UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Transportes

GPS E O PERFIL VERTICAL DE RODOVIAS

Segundo Carlos Lopes

Tese apresentada à
Escola de Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como parte
dos requisitos para obtenção do
Título de Doutor em Transportes.

Orientador: Professor Doutor José Bernardes Felex

DEDALUS - Acervo - EESC

31100017418

São Carlos
1996

Class.	Tese - EESC
Cutt.	3366
Tombo	191/92

Transportes

st 0745724

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

L864g Lopes, Segundo Carlos
GPS e o perfil vertical de rodovias / Segundo
Carlos Lopes. -- São Carlos, 1996.

Tese (Doutorado). -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1996.
Orientador: Prof. Dr. José Bernardes Felex

1. GPS. 2. Infra-estrutura viária. I. Título

Agradecimentos

A meus Pais;

A Neusa, minha estimada esposa,
pelo sacrifício e incentivo;

A meus filhos Rodrigo, Renato e Bruno;

Ao Professor Doutor José Bernardes Felex;
pela excelente orientação fornecida durante a execução deste
trabalho;

Ao Professor Doutor Irineu da Silva,
pela sugestão do tema e pela intercessão junto à LEICA do Brasil;

Ao Eng. Fernando Foratini Schmidt,
pelo inestimável apoio nas operações com o equipamento GPS;

Ao Eng. Jorge Miguel Nucci, e meus filhos Rodrigo e Renato,
pela valiosa colaboração nos trabalhos de campo.

À LEICA do Brasil;
pelo cessão dos equipamentos WILD GPS System 200, que
tornaram possível a execução deste trabalho

Aos amigos e colegas do Departamento de Transportes da
Escola de Engenharia de São Carlos

Aos amigos do Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Federal de São Carlos;

Aos que direta, ou indiretamente, contribuíram com esse trabalho.

Sumário

I. Introdução	1
I.1 A determinação de altitudes na superfície da Terra e suas proximidades	2
II. Sistema de Posicionamento Global (Global Positioning System)	10
II.1 Os satélites no GPS	11
II.1.1 Estrutura de órbitas de satélites GPS	12
II.1.2 Estrutura de sinais transmitidos no GPS	13
II.1.3 Informações sobre a navegação de satélites GPS	14
II.1.4 Efemérides	15
II.1.5 Usuários e receptores	17
II.2 Sistemas de coordenadas	19
II.2.1 O sistema de coordenadas terrestres convencional	19
II.2.2 Movimento polar	21
II.2.3 Medidas de tempo	22
II.3 Dados observados com GPS	25
II.3.1 Medida da fase portadora	27
II.3.2 Combinações lineares de observações	29
II.3.3 Efeitos da geometria das posições dos satélites	32
II.3.4 Multicaminhamento de sinais emitidos por satélites GPS	35
II.4 Métodos para determinação de posição com uso de GPS	36
II.4.1 O processo rápido-estático	38
II.4.2 O processo semi-cinemático	38
II.4.3 O processo cinemático	39
II.5 Obtenção de altitudes pelo GPS	40

III. Notas sobre a geometria de rodovias	42
III.1 Formas de curvas de concordância vertical	44
III.2 Distância de visibilidade e perfil vertical	48
IV. Sobre o nivelamento	53
IV.1 Altitudes no Brasil	58
IV.2 Nivelamento geométrico	59
V. Sobre os dados levantados	66
V.1 Nivelamento geométrico na via Thales de Lorena Peixoto Júnior	67
V.2 Uso do GPS na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)	68
V.3 Escolha de elementos notáveis do perfil vertical	74
VI. Processamento e análise de dados sobre cotas	77
VI.1 Regressão e correlação	77
VI.1.1 O coeficiente de correlação linear	80
VI.1.2 Sobre a análise de resultados de regressão linear simples	82
VI.2 A regressão parabólica $\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot (x) + b_2 \cdot (x^2)$	92
VI.3 Curvas e análise de regressão na via Thales de Lorena Peixoto Júnior	94
VII. Conclusões e Sugestões	111
VII.1 Formas para concordar rampas e curvas verticais	112
VII.2 A conclusão principal	113
VII.3 Estudos estatísticos:	116
VII.1 Formas para concordar rampas e curvas verticais	104
VII.2 A conclusão principal	105
VIII. Bibliografia (citada)	118
IX. Bibliografia (consultada)	120

Lista de figuras

Figura 1 - Elipsóide de referência: altitude elipsoidal	3
Figura 2 - Caminhões leves e médios usados para o transporte de cana	5
Figura 3 - O Romeu e Julieta, dos primeiros pesados no transporte de cana	6
Figura 4 - O treminhão - um comboio para transporte de cana	6
Figura 5- Características de orbitas - parâmetros de KEPLER	12
Figura 6- Estrutura de sinais emitidos por satélites GPS	13
Figura 7 - Sistema de coordenadas terrestres convencional. Fonte: LEICK (1995)	20
Figura 8 - Movimento polar. Fonte: LEICK (1995)	21
Figura 9- Medida de fases da onda portadora	27
Figura 10 - Medidas de simples diferença de fase	30
Figura 11 - Medidas de duplas diferenças de fases	30
Figura 12 - Medidas de tripla diferença de fases	31
Figura 13 - Geometria de posição de satélites e PDOP	34
Figura 14- Multicaminhamento de sinais emitidos por satélites	35
Figura 15- O caminhamento e o processo Stop and Go	39
Figura 16 - O caminhamento e o processo cinemático	39
Figura 17 - Notação e tipos de curvas verticais	45
Figura 18 - A parábola na concordância vertical	46
Figura 19 - Notação de elementos da curva de concordância vertical	47
Figura 20 - Distância de visibilidade em curvas convexas, quando $S < L_c$	49
Figura 21 - Distância de visibilidade em curvas convexas, quando $S > L_c$	50
Figura 22 - Distância de visibilidade em curvas côncavas, quando $S < L_c$	51
Figura 23 - Distância de visibilidade em curvas côncavas, quando $S > L_c$	52
Figura 24 - Distância de visibilidade em curvas côncavas com obstáculos, quando $S < L_c$	52
Figura 25 - Altura ortométrica, geóide, geope, elipsóide de referência	53
Figura 26 - Ondulação geoidal, e alturas elipsoidal e ortométrica	54
Figura 27 - Carta geoidal do Brasil [BLITZKOW (1995)]	55
Figura 28 - Nível de bolha	60

<i>Figura 29 - Curvatura terrestre</i>	62
<i>Figura 30 - Verificação de horizontalidade de leitura por níveis</i>	65
<i>Figura 31 - Veículo com a antena/receptor no levantamento cinemático</i>	69
<i>Figura 32- Levantamento Topográfico - Perfil Longitudinal do trecho observado na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)</i>	71
<i>Figura 33 - Levantamento GPS Stop and Go - Perfil Longitudinal do trecho observado na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)</i>	72
<i>Figura 34 - Comparação entre resultados de levantamento Topográfico e Stop and Go - Perfis longitudinais na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)</i>	73
<i>Figura 35- Comparação entre resultados de levantamentos de altitudes na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318) com o processo cinemático do GPS.</i>	73
<i>Figura 36 - Reta $y = a.x + b$, resíduos e pares (x_i, y_i)</i>	78
<i>Figura 37 - Sobre a existência da relação linear entre os pares (x_i, y_i)</i>	80
<i>Figura 38 - Ilustração sobre valores de coeficientes de correlação r</i>	81
<i>Figura 39 - Desvios na regressão linear</i>	83
<i>Figura 40 - Teste de hipótese para o coeficiente de correlação linear</i>	84
<i>^</i>	
<i>Figura 41 - y_o é estimado por um valor individual de $y(y_o)$ e pela média de todos os y</i>	87
<i>Figura 42 - Ilustração de intervalos de previsão e confiança em relação à média</i>	88
<i>Figura 43 - Aproximação da curva 2 com uso de análise de regressão sobre dados de nivelamento</i>	94
<i>Figura 44 - Aproximação da curva 13 com uso de análise de regressão sobre dados de nivelamento</i>	95
<i>Figura 45 - Diferenças entre altitudes do levantamento topográfico e do Stop and Go</i>	99
<i>Figura 46 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 1</i>	100
<i>Figura 47 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 2</i>	100
<i>Figura 48 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 3</i>	101
<i>Figura 49 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 4</i>	101
<i>Figura 50 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 5</i>	101
<i>Figura 51 - Marco de referência - Campus da Universidade Federal de São Carlos - SP</i>	103
<i>Figura 52 - Diferenças entre altitudes elipsoidais e ortométricas - trecho completo</i>	104
<i>Figura 53 - Diferenças entre altitudes elipsoidais e ortométricas - estacas de 52 a 239</i>	104
<i>Figura 54 - Diferenças entre altitudes elipsoidais e ortométricas - estacas de 240 a 510</i>	105
<i>Figura 55 - Resíduos rampa 7-8 - Primeira tentativa</i>	107
<i>Figura 56 - Resíduos rampa 7-8 - Segunda tentativa</i>	107
<i>Figura 57- Resíduos rampa 7-8 - Terceira tentativa</i>	108
<i>Figura 58- Erro padrão e melhorias na escolha de PCV e PTV associados à rampa 7-8</i>	109
<i>Figura 59- Variação do "F" da regressão parabólica sobre a curva 7</i>	110
<i>Figura 60- Variação do "F" da regressão parabólica sobre a curva 8</i>	110

Lista de tabelas

Tabela 1 - Parâmetros de Kepler	12
Tabela 2 - Conteúdo de mensagens de satélite GPS	16
Tabela 3 - Parábola de concordância e seus elementos	47
Tabela 4 - PCV e PTV nos levantamentos topográficos e GPS Stop and Go	75
Tabela 5 - PCV e PTV nos levantamentos GPS Cinemáticos	75
Tabela 6 - Quadrados médios e graus de liberdade. 85	
Tabela 7 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 1	89
Tabela 8 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 2	89
Tabela 9 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 3	89
Tabela 10 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 4	90
Tabela 11 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 5	90
Tabela 12 - Resultados da análise de regressão - Topografia	90
Tabela 13 - Resultados da análise de regressão - Stop and Go	91
Tabela 14 - Comparação entre coeficiente de correlação para declividades de rampas	91
Tabela 15 - Análise de variância da regressão $\hat{y} = b_o + b_1 \cdot (x_1) + b_2 \cdot (x_2)$	93
Tabela 16 - "F" e coeficientes de correlação - parte 1	96
Tabela 17 - "F" e coeficientes de correlação - parte 2	97
Tabela 18 - "F" e coeficientes de correlação - parte 3	97
Tabela 19 - "a" da parábola , topografia e GPS Stop and Go	98
Tabela 20 - "a" da parábola , GPS Cinemáticos	98
Tabela 21 - Alterações em delimitações das curvas verticais 7 e 8 e da rampa 7	108
Tabela 22 - Parâmetros estatísticos associados às tentativas de melhoria de definição da rampa 7-8	109
Tabela 23 - Tentativas de melhoria de delimitação da interseção da curva 7 com a rampa 7-8	109
Tabela 24 - Tentativas de melhoria na interseção da curva 8 com a rampa 7-8	110

Resumo

O uso de processos práticos, seguros e rápidos alternativos aos da topografia para medida de altitudes em vias existentes, tornou-se necessário porque: o transporte de cana de açúcar utiliza rodovias e diversos tipos e modelos de caminhões pesados que participam cada vez mais do transporte e provocam a necessidade de reestudo da geometria das vias.

