além disso, foi optado por não instalar tubos sob as regiões de maior declividade do pavimento de concreto, uma vez que uma eventual manutenção da tubulação poderia trazer prejuízos consideráveis ao pavimento. Assim, a tubulação 11-12 apresentou velocidade máxima superior a 5,0 m/s, devendo-se prever medidas para aumentar o coeficiente de rugosidade do tubo ou reduzir a velocidade do escoamento, tais como:

- Execução de revestimento com brita/pedra argamassada ou material similar;
- Execução de ranhuras e/ou chapiscos nas paredes;
- Execução de pequenos dentes (semelhante ao proposto em planta para a solução 01 de escalonamento de sarjetas trapezoidais), os quais funcionariam como pequenas barragens, reduzindo a velocidade do escoamento.

Recomenda-se que essas medidas sejam estendidas para as tubulações 12-14 e 14-16. Além disso, os poços de visita 12, 14 e 16 deverão ser executados em concreto armado, e não em alvenaria de blocos de concreto como os demais poços e caixas. Um revestimento especial nesses poços também é recomendado, a fim de reduzir os possíveis impactos deletérios à estrutura desses dispositivos por conta da velocidade do escoamento a montante.

As tubulações que estabelecem a ligação entre o sistema de drenagem proposto e o atualmente existente na Rua Aristides Cassão e na Rua Antônio Pereira Sobrinho não foram apresentadas em planta e nem contabilizadas nos quantitativos desse projeto, uma vez que não há conhecimento acerca das dimensões (principalmente da profundidade) das caixas e poços existentes na rede atual. Dessa forma, sugeriu-se uma faixa de declividade admissível para uma tubulação dimensionada.

Em três trechos da drenagem do Estacionamento são empregados tubos em PEAD com o objetivo de reduzir o recobrimento necessário para transpor o pavimento na região. Esses tubos podem apresentar velocidade de escoamento de até 7,0 m/s e máxima relação y/D de 1,00, podendo operar inclusive sob pressão.

Além disso, o recobrimento desses tubos pode ser de 10 cm sob o pavimento, desde que não haja compactação com maquinário pesado de nenhum dos materiais sobre a tubulação (incluindo a sub-base do pavimento). O emprego de compactação com soquete mecânico é necessário nesses casos.

Os resultados do dimensionamento das tubulações são apresentados nas tabelas subsequentes. Ressalta-se que a cota do fundo da vala apresentada diz respeito ao espaço destinado ao lastro de brita, ao tubo e ao recobrimento necessário.

Tabela 30 – Dimensionamento das tubulações do sistema de drenagem (parte 1).

Trecho	Dispositivo	Dimensões da vala (m)			
		Largura da base	Comprimento	Profundidade à montante	Profundidade à jusante
11-12	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	18,50	1,50	0,97
12-14	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	21,00	1,02	0,97
14-16	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	4,00	1,02	0,94
8'-9'	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	20,50	0,95	1,01
9'-11'	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	13,50	1,06	0,92
11'-16	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	10,50	1,40	1,52
2"-3"	(1x) Tubo PEAD DN110 mm	0,31	19,00	0,60	0,61
3"-7"	(3x) Tubo PEAD DN110 mm	0,63	16,00	0,66	0,66
6"-7"	(3x) Tubo PEAD DN110 mm	0,63	19,00	0,60	0,91

7"-8"	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	19,00	0,96	1,59
8"-9"	(1x) Tubo concreto DN300 mm	0,60	19,00	1,64	2,19
16-rede	(1x) Tubo concreto DN500 mm	-	-	1,57	-
9"-rede	(1x) Tubo concreto DN300 mm	-	-	2,24	-

Tabela 31 – Dimensionamento das tubulações do sistema de drenagem (parte 2).