O perfil vertical de rodovias é constituído por rampas, concordadas por *curvas verticais*. A parábola simples de eixo vertical é a forma de curva mais usual para concordar rampas.

Analizando resultados de levantamentos de cotas na via Thales de Lorena Peixoto Júnior - SP 318 - demonstrou-se que o Sistema de Posicionamento Global (GPS) - equipamentos e processos para determinar posições em três dimensões na, ou próximo à, superfície terrestre, a partir de sinais transmitidos por satélites artificiais - pode fornecer coordenadas horizontais e verticais para estudo de perfis verticais em rodovias existentes.

Conclui-se que dados obtidos com uso do GPS e processados através de análise de regressão, são adequados para "reconstruir a geometria vertical de vias", e, que o estudo de pontos extremos de resíduos da análise de regressão de rampas pode levar à redução de erros padrões nas expressões de curvas verticais e rampas.

Durante a concessão de Autorização Especial para controlar o acesso de veículos pesados às rodovias oficiais, os Órgãos com jurisdição sobre a via devem analisar itens como a distância de visibilidade nas áreas de manobra para minimizar o risco de acidentes - o GPS pode facilitar esses estudos.

Abstract

It can be good to use best methods than Surveying to define the vertical alignment of existing roads specially because the sugar cane and large cargo vehicles are becoming a significant share of the traffic in Brazilian Rural Highways.

The Global Positioning Systems (GPS) is a system to determine positions in three dimensions from satellite emitted signals. It was demonstrated that analyzing elevations obtained by GPS from the Thales de Lorena Peixoto Júnior Highway (Sao Carlos, State of Sao Paulo, Brazil) gives the necessary arguments to conclude that GPS Operations can be a process to study the vertical elevations of constructed highways.

The main conclusion of the work is that GPS data can be processed by using regression analysis to reconstruct the vertical alignment of roads. Also the data could express the parabolic vertical curves.

To ride a high cargo vehicle in a road one need to have a "special passport." The Public administrator needs to know details on some items from vertical alignments in order to minimize the accidents' risks for issuing this document - GPS should help the studies on those subjects.

Lista de abreviaturas e siglas

A/S = Antispoofing
BHI = Bureau Internacional de Hora
BIPM = Bureau Internacional de Pesos e Medidas
C/A (Código) = Código de Acesso Livre (1,023 Mhz)
CEP = Polo Celeste das Efemérides
CIO = Origem Convencional Internacional
CTP = Polo Terrestre Convencional
CTRS = Sistema de Referência Terrestre Convencional
DOP = Diluição de Precisão
FARA = Fast Ambiguity Resolution Approach
TSAG = Tempo Sideral Aparente de Greenwich
GDOP = Diluição de Precisão Geométrica
GLONASS = Sistema Global de Satélites de Navegação
GPS = Sistema de Posicionamento Global
HDOP = Diluição de Precisão Horizontal
HOW = Palavra de controle de acesso
ILS = Serviço Internacional de Latitude
J2000 = Dia Juliano de 1 de Janeiro de 2000
L₁ = Portadora L₁ (1575,42 Mhz)
L₂ = Portadora L₂ (1227,6 Mhz)
LLR = Medidas de Distâncias à Lua por Laser
NAVSTAR = Navigation System with Timing and Ranging
NEP = Polo Norte da Eclíptica
NCP = Polo Norte Celestial
NGS = National Geodetic Survey
OTF = Resolução da Ambiguidade em movimento
P (Código) = Código Preciso ou Protegido (10,23 MHz)
PDOP = Diluição de Precisão para Posição
PPS = Serviço de Posicionamento Preciso
S/A = Selective Availability
SI = Sistema Internacional de Unidades
SIG = Sistema de Informações Geográficas
SLR = Medidas de Distâncias a Satélites por Laser
SPS = Serviço de Posicionamento Padrão
TAI = Tempo Atômico Internacional
TDB = Tempo Dinâmico Baricêntrico
TDOP = Diluição de Precisão para Tempo
TDT = Tempo Dinâmico Terrestre
TLM = Palavra de acesso à telemetria
TSA = Tempo Sideral Aparente
TSAG = Tempo Sideral Aparente de Greenwich
TSMG = Tempo Sideral Médio de Greenwich
TSM = Tempo Sideral Médio
TU = Tempo Universal
TU₀ = Tempo Universal Observado
TU₁ = Tempo Universal corrigido do movimento polar
TU₂ = Tempo Universal corrigido da variação da marcha de rotação da Terra
TUC = Tempo Universal Coordenado
VDOP = Diluição de Precisão Vertical
VLBI = Medidas de Grandes Distâncias por Interferometria
WGS 84 = Sistema Geodesico Mundial de 1984
Y (Código) = Código P encriptado

I. Introdução

O Sistema de Posicionamento Global (GPS) é um conjunto de equipamentos e processos para determinar posições em três dimensões na superfície, ou próximo à superfície terrestre, a partir do processamento de informações contidas em sinais transmitidos por satélites artificiais que percorrem órbitas geocêntricas.

O uso de informações obtidas a partir de sinais emitidos por satélites GPS permite a determinação de coordenadas horizontais, verticais e tempo. A posição de cada satélite emissor de informações sobre posições, tempo, etc. é definida por um conjunto de coordenadas denominadas *efemérides*.

O perfil vertical de uma rodovia é constituído de segmentos onde a variação de declividade longitudinal pode ser nula ou de gradiente constante - as *rampas*, concordados por curvas de concordância vertical, ou *curvas verticais*.

O objetivo do presente trabalho é relatar resultados de pesquisas que indicam que o GPS pode ser usado para o levantamento de perfil vertical de rodovias existentes e que os resultados obtidos permitem a definição de elementos de rampas e curvas verticais, cujas características e localização são fundamentais para a estimativa de condições de contorno para a segurança de tráfego, como a distância mínima de visibilidade em função de curvas verticais.

Dentre as justificativas sobre a importância do presente trabalho destacamos:

- a) Resultados de entrevistas com 36 técnicos envolvidos com construção, conservação e operação de rodovias (janeiro de 1993 a dezembro 1994) permitiram concluir que é necessário divulgar processos alternativos aos processos tradicionais de Topografia para levantamento de perfis e geometria de vias existentes
- b) A agricultura intensiva no interior do Brasil está passando a usar veículos pesados e isso provoca a necessidade de maior eficiência na análise de relações entre condições da geometria de vias e a segurança de tráfego.

Os dados usados foram coletados em um trecho da rodovia “Thales de Lorena Peixoto Júnior”, a interligação da cidade de São Carlos à Rodovia Carlos Machado Santana, que vai a Ribeirão Preto.

O trecho escolhido tem entre suas características:

- a) estar inserido em uma das principais regiões produtoras de cana de açúcar do Brasil,
- b) ter grande número de veículos pesados, que transportam cana de açúcar,
- c) é de uma pista simples, com duas faixas de tráfego de sentidos opostos, raios das curvas horizontais e verticais, inclinação das rampas, seções transversais comuns às estradas secundárias que atravessam essa e outras regiões produtoras de cana de açúcar do Estado de São Paulo,
- d) está inserido em região de topografia ondulada.

1.1 A determinação de altitudes na superfície da Terra e suas proximidades

A altitude de pontos na superfície da Terra, ou suas proximidades, possui vários referenciais. A cada referencial dá-se um nome à altitude medida. Dentre os nomes dados às altitudes destacamos: *ortométrica*, *elipsoidal (geométrica)* e *normal*.

Define-se altitude ortométrica (H) de um ponto qualquer, a distância vertical compreendida entre esse ponto e o geóide, normal a este. Adverte GEMAEL (1988) que a definição de altitude ortométrica correspondente à altitude de um ponto acima do nível médio dos oceanos é inadequada, porque o geóide apesar de conhecido como tal, não coincide precisamente com o nível médio dos oceanos.

Geóide é a superfície equipotencial do campo de gravidade da Terra que mais se aproxima do nível médio dos oceanos - termo usual em Geodesia.

A representação do relevo terrestre nos mapas topográficos e a topografia aplicada às obras de engenharia se utilizam, em geral, da altitude ortométrica. A *altitude elipsoidal*, ou *geométrica*, (h) mede a distância vertical de um ponto na superfície da Terra ao elipsóide de referência (Figura 1):

Figura 1 - Elipsóide de referência: altitude elipsoidal

Dentre as aplicações de altitude elipsoidal destaca-se a Geodesia, para redução de medidas da superfície da Terra ao elipsóide de referência. A altitude elipsoidal obtida com uso do GPS é referenciada ao sistema geodésico WGS-84, e deve ser transportada ao SAD-69, adotado no Brasil, conforme fixa o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE - na resolução 23, de 21 de fevereiro de 1989. A transformação de referências entre elipsóides exige o conhecimento de 7 parâmetros: 3 de translação, 3 de rotação e o fator escala.

A altitude elipsoidal obtida com uso de dados processados dos sinais emitidos pelos satélites do GPS, pode ser também usada para substituir a altitude ortométrica durante a determinação de altitudes relativas entre pontos próximos entre si, ou para o controle de recalques em pontos de controle. Quando apenas a diferença de altitudes deve ser analisada, a repetição da determinação de altitude com uso do GPS é suficiente para bons resultados e precisão [SEEBER (1993)], página 332.

O pensamento de SEEBER (1993), página 332, é compartilhado com muitos pesquisadores, como:

- a) LAMBERT & TYLER (1989), que afirmam: *"É secundário se monitorar a subsidência emprega altitudes elipsoidais ou altitude ortométrica para as medidas. Usando a altitude elipsoidal evitam-se processamentos intensivos de dados e incertezas associadas a modelos do geóide. O uso da rede GPS irá levar à diminuição de diferenças em altitudes elipsoidais, que serão, sem dúvida, bem mais precisas que as altitudes ortométricas usadas para comparação. Mesmo se a magnitude da subsidência for da ordem de 2 a 3 mm/ano, em período de 15 a 20 anos, a subsidência poderá ser observada diretamente usando GPS"*.

- b) E SANTOS (1990), que informa: *“no caso de se desejar altitudes ou desníveis entre estações para algum tipo de aplicação especializada, como por exemplo o controle de movimentos verticais da crosta, o conhecimento da altitude elipsoidal é plenamente satisfatório”*.

Cana de açúcar, economia e importância

Os registros da História revelam que a cultura da cana de açúcar no Brasil iniciou-se no período de colonização, por volta de 1530, com as primeiras mudas trazidas por Martim Afonso de Souza. A produção de açúcar em pequenos engenhos, destinava-se às necessidades dos colonizadores e ao comércio no mercado europeu.

Para facilitar o transporte até os portos de embarque, a cana de açúcar foi inicialmente cultivada ao longo do litoral e/ou de rios, nos Estados do Nordeste do país. No século XVII, o açúcar exportado pelo Brasil rendeu 200 milhões de libras esterlinas, superando a mineração de ouro.

Na região Centro-Sul do Brasil, a colheita ou safra de cana tem duração de cerca de 8 meses, iniciando-se em abril e terminando em novembro. Uma prática atual é o aproveitamento do solo para fazer rotação de culturas, plantando feijão, sorgo, milho, soja ou amendoim em outros períodos do ano e obtendo uma melhor rentabilidade da terra.

Os principais produtos obtidos a partir da cana de açúcar são o açúcar e o álcool. A produção do açúcar gera como sub-produtos principais, o mel residual, o bagaço de cana que é usado como fonte de calor e geração de energia elétrica ou ainda para fabricação de fibras e celulose e a torta, ainda não efetivamente aproveitada. Novos derivados da cana são agora usados para alimentação, saúde, agropecuária, construção civil, educação e cultura, transporte, indústria leve, indústria pesada, comunicações, etc.

A partir do Programa Nacional do Álcool (PROÁLCOL) - criado através do Decreto 76.595, em 14 de novembro de 1975, aumentou a interferência da cana de açúcar na economia e por consequência nos transportes. A capacidade de processamento instalada e as características da matéria prima, a cana de açúcar, levaram ao uso de grandes áreas para o plantio. Muitas vezes a área cultivada com cana em uma única usina, abrange terras em vários municípios contíguos, às vezes maior que muitos deles individualmente. Dessa forma, é comum que o transporte de cana de açúcar do canavial até a usina use a malha de rodovias municipais, estaduais e/ou federais simultaneamente.

A produtividade da lavoura de cana de açúcar está associada ao investimento em insumos, nova tecnologia de preparo da terra, emprego de variedades adequadas, pessoal técnico, etc. Esses elementos são mais acessíveis aos grandes produtores, que possuem maior capacidade de investimento, melhor

infra-estrutura, máquinas, equipamentos, pessoal técnico como agrônomos e topógrafos, facilidades para aquisição de novas variedades e, em consequência, maior produtividade.

Os pequenos produtores de cana de açúcar, com dificuldades e carência de recursos para aplicar tecnologia mais eficiente na produção, têm obtido baixos rendimentos com essa cultura, por isso mudam para culturas alternativas ou arrendam suas terras para grandes produtores.

A produção da cana de açúcar, tem assim, cada vez mais, ficado a cargo de grandes usinas e destilarias. O arrendamento - prática de produzir a cana em terras de outrem e remunerar o proprietário pelo uso desse solo - tem evoluído e mudado o perfil econômico e operacional da cultura da cana e transporte da cana e suas relações com as rodovias.

O transporte da cana é feito, predominantemente, por meio rodoviário utilizando diversos tipos e modelos de veículos como: trator com carretas, caminhões com carga sobre o chassi e caminhões com um ou mais reboques e possibilidade de carga acima de 70 toneladas.

Outros meios de transportes são utilizados em escalas insignificantes, como a tração animal em algumas regiões de relevo acidentado do Nordeste e Minas Gerais, via fluvial e até ferrovia em algumas poucas usinas que possuem pequenos ramais.

A ferrovia e a hidrovia são meios de transporte que têm, reconhecidamente, um menor custo por unidade de carga transportada, mas por uma série de motivos, foram preteridas pelo transporte rodoviário. A hidrovia do Tietê, na região de Barra Bonita (SP), tem sido usada para transportar cana, mas não dispensa a interação com a rodovia.

Figura 2 - Caminhões leves e médios usados para o transporte de cana

Durante muito tempo as usinas e transportadores autônomos utilizaram caminhões leves de dois eixos e posteriormente de três eixos (figura 2), movimentando até 14 toneladas de carga por viagem e, eventualmente, alguns caminhões pesados com lotação de até 30 toneladas (figura 3).

Provavelmente, a utilização de caminhões leves no transporte de cana tenha se dado porque esse transporte tinha características diferentes de outros conhecidos, como distâncias curtas e vias com trechos em terra, e o conceito de que caminhões pesados eram projetados para transporte de longa distância, em vias pavimentadas.

Figura 3 - O Romeu e Julieta, dos primeiros pesados no transporte de cana

O aproveitamento da capacidade de tração dos veículos pesados no transporte de cana, iniciou-se com o veículo composto de unidade de tração e um único reboque, o intermediário entre os caminhões médios e os veículos pesados (figura 4), dentro de limites de restrição legal do artigo 84 do Código Nacional de Trânsito em vigor até 1984.

Paulatinamente, estudos feitos por pesquisadores em transporte e adaptações introduzidas pelo fabricantes, como chassis mais reforçados para atuar em estradas de terra, têm feito com que os caminhões pesados, com semi-reboque e com reboque, participem cada vez mais do transporte da cana. De 1984 a 1993 houve um crescimento médio de 50% ao ano no número de unidades pesadas vendidas.

Figura 4 - O treminhão - um comboio para transporte de cana

O comboio mais utilizado no transporte de cana é composto por uma unidade de tração e dois ou mais reboques. O mais usual: "cavalo mecânico" tipo 6 x 4 e dois reboques. Nos textos legais do Brasil, esse comboio é definido como *"combinação de veículos com mais de duas unidades, incluindo a tratora"*.

É necessário comentar que

- a) O decreto federal nº 88.686, de 6 de setembro de 1983, e a Resolução nº 631, de 25 de maio de 1984, do CONTRAN, legalizaram a circulação de combinações de veículos nas rodovias, sem restrições à região ou tipo de estrada, mas condicionou esse uso a uma Autorização Especial, válida por um ano, concedida pela autoridade de trânsito com jurisdição sobre a via;
- b) Os comboios devem ter peso bruto total inferior a 73 t, comprimento menor que 30 m, compatibilidade de limites na capacidade de tração, freios conjugados com a unidade de tração, engate especial, sinalização, velocidade máxima de 60 km/h, e respeitar limites legais de peso por eixo;
- c) O horário permitido para tráfego nas vias onde for autorizado é das 6:00 às 18:00h;

As vias públicas onde se autoriza o tráfego noturno de comboios devem ter:

- a) Bom traçado e condições de segurança, especialmente no que se refere à ultrapassagem dos demais veículos;
- b) Adequada intensidade do fluxo de trânsito;
- c) Sinalização em todo o trecho, advertindo os usuários sobre a presença de veículos longos.

O incremento do uso de veículos pesados para transporte de cana de açúcar foi uma consequência de estudos desenvolvidos por pesquisadores nas universidades e por pessoal técnico, e parte de uma estratégia de comercialização de fabricantes de caminhões pesados - são possíveis "verdadeiros trens" compostos por 5 reboques, medindo 60 metros, peso bruto maior que 100 toneladas e capacidade de carga maior que 70 toneladas.

A economia do transporte de cana por veículos pesados tem três pontos básicos:

- a) redução de 30 a 40% no custo por tonelada transportada,
- b) economia de combustível,
- c) redução de tempos de carga e descarga.

Dentre os parâmetros utilizados para comparar os rendimentos de veículos empregados no transporte de cana destacam-se o rendimento energético ou aproveitamento do combustível, o investimento inicial, a capacidade de carga, o desempenho e a vida útil econômica do veículo.

É reconhecida a influência das distâncias sobre o consumo de combustível no transporte de cana. O rendimento energético é um dos aspectos mais significativos nas decisões de usar veículos pesados para o transporte da cana de açúcar, porque o transporte é responsável por cerca de 20% dos custos de exploração da lavoura de cana para distâncias médias até 26 km e o combustível é cerca de 40% do total dos custos operacionais [BERGER (1986)].

Um dos problemas associados ao uso dos veículos pesados é o tempo de manobra para entrada, ou saída, no fluxo de tráfego. De comprimento às vezes superior a 30 metros e capacidade de aceleração reduzida devido ao volume de carga, esses veículos usam um intervalo de tempo maior que os outros para as manobras de acesso à rodovia e entrada no fluxo de tráfego. Durante esse intervalo de tempo podem ser comparados a um obstáculo parado sobre a pista e ser uma ameaça à segurança de outros usuários.

Durante a concessão da Autorização Especial, necessária para controlar o acesso desses veículos às rodovias oficiais, os órgãos com jurisdição sobre a via devem analisar itens como a distância de visibilidade nas áreas de manobra para minimizar o risco de acidentes.

A distância de visibilidade pode ser estudada em função da geometria do greide da pista, isto é, de seus traçados horizontal e vertical e seções transversais. A localização do ponto de acesso de veículos sobre vias existentes pode ser dificultada por informações insuficientes, pela dificuldade de manuseio de projetos e, às vezes, pela inexistência de projeto "as built" em arquivos e dificuldade de verificação em campo de características da geometria de vias em operação.

Nas operações de recuperação e melhoria de estradas secundárias são comuns retificações de greide e de concordância horizontal em que são usadas soluções "locais" que acabam não sendo incorporadas ou atualizadas nos documentos e projetos da via. Ao longo do tempo, sucessivas operações de recuperação e melhoria de pavimentos, inclusão de faixas adicionais, etc., podem modificar a geometria da via de tal forma que o projeto original não reflete mais a rodovia real.

Para contornar essa dificuldade, o projeto existente nos arquivos do DER/SP da rodovia SP-318, objeto do presente estudo, tem o perfil longitudinal da via reconstituído a partir de dados de nivelamento topográfico do eixo. As indicações de pontos notáveis, como PCV e PTV, das curvas verticais desapareceram e as concordâncias verticais foram, supostamente, desenhadas com gabaritos de concordância entre pontos obtidos com nivelamento topográfico. Devido à perda de referenciais, eventuais estudos de visibilidade nessa via, a partir de parâmetros das rampas e curvas verticais, só podem ser feitos com processos similares ao proposto no presente trabalho.

Soluções precárias podem ter sido adotadas em muitos casos. Como exemplo, pode-se citar um programa de pavimentação de vicinais desenvolvido às pressas, com aparente objetivo político, pelo governo estadual no interior do Estado de São Paulo, por volta do ano de 1991: A pavimentação das vicinais, com uso de bases construídas com solo cal, era aplicada sobre o leito carroçável existente, após um ligeiro “acerto” com uma moto-niveladora, sem qualquer estudo da geometria resultante.

Uma dessas vicinais, ligando a cidade de Ibaté à cidade de Ribeirão Bonito, com extensão de 24 km, estava para ser pavimentada nessas condições. Para evitar os problemas advindos dessa ação, elaborou-se o projeto geométrico dos 17 km da via situados no município de Ibaté. Apesar da possível justificativa de que se trata de uma via de interesse apenas local, a sua simples pavimentação poderia implicar num aumento significativo do volume de tráfego, pelo trânsito desviado, induzido ou gerado e, por possíveis investimentos na região em decorrência da própria melhoria daquele trecho da rodovia.

Acredita-se que muitas outras rodovias podem ter seus parâmetros geométricos incógnitos, devido a sucessivas interferências ou “atualização” de projeto, como o caso da via estudada no presente trabalho, tornando necessária a verificação “in loco”. O levantamento topográfico de um trecho sob estudo, exigiria um tempo considerável das equipes de topografia entre o trabalho de campo e o processamento dos dados, além das dificuldades para trabalho em vias de tráfego.

Dentre as alternativas para o levantamento topográfico de planta, perfil e seções transversais adjacentes ao acesso a ser analisado, podem estar as técnicas do Sistema de Posicionamento Global (GPS) - que podem ser mais rápidas e permitir levantamentos sem interrupção de fluxos de tráfego.

II. Sistema de Posicionamento Global (Global Positioning System)

O Navigation Satellite Timing and Ranging (NAVSTAR), Global Positioning System (GPS) é um conjunto de equipamentos e processos para determinar posições na superfície, ou próximo à superfície terrestre, a partir do processamento de informações contidas em sinais transmitidos por satélites artificiais que percorrem órbitas geocêntricas.