Trecho	Diâmetro nominal (mm)	Declividade	Velocidade de máxima de escoamento (m/s)	Vazão do dispositivo (L/s)	Vazão de projeto (L/s)
11-12	300	35,00%*	6,67	572,09	138,78
12-14	300	15,00%	4,90	374,52	138,78
14-16	300	13,00%	4,78	348,66	154,68
8'-9'	300	12,50%	4,29	341,89	108,49
9'-11'	300	17,50%	4,85	404,53	108,49
11'-16	300	4,00%	2,81	193,40	108,49
2"-3"	110	1,00%	0,86	6,16	3,45
3"-7"	110	4,00%	1,67	36,94	27,58
6"-7"	110	1,20%	0,92	20,23	18,52
7"-8"	300	0,50%	1,08	68,38	56,66
8"-9"	300	1,00%	1,51	96,70	73,98
16-rede	500	$1,00\% \leq i \leq 10,50\%$	$2,08 < v < 5,00$	$> 377,60$	263,17
9"-rede	300	$1,00\% \leq i \leq 25,50\%$	$1,51 < v < 5,00$	$> 96,70$	73,98

*Prever medidas para redução da velocidade de escoamento.

Dentro das caixas de passagem, inspeção e dos poços de visita é previsto um desnível de 5 cm entre a tubulação de descarga à montante e à jusante, garantindo assim o pleno funcionamento do sistema. A Tabela 32 apresenta as caixas e poços empregados no sistema, assim como a recomendação construtiva e as dimensões internas.

Tabela 32 – Caixas de passagem, inspeção e poços de visita do sistema de drenagem.

Número de identificação	Dispositivo	Dimensões internas (cm)	Método construtivo recomendado
3	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
5	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
7	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
9	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
11	Poço de visita	120x120x140	Alvenaria de blocos de concreto
12	Poço de visita	120x120x100	Concreto armado
14	Poço de visita	120x120x100	Concreto armado
16	Poço de visita	120x120x150	Concreto armado
3'	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
5'	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
7'	Caixa de inspeção	90x90x70	Alvenaria de blocos de concreto
8'	Poço de visita	120x120x100	Alvenaria de blocos de concreto
9'	Poço de visita	120x120x100	Alvenaria de blocos de concreto

11'	Poço de visita	120x120x130	Alvenaria de blocos de concreto
2"	Caixa de passagem	45x100x60	Alvenaria de blocos de concreto
3"	Caixa de passagem	45x100x110	Alvenaria de blocos de concreto
6"	Caixa de passagem	45x100x60	Alvenaria de blocos de concreto
7"	Caixa de passagem	45x100x110	Alvenaria de blocos de concreto
8"	Caixa de passagem	45x100x190	Alvenaria de blocos de concreto
9"	Caixa de passagem	45x100x250	Alvenaria de blocos de concreto

Deve-se ressaltar, ainda, que os dispositivos 16 e 9" poderão ser executados com profundidades distintas, uma vez que não se conhecem as dimensões dos poços e caixas da rede de drenagem existente nas Ruas Antônio Pereira Sobrinho e Aristides Cassão. Além disso, a caixa de passagem 9" poderá ser substituída por um poço de visita enterrado sem ligação com o ralo linear sobrejacente, a fim de reduzir sua altura interna.

No que tange às alas para entrada d'água, propõe-se um total de 10 desses dispositivos ao longo da Rua Sinuosa. Considerando a altura máxima da lâmina de água a montante da ala, tem-se vazão máxima de entrada de 44,52 L/s, valor superior ao máximo necessário.

6.6 QUANTITATIVOS

A partir dos resultados obtidos pelo dimensionamento do sistema de drenagem pluvial, pode-se estimar as quantidades de dispositivos necessários para o desenvolvimento da rede em questão. A tabela subsequente apresenta um quantitativo para os elementos dimensionados.

Tabela 33 – Quantitativos do sistema de drenagem.

Dispositivo	Material	Quantidade
Sarjeta trapezoidal 15/45x15 cm	Concreto ($f_{ck} = 20$ MPa)	257,00 m
Sarjeta trapezoidal 30/70x20 cm	Concreto ($f_{ck} = 20$ MPa)	306,00 m
Ralo linear com grelha de FoFo 20x15 cm	Concreto ($f_{ck} = 20$ MPa)	170,00 m
Tubo PA-1 (ponta e bolsa) DN300 mm	Concreto armado	126,00 m
Tubo PEAD SDR17 DN110 mm	Polietileno de alta densidade	124,00 m
Poço de visita 120x120 cm	Concreto armado	3 un.
Poço de visita 120x120 cm	Alvenaria de blocos de concreto	4 un.
Caixa de inspeção 90x90 cm	Alvenaria de blocos de concreto	7 un.
Caixa de passagem 45x100 cm	Alvenaria de blocos de concreto	6 un.
Ala para entrada d'água	Concreto ($f_{ck} = 20$ MPa)	10 un.
Meio-fio MFC03	Concreto ($f_{ck} = 20$ MPa)	765,00 m
Transposição 30/70x20 cm – Solução 02	Concreto simples e armado	20,00 m
Transposição 15/45x15 cm – Solução 03	Concreto simples e armado	10,00 m

Ressalta-se que não estão incluídos nos quantitativos as tubulações para ligação entre a rede projetada e a existente nas Ruas Aristides Cassão e Antônio Pereira Sobrinho.

6.7 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

Todos os serviços referentes à implantação do projeto de drenagem serão executados em conformidade com as prescrições desta especificação, a menos que de outra forma seja autorizado pela fiscalização. Todos os serviços executados estarão sujeitos à aprovação da fiscalização. Questões técnicas não especificadas em projeto serão complementadas por especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Caberá ao executor, sob as restrições impostas pela fiscalização, entre outras responsabilidades, a execução das atividades e serviços abaixo relacionados:

- Execução de todos os serviços relacionados à implantação do projeto de drenagem;
- Fornecimento, armazenamento e manuseio de todos os materiais necessários à execução dos serviços;
- Fornecimento, manutenção e operação de todos os equipamentos necessários à realização dos serviços;
- Fornecimento da mão de obra necessária à execução dos serviços.

Quaisquer serviços não previstos no projeto ou nas especificações só poderão ser realizados pela executora com autorização expressa da fiscalização.

Especial atenção é necessária na execução dos elementos de drenagem dispostos nos limites do empreendimento, uma vez que as adjacências não são de posse do contratante, ficando vetado qualquer descarte de material para além desses limites. As medidas de prevenção de contaminação e proteção dessas áreas lindeiras deverão ser especificadas pelo executor.

É de responsabilidade do executor o cumprimento das exigências em vigor para o atendimento às normas de segurança e higiene do trabalho. Caberá à

executora a elaboração de todos os serviços topográficos necessários ao bom desenvolvimento das obras de drenagem e atendimento ao projeto.

No transporte, estocagem e manuseio dos elementos pré-fabricados, não serão admitidos, sob pena de recusa, choques ou outros maus tratos que afetem a integridade dos materiais.

As obras de drenagem deverão respeitar a sequência executiva adequada em função do tipo de elemento a ser instalado. Para a região da Rua Sinuosa, a ordem a ser seguida é apresentada:

- As sarjetas localizadas nos limites do terreno, assim como as tubulações, caixas de inspeção, poços de visita e a ligação com a rede de drenagem existente na Rua Aristides Cassão deve ser realizada após ou durante as obras de contenção, as quais deverão anteceder as operações de terraplenagem da plataforma da via;
- Os meios-fios deverão ser instalados antes ou no decorrer das operações de pavimentação, e após ou concomitantemente aos serviços de terraplenagem, avaliando-se a possibilidade de danos a esses elementos;
- As sarjetas que ligam a saída d'água do pavimento com as caixas de inspeção deverão ser instaladas logo após a conformação da plataforma da via;
- As alas para entrada d'água deverão ser conformadas após a execução do pavimento, prevendo-se os pontos para deslocamento do meio-fio com antecedência;
- Os trechos com necessidade de transposição de sarjetas deverão ser locados durante a execução das sarjetas e antes da construção do passeio, evitando assim desníveis no passeio.

Para a região do Estacionamento, tem-se a seguinte sequência executiva:

- As caixas de passagem e as tubulações, assim como a ligação com a rede de drenagem existente na Rua Antônio Pereira Sobrinho, deverão ser executadas após ou durante as operações de terraplenagem, e antes da pavimentação da região, impreterivelmente;

- Os ralos lineares de concreto deverão ser executados somente após a finalização dos serviços de pavimentação no limite sul, e durante os serviços de construção do passeio no limite norte.