O uso de informações obtidas a partir de sinais GPS pode permitir determinar coordenadas precisas. A posição de cada satélite é definida por um conjunto de coordenadas denominadas *efemérides*. As informações transmitidas pelo GPS estão disponíveis continuamente em qualquer parte da Terra, independente das condições meteorológicas e sem limites para usos simultâneos.

O GPS foi desenvolvido pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos para obtenção de posições para navegação em tempo real para fins militares. Na operação do GPS, foram dois os serviços previstos para determinação de posição: um de acesso livre - Serviço de Posicionamento Padrão - (SPS) e outro de acesso restrito especialmente para fins militares - Serviço de Posicionamento Preciso (PPS). Por motivos de segurança, o DoD reservou-se o direito de introduzir limitações no acesso ao sistema pela comunidade civil. Essas limitações podem ser introduzidas reduzindo a precisão inerente ao código C/A (Selective Availability ou SA) através da degradação das coordenadas dos satélites GPS pela manipulação dos dados das efemérides ou falseando os dados dos relógios dos satélites. Outra limitação para pessoal não autorizado é feita encriptando o código P, então denominado código Y (Anti Spoofing ou AS).

Na comunidade civil, as medidas geodésicas e topográficas foram as que mais se beneficiaram com o uso do GPS, substituindo técnicas tradicionais como triangulação e a trilateração que exigem visibilidade entre pontos observados. O uso de GPS, em muitos casos, reduz o número de pessoas em equipes de campo e aumenta a produtividade. Essas vantagens do GPS permitiram revigorar a geodesia e a topografia, reduzindo custos e identificando novos usos para essas ciências.

II.1 Os satélites no GPS

Satélites são os veículos que contêm equipamentos para operação do GPS: relógios atômicos, rádios transmissores e receptores, computadores, etc. [HOFMANN-WELLENHOF et al. (1994)]. Estão previstas 5 séries de satélites GPS: bloco I, bloco II, bloco IIA, bloco IIR e bloco IIF.

Os primeiros satélites do GPS foram lançados entre 1978 e 1985, e movimentavam-se em uma órbita de 63° em relação ao Equador e essa geometria de posição visava atender prioritariamente duas áreas militares de testes nos Estados Unidos. Os sinais transmitidos por esses artefatos não estavam sujeitos à degradação intencional. E, foram projetados para uma vida útil de 4,5 anos - mas, em 1995 ainda estavam em operação três deles.

Os principais problemas dos satélites protótipos foram os "relógios" (osciladores atômicos para medida de intervalos de tempo) e o suprimento de energia pelos painéis solares na sombra da Terra.

O lançamento de satélites do *bloco II*, plano de órbita inclinado 55° e projetados para 7,5 anos de operação, iniciou-se em fevereiro de 1989. Os satélites desse bloco têm diversos "relógios" de césio e rubídio, e baterias para prover energia quando o satélite estiver na região de sombra da Terra. Os sinais transmitidos estão sujeitos à degradação intencional e permitem a armazenagem de informações por 14 dias.

Em 1990 iniciou-se o lançamento do *bloco IIA*, satélites com capacidade de armazenamento de dados para 180 dias de operação e maior redundância de equipamentos - o que permitiu aos satélites permanecerem operacionais até esse limite de tempo, extrapolando informações sem contato com controles de terra.

LEICK (1995) informa que está sendo desenvolvido um novo bloco de 20 satélites para reposição, denominado bloco *IIR*, com lançamento previsto para 1996. Os satélites deste bloco determinarão sua órbita através da medida de distâncias a outros satélites (*cross link ranges*) e gerarão suas próprias informações de navegação. Essa autonomia permitirá que o satélite opere até 180 dias sem contato com as estações de controle em terra, mantendo a precisão das efemérides transmitidas. A produção de nova série de satélites de reposição, o bloco *IIF*, está prevista para iniciar-se por volta do ano 2000.

II.1.1 Estrutura de órbitas de satélites GPS

A constelação GPS tem atualmente (fevereiro 1996) 25 satélites em órbitas mais ou menos circulares, dispostas em seis planos orbitais, com inclinação de 55° em relação ao plano do equador e separação de 60° em ascensão reta.

Tabela 1 - Parâmetros de Kepler

Parâmetro	Definição
$\sqrt{a}$	• Raiz quadrada do semi-eixo maior ($m^{0,5}$),
e	• Excentricidade (adimensional),
i_0	• Ângulo de inclinação no tempo de referência (<i>semicírculo</i>),
Ω_0	• Ascensão reta do nodo ascendente no tempo de referência (<i>semicírculo</i> ou longitude do nodo ascendente),
ω	• Argumento do perigeu (<i>semicírculo</i>),
$\overline{M}_0$	• Anomalia média no tempo de referência (<i>semicírculo</i>)

A altura média das órbitas em relação à superfície da Terra é aproximadamente 20.200km, resultando um semi-eixo maior com cerca de 26.600km. Essa altitude faz com que os satélites "sintam" aproximadamente no centro o campo gravitacional da Terra e operem conforme as Leis de Kepler. Um conjunto de seis parâmetros, denominados *Parâmetros de Kepler* (Tabela 1), são usados para definir a posição do satélite na órbita em relação ao geocentro (figura 5) onde f representa a anomalia verdadeira e r a distância geocêntrica do satélite.

Figura 5- Características de orbitas - parâmetros de KEPLER

A altitude de 20.200 km faz com que a atração gravitacional da Terra tenha um efeito menor sobre a órbita dos satélites GPS do que sobre órbitas mais baixas.

A altitude de 20.200 km faz com que a atração gravitacional da Terra tenha um efeito menor sobre a órbita dos satélites GPS do que sobre órbitas mais baixas.

O período de cada órbita é de 12 horas siderais. Como o dia sideral médio é cerca de 0:03:55,909 horas médias mais curto que o dia solar médio, as posições similares entre satélites se repetem cada dia mais cedo no *Tempo Universal*.

II.1.2 Estrutura de sinais transmitidos no GPS

Os componentes dos sinais emitidos pelos satélites GPS têm uma frequência fundamental de $10,23\text{ MHz}$, gerada por um oscilador atômico. Cada satélite transmite duas frequências: $L_1 = 1.575,42\text{ MHz}$ - equivalente a um comprimento de onda de $19,05\text{ cm}$, e $L_2 = 1.227,60\text{ MHz}$ - equivalente a um comprimento de onda de $24,45\text{ cm}$, derivadas da frequência fundamental. O uso de duas frequências de transmissão é essencial para eliminação de efeitos da refração da ionosfera, uma das mais importantes fontes de erros.

As duas ondas portadoras, L_1 e L_2 , são moduladas em fase por uma função degrau [BLITZKOW & SÁ (1985)] A modulação é feita através de uma sequência de valores binários $+1$ e -1 (Figura 6) que aparenta ser aleatória, mas pode ser perfeitamente identificada pelo receptor.

Figura 6- Estrutura de sinais emitidos por satélites GPS

Dois códigos diferentes são usados para modulação de ondas portadoras: o código *P* (precise ou protected code) e o código *C/A* (clear acquisition ou clear access). O código *P* é fundamental para a navegação e é transmitido nas duas portadoras, L_1 e L_2 , com comprimento de onda de $29,31\text{ m}$, enquanto o código *C/A* é transmitido na portadora L_1 , e comprimento de onda de $293,10\text{ m}$.

O código *P* é gerado por um algoritmo matemático, repete-se após 266 dias e "*se observado ao longo desse período a sequência não apresenta nenhuma simetria, razão pela qual é denominada pseudo-aleatória*" [BLITZKOW, (1990)]. Cada satélite transmite uma parte do código equivalente a 7 dias podendo, portanto, ser identificado em função da parte do código transmitida. A parcela de código transmitida por cada satélite é reiniciada a cada semana, à meia noite de sábado para domingo. O código *C/A* é transmitido na frequência de 1,023MHz e se repete a cada milissegundo.

Um outro código, o *Y*, resultado da encriptação do código *P*, pode ser usado em lugar do código *P*. A expressão que gera o código *P* é bem conhecida e não é confidencial, enquanto a expressão geradora do código *Y* é confidencial. Se o código *Y* for usado, usuários sem autorização não terão acesso ao código *P* ou *Y* [WELLS et al. (1987)].

Além desses códigos, as duas portadoras são também moduladas por uma sequência de dados, de baixa frequência, 50bps, que contém as informações sobre a navegação do satélite.

II.1.3 Informações sobre a navegação de satélites GPS

A transmissão de um conjunto de informações sobre a navegação de satélite GPS tem a duração de 30 segundos, um total de 1.500bits, subdividido em 5 subconjuntos de 300 bits cada. O tempo para transmissão de cada subconjunto é de 6 segundos.

A geração dos códigos está vinculada aos osciladores e equipamentos para controle de intervalos de tempo, e assim o primeiro subconjunto contém coeficientes polinomiais para ajustar o "*tempo de bordo do satélite*" com o *Tempo GPS*. Há dois subconjuntos que contêm parâmetros sobre as efemérides transmitidas, ou parâmetros característicos da órbita.

Segundo LEICK (1995) os parâmetros das efemérides são *de Kepler* apenas aparentemente, porque são obtidos a partir de ajuste de funções sobre as efemérides num específico intervalo de tempo e não são válidos para o percurso total na órbita.

Outros dois subconjuntos contêm dados de um *Almanaque* (efemérides aproximadas), parâmetros para o relógio e efemérides para todos os satélites do sistema GPS, mensagens especiais, termos de correção de efeitos atribuídos à ionosfera e dados do estado de funcionamento de satélites.

E, um subconjunto específico permite ao usuário, a partir da sintonização de um satélite, ler a mensagem de navegação e calcular a posição de todos os outros satélites.

Cada conjunto contém subconjuntos com 10 palavras de 30bits cada. As duas primeiras palavras são: a palavra de acesso à telemetria (*TLM*) e a palavra de controle de acesso *HOW*. A palavra *TLM* tem a finalidade de facilitar o acesso aos dados de navegação através de padrões de sincronização. A palavra *HOW* contém o chamado "*contador Z*", que corresponde a um número inteiro de períodos de 1,5 segundos de repetição do código X_1 , desde o início de uma semana (meia noite do sábado para o domingo, na escala de tempo GPS) [WELLS et al. (1987)]

O "*contador Z*" varia de 0 no início da semana a:

$$\left[\frac{(3600\text{segundos}).(24\text{horas}).(7\text{dias})}{(1,5\text{segundos})} \right] = 403.199 ,$$

imediatamente antes do final da semana.

Através do código *HOW*, tem-se a informação do intervalo de tempo que deve ser varrido dentro da extensão de 7 dias, permitindo ao receptor detectar o código *P* [BLITSKOW & SÁ (1985)].

II.1.4 Efemérides

A posição de cada satélite é definida por um conjunto de coordenadas denominadas efemérides. A estimativa inicial da trajetória do satélite é feita com base em dados coletados durante uma semana pelas Estações Monitoras, através de um sofisticado programa computacional.

Esses dados e elementos de perturbação orbital, são usados para se obter uma linearização precisa do modelo orbital no filtro Kalman [WELLS et al. (1987)], corrigindo-se as efemérides de referência, obtendo-se efemérides extrapoladas que serão introduzidas na memória do satélite.. Os dados processados com uso do filtro de KALMAN permitem estimar 6 características de trajetória, 3 de relógio, 3 coeficientes de pressão da radiação solar por satélite, 2 parâmetros de "relógio" por estação, 1 fator de correção devido a características de troposfera por estação monitora e satélite, e 3 parâmetros sobre o movimento polar [SEEBER (1993)].

As posições previstas para um satélite GPS estão contidas nas mensagens que ele transmite e são denominadas *efemérides transmitidas* (broadcast ephemeris).

Um resumo de conteúdo dessas mensagens pode ser lido na Tabela 2 .

Tabela 2 - Conteúdo de mensagens de satélite GPS

Notação	Parâmetros sobre o tempo
t_{oe}	• Tempo de referência para os parâmetros das efemérides (s)
t_{oc}	• Tempo de referência para os parâmetros do relógio (s)
a_0, a_1, a_2	• Coeficientes polinomiais para correção do relógio.[estado (s)], [marcha (s/s)], [variação da marcha (s/s ²)]
IOD	• Relação de dados, número de identificação arbitrário
Elementos Keplerianos	
$\sqrt{a}$	• Raiz quadrada do semi-eixo maior ($m^{0,5}$),
e	• Excentricidade (adimensional),
i_0	• Ângulo de inclinação no tempo de referência (semi-círculo),
Ω_0	• Ascensão reta do nodo ascendente no tempo de referência (semi-círculo ou longitude do nodo ascendente),
ω	• Argumento do perigeu (semi-círculo),
$\overline{M}_0$	• Anomalia média no tempo de referência (semi-círculo)
Parâmetros de perturbação	
Δ_n	• Diferença do movimento médio dos valores calculados (semi-círculo/s)
$\dot{\Omega}$	• Variação da ascensão reta (semi-círculo/s) (inclui efeitos da variação polar)
$\dot{i}$	• Variação da inclinação (semi-círculo/s)
C_{us}	• Amplitude do termo de correção do seno harmônico para o argumento da latitude (rad)
C_{uc}	• Amplitude do termo de correção para o coseno harmônico para o argumento da latitude (rad)
C_{is}	• Amplitude do termo de correção do seno harmônico para o ângulo de inclinação (rad)
C_{ic}	• Amplitude do termo de correção do coseno harmônico para o ângulo de inclinação (rad)
C_{rs}	• Amplitude do termo de correção do seno harmônico para o para o raio da órbita (m)
C_{rc}	• Amplitude do termo de correção do coseno harmônico o para o raio da órbita (m)

Fonte: SEEBER (1993)

Os usuários do GPS podem obter efemérides pós-calculadas, correspondentes à posição estimada do satélite no período de observação, denominadas

efemérides precisas. Essas efemérides estão disponíveis em fontes que incluem instituições governamentais e acadêmicas, como o National Geodetic Survey dos EUA e mesmo algumas empresas particulares.

Diversas entidades estão operando estações de rastreamento próprias para melhorar a precisão de aplicações do GPS. Por exemplo, a Defense Mapping Agency que opera sua própria rede de estações de rastreamento, com estações localizadas na Austrália, Inglaterra, Equador, Bahrein e Argentina, e utiliza ainda dados obtidos pelas Estações Monitoras de controle do GPS. A determinação das trajetórias dos satélites é feita de maneira semelhante àquela usada para as efemérides transmitidas para atualização de dados de satélites.

O controle do GPS é efetuado a partir de uma Estação Principal localizada na base de Falcon da American Air Force, próxima a Colorado Springs, de estações monitoras na Flórida, Colorado Springs, ilhas de Ascensão, Kwajalein, Hawaii e Diego Garcia e, estações de controle de terra localizadas junto a algumas Estações Monitoras.

A principal tarefa é manter atualizadas as informações transmitidas. As Estações Monitoras rastreiam satélites e determinam pseudodistâncias associadas a cada um deles, transmitindo-as para a estação principal acompanhadas de dados meteorológicos. Com essas informações, a estação principal calcula preliminarmente as efemérides e comportamento dos "relógios" do satélite e formula mensagens que serão transmitidas para os satélites através de estações de controle (ground antennas) [SEEBER (1993)].

II.1.5 Usuários e receptores

O GPS foi projetado prioritariamente para fins militares, mas o número de usuários civis é muito maior que o de militares. Dentre as aplicações do GPS para fins civis destacam-se a Geodesia, Topografia, Aerofotogrametria, controle de deformações locais e globais, que se utilizam da precisão de medida de fase, e, ainda o uso do GPS para fins de recreação, controle de frotas de veículos, orientação para navegação, Sistema de Informação Geográfica (SIG), etc.

Diversos modelos de receptores, com diferentes características, estão disponíveis no mercado. A tecnologia de receptores GPS tem avançado rapidamente, permitindo ao usuário uma ampla gama de escolha, precisão e custos.

Os principais componentes de um receptor de sinais do satélite GPS são [SEEBER, (1993)]:

- a) Antena com pré-amplificador,

- b) Canais de radio-freqüência para identificação e processamento dos sinais,
- c) Microprocessador para controle do receptor, amostragem e processamento de dados (solução de navegação),
- d) Oscilador de precisão,
- e) Fonte de energia,
- f) Interface com o usuário: painel de comando e display (tela),
- g) Memória para arquivo de dados.

Os mais recentes avanços na tecnologia de receptores incluem a correlação restrita para o código C/A, além de várias soluções para operar com o AS (antispoofing) ativado. Modernos receptores operam captando ondas completas (full-wavelength) nas freqüências L_1 e L_2 , medem pseudodistância a partir de sinais dos códigos C/A, P e Y, utilizam a correlação do código C/A para a portadora L_1 , e, em poucos casos, a quadratura do sinal para recobrir a portadora L_2 quando o AS é ativado [LEICK (1995)].

A quadratura de sinais é obtida multiplicando por ele mesmo o sinal recebido, gerando uma segunda harmônica da portadora original, perdendo-se o código e a mensagem - com a desvantagem de multiplicar também os ruídos.

Uma aplicação da técnica da quadratura, a Code-Aided Squaring, usa o código P gerado pelo receptor para sintonizar o código Y, a partir de semelhanças desses códigos, permitindo medidas com o código Y na freqüência L_2 .

Medidas com uso do código Y também são possíveis a partir do processamento de correlações cruzadas (*Cross-Correlation*), considerando que as freqüências L_1 e L_2 são moduladas com o mesmo código, P ou Y. Com uso de correlação obtêm-se as diferenças entre as pseudodistâncias obtidas com o código P ou Y, bem como as diferenças de fase, nas duas freqüências portadoras, que são combinadas com as medidas de fase e código da freqüência L_1 .

A correlação entre tipos de sinais é feita também em outra técnica, a *Z Tracking*, entre as freqüências L_1 e L_2 com o código P gerado pelo receptor, estimando e removendo a encriptação do código e obtendo as pseudodistâncias com o código Y e ondas completas das portadoras em ambas as freqüências. A técnica *Z Tracking* apresenta a melhor performance com relação aos ruídos, comparada com as outras técnicas acima mencionadas [LEICK, (1995)].

Um acréscimo de eficiência na determinação de posições de satélites é esperada com a melhoria de tecnologia nos receptores, que deverá permitir o rastreamento simultâneo dos satélites do GPS e do GLONASS (sistema semelhante ao GPS operado pela Rússia).

II.2 Sistemas de coordenadas

A determinação de posição de pontos na superfície terrestre pelo GPS utiliza dois tipos de sistemas de referência: um *terrestre*, relacionado a planos e eixos convencionais na Terra, e outro *celeste*, orientado segundo planos e eixos convencionais no espaço. As estimativa de posições na superfície terrestre depende da posição de satélites em relação a um sistema de referência fixo na Terra, com coordenadas invariáveis ao longo de intervalos de tempo.

A posição geográfica de pontos na superfície terrestre é a posição relativa a uma superfície geodésica de referência usada em lugar da superfície real, de difícil definição. Como superfície de referência podem ser usados a esfera, elipsóide bi-axial, elipsóide triaxial e a superfície equipotencial do campo de gravidade da Terra

"A superfície do modelo geométrico, por vezes denominada superfície de referência e sobre a qual são efetuados os cálculos geodésicos, na esmagadora maioria das vezes é o elipsóide de revolução..." [GEMAEL (1988)]. considerando paralelos o eixo de rotação do elipsóide e o eixo de rotação médio da Terra . A superfície quadrática onde as curvas de interseção com planos são elipses é chamada elipsóide" [MUELLER (1989)].

Um relacionamento preciso entre os sistemas de coordenadas celeste e terrestre é fundamental, uma vez que para determinar a posição de pontos nos sistemas de coordenadas estabelecidos para a Terra, a partir de observações GPS, é necessário o conhecimento da posição dos satélites no sistema terrestre.

A astronomia geodésica, usava apenas o movimento do eixo de rotação da Terra no espaço, um modelo rígido, sob a influência da atração gravitacional da Terra e da Lua. Para a precisão exigida pela geodesia cósmica "*é necessário um modelo da Terra mais realístico, como um modelo elástico e com núcleo líquido, que considera um comportamento não rígido da Terra*" [LEICK (1995)].

II.2.1 O sistema de coordenadas terrestres convencional

O sistema convencional (Figura 7) usado como referência para a determinação de posição de pontos na superfície da Terra ou de objetos em movimento próximos à superfície, é o Sistema de Referência Terrestre Convencional (CTRS). O CTRS se utiliza de um sistema cartesiano convencional, com origem no centro da Terra. O eixo terciário desse sistema é coincidente com o Polo Terrestre Convencional (CTP)), com orientação positiva para o polo norte terrestre. CTP é a denominação atual dada ao polo médio do período de 1900-1905, conhecido inicialmente por Convenção de Origem Internacional (CIO) alterado devido ao avanço no conhecimento da nutação. O Polo Celeste de

II.2.2 Movimento polar

O movimento polar é o movimento do eixo de rotação instantâneo da Terra em relação a uma referência fixa na superfície da Terra (Figura 8). O sistema de coordenadas cartesianas, usado como referência, tem o eixo dos X coincidente com o meridiano de Greenwich, positivo para o Sul e o eixo dos Y positivo ao longo do meridiano 270° , na direção oeste, com as coordenadas expressas em segundos de arco.

Figura 8 - Movimento polar. Fonte: LEICK (1995)

O movimento polar foi inicialmente detectado por KÜSTNER, a partir de observações iniciadas em 1884 em Berlim [MÜELLER (1969)]. A partir de observações feitas por várias estações do Bureau Internacional de Latitude (ILS), CHANDLER, segundo MÜELLER (1969), concluiu que o movimento polar tem duas componentes: a revolução do polo verdadeiro atribuído ao momento de inércia principal do eixo da Terra, no sentido anti-horário, visto a partir do norte, com um período de cerca de 434 dias, chamado "período de CHANDLER", e outra, uma revolução na mesma direção, com período anual.

A primeira componente poderia ser explicada pelos efeitos da elasticidade da Terra, e o conseqüente deslocamento do momento máximo de inércia do eixo. A segunda componente é atribuída à redistribuição contínua de massa da Terra durante processos meteorológicos e geofísicos.