É vetado o corte do pavimento para instalação de elementos de drenagem, recomendando-se a instalação apenas antes da execução dos pavimentos. É vetada a instalação, sob qualquer hipótese, de tubulações sob as regiões onde o pavimento apresenta inclinação longitudinal superior a 14%.

As questões técnicas relativas às operações de terraplenagem são de responsabilidade da executora, recomendando-se complementação com as especificações da ABNT NBR 8044 (projeto geotécnico) e do manual de implantação de rodovias (IPR 742) do DNIT.

Em regiões de baixo risco geotécnico e onde o tráfego de veículos é vetado, o reaterro deverá ser executado com grau de compactação mínimo de 90% e desvio de umidade máximo de 4% (Proctor Intermediário). Nas demais regiões deverão ser respeitados os limites apresentados para a terraplenagem, ou seja, grau de compactação mínimo de 98% e desvio de umidade máximo de 1% (Proctor Intermediário).

Todas as estruturas de drenagem em concreto simples, armado ou que envolvam argamassa de cimento Portland moldada *in loco*, como os ralos lineares, as sarjetas, transposições e alguns poços de visita, deverão respeitar as normas técnicas brasileiras vigentes (ABNT) e ser dimensionadas para atender adequadamente ao projeto.

O dimensionamento estrutural e a dosagem do concreto ou argamassa, quando necessários e não apresentados em planta, serão de responsabilidade da executora, a qual deverá submeter as informações pertinentes à fiscalização.

O procedimento executivo recomendado das obras associadas às sarjetas trapezoidais consiste em:

- Executar cortes no terreno na região de execução desses dispositivos, levando em consideração a espessura de concreto das paredes das sarjetas, e regularizando a base e os taludes onde os mesmos serão instalados;
- Demarcar os alinhamentos necessários (considerando transposições e ligações com alas) e inserir os gabaritos de acordo com a conformação

necessária (o método executivo será definido pelo executor, podendo empregar fôrmas simples, deslizantes ou demais metodologias);

- Concretar a sarjeta, aguardando o tempo necessário para garantir sua estabilidade estrutural;
- Realizar o acabamento das superfícies, evitando manter a superfície de escoamento da água excessivamente lisa, aumentando assim sua rugosidade e reduzindo a velocidade do escoamento.

Havendo a necessidade de execução de escalonamento da sarjeta, deverão ser executados os dentes durante a concretagem ou imediatamente após a conformação da sarjeta, com o concreto ainda fresco. Em caso de escalonamento com degraus, os cortes realizados deverão prever os desníveis antes da execução.

O procedimento executivo de meios-fios e ralos lineares de concreto com grelha de ferro fundido é semelhante ao apresentado para as sarjetas, devendo-se nesses casos garantir o contato dos dispositivos com o pavimento adjacente. Em pontos com potencial de acúmulo de água no meio-fio deverão ser executados furos laterais nas cotas mais baixas do meio-fio, permitindo a saída da água para o terreno confrontante.

O executor poderá optar pelo emprego de peças pré-moldadas (para ralos lineares, meios-fios e sarjetas), nesse caso devendo garantir o efetivo contato e ancoragem desses dispositivos com o solo, por meio da execução de ganchos e lastro de concreto, por exemplo. Além disso, dispositivos pré-fabricados deverão possuir juntas vedadas com argamassa.

Em trechos cujas sarjetas passam sob passeios, deverão ser executadas transposições com lajes. Para tal, uma base de concreto simples deve ser conformada, e sobre ela serão instaladas lajes com 50 cm de largura, permitindo a passagem de pedestres pelo passeio e facilitando a remoção das lajes para manutenção. As bases deverão obrigatoriamente ser conformadas *in loco*, com concreto simples, enquanto as lajes poderão ser pré-fabricadas em concreto armado.