Durante anos o movimento polar foi monitorado pelo "Bureau International de L'Heure" (BIH), de Paris, através de 30 estações distribuídas pelo mundo, algumas delas determinando o tempo e a latitude simultaneamente por observações em estrelas [MÜELLER (1969)]

Atualmente as coordenadas polares são determinadas através de técnicas de geodesia espacial, como "Lunar Laser Ranging" (LLR), SLR e VLBI. [LEICK (1995)].

A adoção do *polo médio* do período de 1900-1905 foi decidida pela Assembléia da União Internacional de Geodesia e Geofísica, em HELSINKI (1960). Antes disso, a longitude, a latitude e o azimute observado para um dado lugar na Terra variavam ao longo de intervalos de tempo. Com a adoção de um polo médio, os resultados da determinação de posição de pontos na superfície da Terra ficaram independentes de tempo, sendo somadas correções relativas ao movimento polar às quantidades observadas.

II.2.3 Medidas de tempo

Desde épocas remotas, até o advento da era atômica, as medidas de tempo tinham como referência o movimento aparente de astros em torno da Terra.

A medida de tempo com precisão é fundamental para o GPS. Pode-se afirmar que o GPS só se tornou possível devido à medida de intervalos de tempo com a precisão obtida pelos relógios atômicos. Medidas precisas de intervalos de tempo são empregadas na definição dos sistemas de coordenadas utilizados no GPS e no manuseio de sinais transmitidos pelos satélites, bases para as medidas GPS. A geodesia com uso de satélites artificiais utiliza três processos básicos para medida de intervalos de tempo cujos resultados são: *Tempo Sideral*, *Tempo Dinâmico* e *Tempo Atômico*.

Dentre as medidas de intervalos de tempo usuais na geodesia têm-se: *Hora Verdadeira*, *Hora Média*, *Hora Sideral*, relacionadas com a rotação diária da Terra, *Tempo Dinâmico* derivado do movimento da Terra ao redor do Sol e *Tempo Atômico*, baseado num fenômeno da física nuclear.

A *Hora Verdadeira* é determinada a partir de estudo do movimento aparente do Sol ao redor da Terra, e dada pela expressão:

$$H_v = H + 12h$$

Onde:

H_v = Hora Verdadeira;

H = Ângulo horário do Sol, ou seja, ângulo compreendido entre o meridiano do lugar e o Sol, com vértice no polo celeste.

A adição de 12 horas ao ângulo horário do Sol, sugerida pelo almirantado inglês em 1914, faz com o dia se inicie à meia noite [BLITSKOW (1979)].

Como o movimento aparente do Sol ao redor da Terra não é uniforme, criou-se o *Tempo Médio* (T_M), determinado a partir de um Sol hipotético, que percorre o Equador com velocidade constante. Assim:

$$H_M = H_{Med} + 12h$$

Onde:

$$H_M = \text{Hora média}$$

$$H_{Med} = \text{Ângulo horário do Sol médio}$$

Quando o ângulo horário do Sol Médio for referenciado ao meridiano astronômico de Greenwich os instantes de tempo medidos são o *Tempo Universal* (TU). A hora média tem uma aplicação prática relevante, devido ao fato de corresponder ao movimento diurno aparente do Sol ao redor da Terra.

O Tempo Sideral pode ser medido a partir de observações sobre estrelas em passagem pelo plano do meridiano, porque uma das coordenadas da estrela nesse instante, a ascensão reta (α), corresponde ao ângulo horário do ponto vernal.

Um dia sideral corresponde ao intervalo de tempo compreendido entre duas passagens consecutivas do ponto vernal por um mesmo meridiano.

O Tempo Sideral, determinado através de cálculos de astronomia, sofre variações atribuídas aos movimentos irregulares do polo terrestre e do plano orbital da Terra no espaço inercial e, ainda, a uma variação sazonal de velocidade na rotação da Terra.

A União Astronômica Internacional adotou as seguintes denominações relativas aos tempos:

$$TU_o = \text{Tempo Universal Observado}$$

$$TU_1 = TU_o \text{ referenciado ao Polo Terrestre Convencional}$$

$$TU_2 = TU_1 \text{ corrigido da variação sazonal na marcha de rotação da Terra}$$

O Tempo Sideral, quando referenciado ao ponto vernal aparente, é chamado Tempo Sideral Aparente (TSA). Entretanto a posição do ponto vernal na Esfera Celeste está sujeita aos movimentos da Eclíptica e do Equador. Adotando-se uma Eclíptica Média e um Equador Médio, têm-se o ponto vernal médio. O Tempo Sideral, referenciado ao ponto vernal médio é chamado Tempo Sideral Médio de Greenwich ($TSMG$)

O *Tempo Dinâmico* é uma escala de tempo uniforme, utilizada para definir a trajetória de movimento dos corpos celestes num sistema de referência e de acordo com uma teoria gravitacional.

Existem dois tipos de escalas de *Tempo Dinâmico*: O *Tempo Dinâmico Baricêntrico (TDB)* e o *Tempo Dinâmico Terrestre (TDT)*. O *TDB* tem como referência, para os movimentos orbitais, o centro de massa do sistema solar. O centro de massa de referência para o *TDT* é o centro da Terra.

O *Tempo Atômico* tem como unidade padrão a frequência do cristal de quartzo em relógios de precisão. Esse padrão de referência é dado por um oscilador, denominado "relógio", por tradição - fundamenta-se no princípio de que os átomos podem emitir ou absorver pulsos de energia, denominados *quanta*. Essas oscilações eletromagnéticas ocorrem quando os elétrons, que giram em torno do núcleo segundo órbitas dotadas de níveis diferentes de energia, mudam de nível energético. Ao mover-se de um nível com mais energia para outro com menos energia, o elétron emite um *pulso* de radiação eletromagnética com frequência proporcional à variação de energia.

A precisão nas medidas de intervalos de tempo com os osciladores atômicos deve-se, principalmente, ao fato de que os níveis de energia no átomo não são afetados pelas variações de pressão, temperatura e gravidade. Por possuírem um único elétron na órbita exterior, onde é emitida ou absorvida a energia, o hidrogênio, o rubídio e o césio são utilizados como padrão de frequência [DONATO (1976)].

A unidade de Tempo Atômico, o *segundo atômico*, foi definida na 13ª Conferência do Bureau International des Poids et Mesures (BIPM), Paris, em 1967, por:

"segundo é a duração de 9.192.631.770 períodos de radiação correspondentes à transição entre dois níveis hiperfinos do estado de base do átomo de césio 133"

Isso corresponde também à definição de unidade de tempo adotada pelo Sistema Internacional de Unidades (SI) [SEEBER (1993)]

O *Tempo Atômico* é controlado pelo BIPM com base na observação de "relógios" atômicos instalados em laboratórios de diversos países e denominado *Tempo Atômico Internacional (TAI)*. O *TAI* está relacionado com o *TDT*, através de uma constante:

$$TDT = TAI + 32,184s$$

A sincronização do *TAI* com o dia solar é obtida pelo uso do *Tempo Atômico Coordenado (TUC)*, o qual difere do *TAI* por um número inteiro de segundos, "*leap seconds*", incrementado, ou reduzido, quando necessário, em 1º de janeiro e/ou 1º de julho de cada ano. Essa diferença é atribuída à velocidade de rotação da Terra, menor que a velocidade de referência.

A escala de tempo utilizada pelo GPS é denominada *Tempo GPS*, e utiliza como padrão o *Tempo Atômico*. A escala de *tempo GPS* teve início às 0 h do

TUC de 6 de janeiro de 1980 e, como não é incrementada pelos "leap seconds" a diferença entre essas escalas de tempo vem aumentando. Em 1991 [SEEBER (1993)] essa diferença era sete segundos.

II.3 Dados observados com GPS

A distância entre o satélite e a antena do receptor no GPS é obtida a partir de dois tipos de observáveis GPS: a *pseudodistância* e a *medida de fase da portadora*. O termo pseudodistância, traduzido literalmente do inglês, é usado com o sentido de que a distância entre o satélite e a antena do receptor é afetada de erros por falta de sincronia entre os "relógios" do satélite e do receptor e de outros efeitos sistemáticos.

Devido à precisão, a medida exclusiva da pseudodistância é empregada em navegação, aplicações de SIG, atividades de recreação, etc. Para as aplicações onde se exige maior precisão, como geodesia e topografia, a medida de fase da portadora é o processo mais usado.

A pseudodistância corresponde à distância entre o satélite e a antena do receptor, obtida pela medida de intervalos de tempo de propagação dos sinais do satélite.

O tempo de propagação dos sinais é medido fazendo-se correlação entre a fase do código gerado pelos osciladores atômicos do satélite com a fase de uma réplica do código, idêntico àquele, gerada pelo oscilador do receptor GPS, que utiliza para isso o mesmo algoritmo usado pelo satélite [SEEBER (1993)]

O código gerado pelos osciladores no satélite contém como informação adicional, o instante de emissão. A diferença de tempo necessária para alinhar ambas as seqüências do código corresponde ao tempo gasto para o sinal percorrer a distância entre o satélite e a antena. Essa diferença multiplicada pela velocidade de propagação do sinal, fornece a pseudodistância P_R^S :

$$P_R^S = (t_R - t^S) * c$$

Onde:

t_R = instante da recepção no "relógio" do receptor,

t^S = instante da transmissão no "relógio" do satélite,

c = velocidade da luz no vácuo = 299.792.458 m/s.

A pseudodistância pode, ainda, ser representada a partir da distância geométrica ρ entre a antena do receptor e o satélite nos instantes de transmissão e recepção, expressa em função das coordenadas do satélite (X^S , Y^S , Z^S) transmitidas com a mensagem e das coordenadas do receptor (X_R , Y_R , Z_R), relacionadas ao Sistema de Referência Terrestre Convencional (CTRS):

$$\rho_R^s = \sqrt{(X^s - X_R)^2 + (Y^s - Y_R)^2 + (Z^s - Z_R)^2}$$

Adicionando-se a correção $d\rho$, devido aos erros contidos nas efemérides transmitidas:

$$\rho_R^s = \sqrt{(X^s - X_R)^2 + (Y^s - Y_R)^2 + (Z^s - Z_R)^2} + d\rho$$

E, considerando-se, ainda, os erros dos relógios do satélite (dt^s) e do receptor (dt_R) em relação ao tempo GPS, e a influência dos efeitos provocados pelas refrações ionosférica (I_R^s) e troposférica (T_R^s), a expressão para a pseudodistância P resulta:

$$P_R^s = \rho_R^s + c(dt^s - dt_R) + I_R^s + T_R^s$$

A notação usada por LEICK (1995) coloca-se o R no subscrito para se referir ao receptor, e S no sobrescrito simbolizando o satélite.

Segundo [LEICK (1995)], a equação acima tem 7 incógnitas: 2 erros de "relógios", 3 coordenadas do receptor e o tempo de atraso devido à ionosfera e à troposfera. As coordenadas do satélite são conhecidas através das efemérides no instante da transmissão. Os efeitos do relógio do satélite são desprezíveis em função da precisão nas pseudodistâncias e os "relógios" dos satélites são sincronizados com o *Tempo GPS* pelas Estações de Controle.