Em se tratando de tubulações de concreto, a sequência de instalação é apresentada subsequentemente:

- Executar corte do terreno na região de instalação desses dispositivos conforme o indicado em projeto, regularizando a base onde os mesmos serão instalados, e garantindo segurança geotécnica dos taludes;

- Assentar uma camada de 10 cm de espessura de brita, bica corrida ou concreto magro sobre o subleito onde a tubulação será instalada;
- Instalar sucessivamente os tubos com encaixe do tipo ponta e bolsa, dispondo a bolsa à montante e a ponta à jusante do sistema;
- Executar os ajustes geométricos necessários para garantir a compatibilidade dos tubos com os poços de visita, como cortes nos perfis e execução de vedações em juntas, sempre que necessário;
- Executar o reaterro da seção escavada, de modo a garantir o recobrimento mínimo definido em projeto (o recobrimento mínimo considerado equivale ao diâmetro nominal da tubulação para regiões em geral e a 1,50 vezes o diâmetro nominal para pontos onde há necessidade de transpor pavimentos trafegáveis);
- É recomendado o plantio de gramíneas sobre o solo reaterrado e adjacente.

Deverá ser reservado uma altura mínima de 10 cm entre a geratriz inferior interna da tubulação e a base das caixas de passagem e poços de visita, e de 20 cm entre a geratriz inferior interna de sarjetas e a base de caixas de inspeção. Além disso, deverá ser respeitado um desnível de 5 cm entre a tubulação de montante e de jusante dentro das caixas e poços.

Para o trecho cuja velocidade máxima excede os 5,0 m/s, promover medidas para aumentar o coeficiente de rugosidade do tubo ou reduzir a velocidade do escoamento, tais como:

- Execução de revestimento com brita/pedra argamassada ou material similar;
- Execução de ranhuras e/ou chapiscos nas paredes;
- Execução de pequenos dentes (semelhante ao proposto em planta para a solução 01 de escalonamento de sarjetas trapezoidais), os quais funcionariam como pequenas barragens, reduzindo a velocidade do escoamento.

Essas medidas deverão ser executadas impreterivelmente antes do assentamento da tubulação. Para as tubulações de PEAD, recomenda-se a aquisição

em rolos com 50 metros, evitando assim a execução de juntas nos trechos retilíneos entre caixas de passagem. O procedimento de instalação desses dispositivos é apresentado:

- Executar corte do terreno na região de instalação desses dispositivos conforme o indicado em projeto, regularizando a base onde os mesmos serão instalados, e garantindo segurança geotécnica dos taludes;
- Assentar uma camada de 10 cm de espessura areia sobre o subleito onde a tubulação será instalada;
- Instalar os tubos de PEAD, respeitando um afastamento lateral de 5 cm entre tubos e de 10 cm nos bordos, e evitando ao máximo a execução de juntas nos trechos;
- Assentar uma camada de 10 cm de areia sobre as tubulações, compactando-a com auxílio de soquete mecânico e água;
- Executar os ajustes geométricos necessários para garantir a compatibilidade dos tubos com os poços de visita, como cortes nos perfis e execução de vedações em juntas, sempre que necessário;
- Executar o reaterro da seção escavada. Havendo pavimento sobre os tubos, deve-se garantir que esse trecho não seja compactado com maquinário pesado (recomenda-se o emprego de soquetes para a compactação da sub-base do pavimento).

Os poços de visita, caixas de inspeção e passagem apresentam o seguinte procedimento executivo geral:

- Executar corte do terreno na região de instalação desses dispositivos, regularizando a base onde os mesmos serão instalados;
- Garantir os escoramentos necessários para que não haja riscos geotécnicos durante a instalação dos dispositivos;
- Assentar um lastro de no mínimo 10 cm de espessura de concreto magro sobre o subleito onde os poços serão instalados.

Optando-se pela execução de poços e caixas moldadas *in loco*, recomenda-se:

- Moldar *in loco* no decorrer da instalação dos elementos de drenagem adjacentes, de modo a permitir a execução de ajustes geométricos com maior facilidade, garantindo correto funcionamento do sistema;
- Para poços e caixas em alvenaria de blocos de concreto, executar juntas estruturais com aço e concreto nos vértices dos dispositivos.
- Ainda para poços e caixas em alvenaria de blocos de concreto, executar cintas de amarração a cada metro de altura da parede do poço, e tomar precauções adicionais caso sejam executados *in loco* poços com mais de 2,0 metros de profundidade;
- Para poços e caixas em concreto armado, tomar as medidas necessárias para garantir segurança geotécnica, assentando fôrmas com estroncas, por exemplo;
- Executar o revestimento com argamassa, e preparar o topo para a instalação de tampa de ferro fundido ou concreto.

Em caso de emprego de poços ou caixas pré-fabricadas, ou de aduelas ou tubos de concreto para essa finalidade, recomenda-se o seguinte procedimento:

- Assentar as peças com o auxílio de guindauto ou guindaste, preenchendo as juntas com argamassa de cimento Portland;
- Executar os cortes necessários para a compatibilização com os dispositivos de drenagem adjacentes, vedando as juntas com argamassa;
- Preparar o topo para a instalação de tampa de ferro fundido ou concreto.

Por fim, para quaisquer tipos de métodos executivos empregados, finaliza-se com os seguintes serviços:

- Inserir a tampa de ferro fundido ou concreto no topo dos poços de visita e das caixas de inspeção (as caixas de passagem apresentam topo ligado aos ralos lineares, sem tampa);
- Executar o reaterro da vala aberta para a execução dos poços, de modo que a tampa fique visível e não apresente seu topo sob o nível do terreno adjacente.

Em se tratando das alas para entrada d'água, recomenda-se a seguinte sequência executiva:

- Demarcar os alinhamentos e deslocar o meio-fio à montante para fora do talude;
- Executar corte do terreno na região de instalação desses dispositivos conforme o indicado em projeto, regularizando a base onde os mesmos serão instalados, e garantindo segurança geotécnica dos taludes;
- Inserir os gabaritos de acordo com a conformação necessária (o método executivo será definido pelo executor, podendo empregar fôrmas simples, deslizantes ou demais metodologias);
- Concretar a base da ala e a barreira localizada à jusante, assim como o trecho de ligação com a sarjeta trapezoidal ou com o poço de visita cuja água será destinada, respeitando os taludes conformados subjacentemente;
- Realizar o acabamento das superfícies, evitando manter a superfície de escoamento da água excessivamente lisa, aumentando assim sua rugosidade e reduzindo a velocidade do escoamento.

Ao final dos trabalhos relativos à rede de drenagem pluvial, a executora deverá apresentar relatório enumerando todas as observações de interesse aos serviços executados, bem como comentar sobre detalhes executivos relevantes dos serviços executados.

6.8 RECOMENDAÇÕES DE MANUTENÇÃO DOS DISPOSITIVOS

O sistema de drenagem deverá ser inspecionado e limpo periodicamente, conforme as especificações apresentadas neste capítulo. As frequências de inspeção e manutenção aqui apresentadas constituem recomendação de serviço, devendo ser ponderadas pelo responsável.

Diversos são os elementos que poderão comprometer o funcionamento do sistema de drenagem, assim como os mecanismos de deposição dos mesmos e sua frequência. Por esse motivo, sugere-se que a inspeção do sistema seja realizada

periodicamente, permitindo a definição das medidas cabíveis e do momento mais adequado para intervenção e manutenção.

A recomendação por parte dos projetistas é que a inspeção seja feita no mínimo mensalmente, e preferencialmente quinzenalmente. Sempre que ocorrerem precipitações intensas deverá ser realizada a inspeção para garantir o pleno funcionamento do sistema.

Os poços de visita e as caixas de inspeção possuem tampas que permitem o acesso para inspeção e limpeza desses dispositivos, enquanto os ralos lineares apresentam grelha de concreto removível. Essas atividades deverão ser realizadas cumprindo todas as exigências de segurança e higiene do trabalho.

A manutenção consiste principalmente na remoção de resíduos depositados nos poços de visita, caixas de inspeção, caixas de passagem, ralos lineares, sarjetas e meios-fios (que tendem a se concentrar nas barreiras das alas). A remoção dos resíduos depositados poderá ser realizada manualmente ou com máquinas, e se espera que esse procedimento seja realizado trimestralmente para os dispositivos do sistema de drenagem.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures**. Washington DC: AASHTO, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **ASTM D6951/D6951M – 18**: Standard test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Estudo técnico**: pavimentação com peças pré-moldadas de concreto: ET-27. São Paulo, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Manual de pavimento intertravado**: passeio público. São Paulo, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182**: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8044**: projeto geotécnico. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9781**: peças de concreto para pavimentação: especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9895**: Índice de Suporte Califórnia – ISC. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 11682**: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15645**: execução de obras utilizando tubos e aduelas pré-moldadas em concreto. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15953**: pavimento intertravado com peças de concreto – Execução. Rio de Janeiro, 2011.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**. New York: John Wiley & Sons, 1989.