O comportamento dos "relógios" dos satélites, como estado, marcha e variação de marcha, pode ser estimado com uso de polinômios e usado para corrigir as medidas da pseudo-distância. Essa informação é transmitida como informações de navegação. Modelos matemáticos da troposfera e da ionosfera são utilizados para calcular efeitos sobre a propagação dos sinais. Restam, portanto, 4 incógnitas: as 3 coordenadas do receptor e a correção dt_R do "relógio", que podem ser determinadas rastreando-se quatro satélites simultaneamente, solucionando-se o seguinte sistema de equações:

$$P_R^{S_1} = \sqrt{(X^{S_1} - X_R)^2 + (Y^{S_1} - Y_R)^2 + (Z^{S_1} - Z_R)^2}$$

$$P_R^{S_2} = \sqrt{(X^{S_2} - X_R)^2 + (Y^{S_2} - Y_R)^2 + (Z^{S_2} - Z_R)^2}$$

$$P_R^{S_3} = \sqrt{(X^{S_3} - X_R)^2 + (Y^{S_3} - Y_R)^2 + (Z^{S_3} - Z_R)^2}$$

$$P_R^{S_4} = \sqrt{(X^{S_4} - X_R)^2 + (Y^{S_4} - Y_R)^2 + (Z^{S_4} - Z_R)^2}$$

II.3.1 Medida da fase portadora

A medida de fase é a diferença, medida no receptor, entre a fase da onda gerada pelo satélite a fase do sinal gerado pelo oscilador do receptor.

A fase da portadora para um instante t é dada por:

$$\phi_R^S = \phi_R(t) - \phi^S(t)$$

Onde:

$\phi_R^S(t)$ = fase da portadora para o satélite S e o receptor R

$\phi^S(t)$ = fase do sinal do satélite medida no receptor

$\phi_R(t)$ = fase do sinal gerado pelo oscilador do receptor

A frequência de onda emitida pelo satélite chega à antena com uma ligeira diferença em relação à frequência nominal emitida e, também, em relação à frequência gerada pelo receptor em função do movimento relativo do satélite e do receptor atribuído ao Efeito Doppler. A medida de fase é feita pelo receptor sobre a onda resultante da combinação desses dois sinais [DUPRAZ (1992)].

Figura 9- Medida de fases da onda portadora

No instante do início da medida (t_0), a distância entre a antena e o satélite é dada por um número inteiro de ciclos da onda portadora (N), mais uma fração de comprimento de onda (Figura 9). A fração pode ser determinada instantaneamente, enquanto o número inteiro de ciclos iniciais entre o satélite e a antena do receptor, denominado *ambigüidade* e representado por N , é desconhecido.

Esse número inteiro e desconhecido de ciclos (N) no instante inicial, mantém durante a medida de componentes para determinar a posição. Se não houver perda de sintonia, seja por obstáculos ou por fraqueza de sinais, a medida de fase será dada por:

$$\phi_R^S(t) = \Delta\phi_R^S(t) + N$$

Onde:

$\Delta\phi_R^S$ corresponde à parte fracionária da fase de onda acrescida de um número inteiro de ciclos em função da variação da distância entre o satélite e o receptor desde o instante inicial (t_0).

Considerando-se o tempo de percurso do sinal (τ) em função da distância geométrica entre o satélite e a antena, e dos efeitos da ionosfera e troposfera, a fase recebida, do sinal emitido pelo satélite, pode ser relacionada à fase da onda transmitida por:

$$\phi^S(t) = \phi_T^S(t - \tau)$$

Desenvolvendo-se a expressão acima por uma série de Taylor para um instante de tempo t , tem-se:

$$\phi^S(t) = \phi_T^S(t) - \dot{\phi}_T^S(t)\tau + \frac{1}{2}\ddot{\phi}_T^S(t)\tau^2 + \dots$$

Como o tempo derivado da fase é igual à frequência, isto é, $\dot{\phi}^S = f^S$ e, ainda, desprezando-se os erros do "relógio", todas as frequências são constantes. E a equação acima pode ser escrita:

$$\phi^S(t) = \phi_T^S(t) - f\tau$$

E,

$$\phi_R^S(t) = \phi_T^S(t) - f\tau - \phi_R(t) + N_R^S$$

E, considerando a relação entre a distância ao satélite medida a partir de receptor em posição topocêntrica, $\tau = \rho_R^S(t)/c$, onde c representa a velocidade da luz, a expressão básica para a medida de fase pode ser escrita [LEICK (1995)] :

$$\phi_R^S(t) = \phi_T^S(t) - \frac{f\rho_R^S t}{c} - \phi_R(t) + N_R^S(1)$$

Onde: $N_R^S(1)$ representa a ambigüidade para o primeiro instante da medida.

II.3.2 Combinações lineares de observações

As distâncias entre o satélite e a antena do receptor, obtidas a partir da medida de fase ou códigos *C/A* ou *P* são denominadas, por muitos autores como pseudodistâncias porque contêm erros devido à incerteza sobre a trajetória do satélite, falta de sincronia entre relógios de satélite e de receptor, e efeitos da ionosfera e troposfera.

A medida da portadora contém, ainda, como incógnita, o número inteiro de ciclos iniciais: a ambigüidade, *N*. Esses efeitos introduzem erros nas medidas de distância entre o satélite e a antena, de alguns metros na determinação de posição, o que para a navegação e muitas aplicações de SIG (Sistema de Informações Geográficas) e outros, não são significativos.

Para as aplicações da Geodesia, Geodinâmica e Topografia, as exigências sobre a precisão são mais rigorosas, e, nesse caso, a determinação de posição através do GPS é feita, quase que exclusivamente, no modo relativo.

No posicionamento através do modo relativo, são utilizados dois ou mais receptores que, estacionados em pontos diferentes, permitem determinar a diferença de coordenadas entre esses pontos. Os efeitos das fontes de erros mencionadas anteriormente podem ser removidos, ou reduzidos, quando os receptores rastreiam simultaneamente os mesmos satélites, através da correlação entre os sinais recebidos. Diversos modelos matemáticos foram desenvolvidos para efetuar as combinações lineares de observações. Informa SEEBER (1993) que, em princípio, pode ser realizado um número ilimitado de combinações, mas as usuais no contexto de posicionamento são combinações entre diferentes:

- a) Estações
- b) Satélites
- c) Épocas
- d) Tipos , ou,
- e) De mesmo tipo

A simples diferença pode ser obtida através da medida entre dois receptores, ou entre dois satélites ou entre duas épocas diferentes..

As diferenças ou correlação entre as observáveis podem ser obtidas com uso de diferentes combinações de resultados entre tipos de observações, sendo as mais usuais [SEEBER (1993)]:

- a) Em estações diferentes,
- b) De satélites diferentes,
- c) Do mesmo tipo,

d) De tipos diferentes.

Estudos sobre combinações de resultados de medidas feitas por dois satélites, dois receptores, ou duas épocas - Efeito Doppler, são denominadas *simples diferenças*.

Figura 10 - Medidas de simples diferença de fase

Para dois receptores, R_1 e R_2 , captando sinais de mesmo satélite (Figura 10) numa mesma época, pode-se obter a simples diferença de fase por:

$$\Delta_{R_1 R_2}^S = \phi_{R_1}^S(t) - \phi_{R_2}^S(t) = -\frac{f}{c} [\rho_{R_1}^S(t) - \rho_{R_2}^S(t)] - [\phi_{R_1}(t) - \phi_{R_2}(t)] + N_{R_1 R_2}^S$$

A ambigüidade inicial pode ser representada, então, por:

$$N_{R_1 R_2}^S = N_{R_1}^S - N_{R_2}^S$$

Figura 11 - Medidas de duplas diferenças de fases

Para dois receptores, R_1 e R_2 , rastreando dois satélites, S_1 e S_2 , no mesmo instante, (Figura 11) a equação da dupla diferença de fase é:

$$\Delta_{R_1 R_2}^{S_1 S_2} = \Delta_{R_1 R_2}^{S_1} - \Delta_{R_1 R_2}^{S_2} = -\frac{f}{c} \left\{ \left[\rho_{R_1}^{S_1}(t) - \rho_{R_2}^{S_1}(t) \right] - \left[\rho_{R_1}^{S_2}(t) - \rho_{R_2}^{S_2}(t) \right] \right\} + N_{R_1 R_2}^{S_1 S_2}$$

Onde:

$$N_{R_1 R_2}^{S_1 S_2} = N_{R_1 R_2}^{S_1} - N_{R_1 R_2}^{S_2}$$

As medidas com dupla diferença de fase são livres de erros atribuídos aos relógios dos satélites e receptores. E, têm reduzidos efeitos de propagação de sinais na atmosfera e incertezas sobre as órbitas de satélites.

Figura 12 - Medidas de tripla diferença de fases

As medidas de tripla diferença de fases usa dois receptores, R_1 e R_2 , rastreando os mesmos dois satélites S_1 e S_2 , em instantes diferentes, (Figura 12) o que é equivalente a duas duplas diferenças para dois diferentes instantes.

A expressão para as medidas de tripla diferença de fase é:

$$\nabla_{R_1 R_2}^{S_1 S_2} = \Delta_{R_1 R_2}^{S_1 S_2}(t+1) - \Delta_{R_1 R_2}^{S_1 S_2}(t) \quad , \quad \text{ou} \quad ,$$

$$\nabla_{R_1 R_2}^{S_1 S_2} = -\frac{f}{c} \left\{ \left[\rho_{R_1}^{S_1}(t+1) - \rho_{R_2}^{S_1}(t+1) \right] - \left[\rho_{R_1}^{S_2}(t+1) - \rho_{R_2}^{S_2}(t+1) \right] \right\} + \frac{f}{c} \left\{ \left[\rho_{R_1}^{S_1}(t) - \rho_{R_2}^{S_1}(t) \right] - \left[\rho_{R_1}^{S_2}(t) - \rho_{R_2}^{S_2}(t) \right] \right\}$$

A equação acima envolve instantes diferentes (t) e ($t+1$) para cancelamento da ambigüidade inicial, devido essa ambigüidade ser constante no tempo.

Da mesma forma que nas expressões anteriores, esta medida de diferenças de fases reduz expressivamente os erros devidos à propagação dos sinais na atmosfera e incertezas orbitais.

II.3.3 Efeitos da geometria das posições dos satélites

A precisão de determinação de posições com uso do GPS depende da configuração geométrica de posições dos satélites que estão sendo sintonizados, e da precisão de medida da distância entre o satélite e o receptor.