BOBERMIN, M. P. **Estudo geotécnico de um colúvio da rodovia RS/115**: simulação de fluxo d'água. 2011. *Trabalho de Diplomação* (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM. **Mapa hidrogeológico do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2013.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM. **Mapa geológico do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2014.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM. **Geodiversidade do estado de Santa Catarina**. Porto Alegre: CPRM, 2016.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO – CONTRAN. **Manual brasileiro de sinalização de trânsito**. Volume completo. 2. ed. Brasília: Contran, 2007.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 9. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2019.

DENARDIN, A.P. **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia – RS**. 2005. *Dissertação* (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

DEPARTAMENTO DE INFRAESTRUTURA DE SANTA CATARINA – DEINFRA/SC. **Álbum de dispositivos-tipo de drenagem e obras de arte corrente**. 2. ed. Florianópolis, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentos rígidos**. 2. Ed. Rio de Janeiro: IPR, 2005a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2005b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de drenagem de rodovias**. 2. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de implantação básica de rodovia**. 3. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2010a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de sinalização rodoviária**. 3. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2010b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Álbum de projetos-tipo de dispositivos de drenagem**. 5. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2018.

EMPRESA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA E EXTENSÃO RURAL DE SANTA CATARINA – EPAGRI. **Atlas climatológico de Santa Catarina**. 2002. Disponível em: <https://ciram.epagri.sc.gov.br/index.php/solucoes/climatologia>. Acesso em: 08 fev. 2022.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Solos de Santa Catarina**. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004.

ESTADO DE SANTA CATARINA. **Recursos hídricos de Santa Catarina**. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável (SDS), Diretoria de Recursos Hídricos (DRHI), Gerência de Planejamento de Recursos Hídricos (GEPHI). Florianópolis, 2014.

ESTADO DE SANTA CATARINA. **Plano Estadual de Recursos Hídricos de Santa Catarina**: Caracterização geral das regiões hidrográficas de Santa Catarina: RH4 – Planalto de Lages. Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável (SDS). Florianópolis, 2017.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Cidades**: São Joaquim. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sc/sao-joaquim/panorama>. Acesso em: 07 fev. 2022.

KANAFLEX. **Kanaliso**. Disponível em: <http://www.kanaflex.com.br/produtos/pt/KANALISO>. Acesso em: 26 fev. 2022.

NIEBLE, C. M. **Desmontes cuidadosos com explosivos**: aspectos de engenharia e ambientais. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

PEREIRA, A. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados**: análise experimental e teórica. 2006. *Dissertação* (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes na formação Serra Geral, RS**. 2003. *Dissertação* (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

PINHEIRO, R. J. B. **Estudo de alguns casos de instabilidade da encosta da Serra Geral no estado do Rio Grande do Sul**. 2000. *Tese* (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

PINHEIRO, R. J. B.; SOARES, J. M. D.; BICA, A. V. D.; BRESSANI, L. A.; EISENBERGER, C. N. **Investigação geotécnica de uma encosta na área urbana de Santa Cruz do Sul – RS**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo, 2002.

PREFEITURA DE SÃO JOAQUIM. **Plano Municipal de Saneamento Básico de São Joaquim**. Florianópolis: Notus Serviços de Engenharia S/C Ltda, 2015.

RIGO, M. L. **Mineralogia, intemperismo e comportamento geotécnico de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral**. 2005. *Tese* (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

RIGO, M. L. **Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul**. 2000. *Dissertação* (Mestrado em

Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SILVEIRA, R. M. **Comportamento geotécnico de um solo coluvionar de São Vendelino (RS)**. 2008. *Tese* (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

SILVEIRA, R. M. **Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares do Gasoduto Bolívia-Brasil em Timbé do Sul (SC)**. 2003. *Dissertação* (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. São Paulo, 2012.

ANEXOS