O efeito da geometria de posições de satélites é relacionado a uma quantidade escalar denominada *DOP* (Dilution of Precision), que representa a contribuição da configuração à precisão da determinação de posição.

$$\sigma = DOP \sigma_0$$

Onde:

σ = precisão da posição determinada (desvio padrão em uma coordenada)

σ_0 = precisão da medida (desvio padrão)

Diferentes designações de DOP são usadas em função da coordenada ou combinação de coordenadas consideradas, sendo as mais usadas:

VDOP = DOP para posição vertical

HDOP = DOP para posição horizontal

PDOP = DOP para posição tridimensional

TDOP = DOP para tempo

GDOP = DOP para posição tridimensional e tempo

Sendo a precisão do posicionamento expressa por [WELLS, (1987)]:

$$\sigma_V = VDOP * \sigma_0$$

$$\sigma_H = HDOP * \sigma_0$$

$$\sigma_P = PDOP * \sigma_0$$

$$\sigma_T = TDOP * \sigma_0$$

$$\sigma_G = GDOP * \sigma_0$$

A *DOP* pode ser calculada a partir do inverso da matriz de equação normal da solução da determinação de posição com pseudodistâncias. A matriz dos cofatores Q_x é dada por:

$$Q_x = (A^T \cdot A)^{-1}$$

Onde:

$$A = \begin{bmatrix} \frac{X^1(t) - X_{i0}}{\rho_{i0}^1(t)} - \frac{Y^1(t) - Y_{i0}}{\rho_{i0}^1(t)} - \frac{Z^1(t) - Z_{i0}}{\rho_{i0}^1(t)} - c \\ \frac{X^2(t) - X_{i0}}{\rho_{i0}^2(t)} - \frac{Y^2(t) - Y_{i0}}{\rho_{i0}^2(t)} - \frac{Z^2(t) - Z_{i0}}{\rho_{i0}^2(t)} - c \\ \frac{X^3(t) - X_{i0}}{\rho_{i0}^3(t)} - \frac{Y^3(t) - Y_{i0}}{\rho_{i0}^3(t)} - \frac{Z^3(t) - Z_{i0}}{\rho_{i0}^3(t)} - c \\ \frac{X^4(t) - X_{i0}}{\rho_{i0}^4(t)} - \frac{Y^4(t) - Y_{i0}}{\rho_{i0}^4(t)} - \frac{Z^4(t) - Z_{i0}}{\rho_{i0}^4(t)} - c \end{bmatrix}$$

Onde:

$X^n(t)$, $Y^n(t)$ e $Z^n(t)$ são componentes do vetor da posição geocêntrica do enésimo satélite para uma época t ,

$\rho_{i0}^n(t)$ = distância geométrica aproximada entre o enésimo satélite e o ponto de observação para uma época t ,

X_{i0}, Y_{i0}, Z_{i0} = coordenadas aproximadas do local de observação,

c = velocidade da luz.

A matriz dos co-fatores Q_x é composta por três elementos relativos à posição (X, Y e Z) e um componente correlacionado ao tempo do receptor:

$$Q_x = \begin{bmatrix} q_{XX} & q_{XY} & q_{XZ} & q_{Xt} \\ q_{XY} & q_{YY} & q_{YZ} & q_{Yt} \\ q_{XZ} & q_{YZ} & q_{ZZ} & q_{Zt} \\ q_{Xt} & q_{Yt} & q_{Zt} & q_{tt} \end{bmatrix}$$

Os elementos da diagonal de simetria permitem obter os seguintes DOP_s expressos pelas coordenadas geocêntricas:

$$GDOP = \sqrt{q_{XX} + q_{YY} + q_{ZZ} + q_{tt}}$$

$$PDOP = \sqrt{q_{XX} + q_{YY} + q_{ZZ}}$$

$$TDOP = \sqrt{q_{tt}}$$

O PDOP pode também ser expresso por [MILLIKEN & ZOLLER (1978), apud SEEGER (1993)]:

$$PDOP = \frac{1}{V},$$

Onde: V é o volume do tetraedro formado pelos vetores que ligam a antena do receptor a cada um dos quatro satélites.

Utilizando-se coordenadas na superfície da Terra e transformando a matriz dos co-fatores, Q_x , na matriz dos co-fatores local desprezando-se os componentes relativos ao tempo:

$$Q_x = \begin{vmatrix} q_{xx} & q_{xy} & q_{xh} \\ q_{xy} & q_{yy} & q_{yh} \\ q_{xh} & q_{yh} & q_{hh} \end{vmatrix}$$

Obtêm-se:

$$HDOP = \sqrt{q_{xx} + q_{yy}}$$

$$VDOP = \sqrt{q_{hh}}$$

A geometria de posições de satélites varia com o tempo devido ao movimento relativo dos satélites entre si. Como o $PDOP$ é inversamente proporcional ao volume, a situação mais favorável ocorre quando o volume do tetraedro formado pelos satélites e receptores é maximizado.

O caso ideal, segundo WELLS (1987), é quando se tem um satélite sobre o zênite e três no horizonte, distanciados de 120° em azimuth (Figura 13).

Figura 13 - Geometria de posição de satélites e PDOP

O valor da DOP deve ser o mais baixo possível. Segundo HOFMANN-WELLENHOF et al. (1994), $GDOP$ abaixo de 6 é considerado bom, e acima desse valor deve ser considerado ruim.

Alguns programas de computador que executam o pós-processamento das medidas com uso de GPS não usam, para o ajuste, valores de DOP altos, geralmente acima de 8, para não comprometer a precisão das demais medidas.

II.3.4 Multicaminhamento de sinais emitidos por satélites GPS

Figura 14- Multicaminhamento de sinais emitidos por satélites

Os sinais emitidos pelos satélites podem chegar às antenas dos receptores por vias diretas ou indiretas. Os sinais recebidos por vias indiretas são aqueles que chegam à antena após serem refletidos por superfícies que podem ser inclinadas, horizontais ou verticais, tais como edifícios, veículos, pavimentos, superfícies do solo ou água, etc. (Figura 14). Sinais recebidos por vias diretas e indiretas podem ter sido transmitido no mesmo instante pelo satélite, mas percorrem caminhos de comprimentos diferentes até atingir a antena, alterando dessa forma a distância entre o satélite e a antena quando a composição desses sinais é processada pelo receptor.

Segundo LEICK (1995), o multicaminhamento de sinais é a principal fonte de erro a ser considerada na determinação de posições com o uso de GPS.

O multicaminhamento de sinais afeta tanto as medidas com os códigos C/A e P , como as medidas através da fase da portadora. Informa SEEBER (1993), que o multicaminhamento de sinais pode causar a perda de sintonia de receptores e que seu efeito tem ordens de magnitude maiores sobre as observações do código P do que sobre a medida de fase da portadora.

Os efeitos do multicaminhamento podem ser atenuados com longos períodos de observação, principalmente devido à mudança da geometria de posições de satélites ao longo de intervalos de tempo, resultando diferentes ângulos de chegada dos sinais à antena. Quando se empregam técnicas de determinação de posição rápido-estática, ou cinemática, é aconselhável evitar locais com superfícies refletoras, eliminando, ou pelo menos reduzindo os efeitos do multicaminhamento.

II.4 Métodos para determinação de posição com uso de GPS

Dentre os diversos métodos disponíveis para a determinação de posição GPS, a escolha deve ser dirigida para aquele(s) cuja precisão dos resultados seja compatível com as necessidades, tenha o menor tempo possível para execução e seja adequada ao equipamento, o programa de computador escolhido, e os custos envolvidos.

O GPS permite a determinação de posição na superfície da Terra de forma *estática* e *cinemática*. No processo estático os receptores/antenas permanecem estacionados durante o rastreo de satélites. No processo cinemático o receptor/antena se movimenta ao longo da trajetória durante o rastreo, podendo ser conduzido em terra, água ou ar.

A posição de cada ponto, obtida pelos processos estático ou cinemático pode ser referenciada ao sistema de coordenadas geocêntricas e nesse caso é chamado *absoluto*, ou em relação a outro ponto e então é denominado *relativo* ou *diferencial*.

As coordenadas de um ponto podem ser obtidas com um único receptor, rastreando 4 ou mais satélites- é o conhecido processo "*single point position*" usual para determinação de posição em navegação, onde a posição em tempo real é mais importante que a precisão - por isso também conhecido como processo de navegação para determinação de posições.

Usando o código *P*, a precisão da posição está compreendida entre 5 e 20 metros e até 100 m com o uso do código *C/A*. Essa precisão está condicionada à degradação dos sinais pela SA (*selective availability*), mudanças nas tecnologias dos receptores e à qualidade das transmissões dos sinais dos satélites que poderá ser modificada nos satélites substitutos [LEICK (1995)].

Nas aplicações da geodesia e da topografia, onde se deseja precisão, a determinação de posição pelo modo relativo é o mais usado. Considerando o objetivo do presente trabalho, será dado ênfase apenas às técnicas usuais nessas aplicações. Para a determinação de posição no modo relativo são necessários no mínimo dois receptores rastreando os mesmos satélites, em estações diferentes: muitas fontes de erros são comuns aos dois receptores e, assim, se cancelam ou têm seus efeitos reduzidos.

Como resultado, obtém-se o vetor (usualmente denominado *baseline*) entre os pontos com precisão de centímetros após algum tempo de observação com os aparelhos estacionados nos pontos extremos da linha a medir. O nível de precisão atinge facilmente 1-2 partes por milhão, quando os vetores são obtidos a partir de uma malha de pontos e ajustamento pelos mínimos quadrados de medidas redundantes.

Afirma SEEBER (1993), que a maior parte dos erros acidentais no processo estático são absorvidos nos resíduos após ajustamento, enquanto que no processo cinemático são absorvidos pelas coordenadas; e completa: "*Isto é o porquê do potencial de precisão do GPS estático não poder ser atingido com o uso de processos cinemáticos puros*"

O tempo de observação no processo estático é variável, dependendo da distância entre os pontos de estação, características do programa de computador de pós-processamento e características do receptor empregado: se de uma ou duas frequências, correlação restrita do código C/A ou código P. Períodos maiores de ocupação são usuais quando se requer maior precisão nas coordenadas e para grandes distâncias entre as estações de rastreamento [LEICK (1995)].

Durante os últimos anos, várias técnicas têm sido desenvolvidas para o modo relativo visando a determinação de coordenadas com boa precisão, reduzindo tempo de observação ou mesmo com um dos receptores/antena em movimento.

Na técnica mais comum, um dos aparelhos permanece estacionado em um ponto, usualmente denominado *base* ou *estação de referência*, e o outro, denominado *móvel*, é levado sobre os pontos de interesse. Diferentes denominações são encontradas na literatura para essas técnicas rápidas para determinação de posição: *semi-cinemático*, *pseudo-cinemático*, *cinemático*, *stop-and-go*, *rápido-estático*, *pseudo-estático*, etc.

SEEBER (1993) subdivide os processos de determinação de posição rápida em três tipos:

- a) Rápido-estático,
- b) Semi-cinemático, e
- c) Cinemático puro.

Essa classificação é efetuada de acordo com a possibilidade de se obter coordenadas da trajetória enquanto o receptor/antena está em movimento (*cinemático*), ou quando o receptor é transportado desligado de um ponto para outro e as coordenadas são obtidas com o receptor/antena estacionado (*estático*). Quando o receptor/antena é conduzido de um ponto para outro, mantendo a sintonia com os satélites, porém determinando as coordenadas apenas de pontos onde a antena for estacionada por algum tempo, o processo é denominado *semi-cinemático*.

II.4.1 O processo rápido-estático

As técnicas usadas para a determinação de posição com o processo *rápido-estático* são semelhantes às aquelas usadas no processo estático, variando o tempo de rastreamento, que no estático está compreendido entre 60 a 120 min. e no rápido-estático entre 5 e 10 min., dependendo do desenvolvimento de equipamentos usados e do programa de computador empregado.

Diversos métodos têm sido propostos por pesquisadores sobre GPS para abreviar o tempo de rastreamento necessário para a resolução da ambigüidade, como a FARA (Fast Ambiguity Resolution Approach): que utiliza apenas a fase da onda portadora de sinais e informações estatísticas e geométricas obtidas por um ajustamento de posição inicial. Inicialmente, as técnicas para redução de intervalos de tempo de rastreamento eram função de uso simultâneo da medida de fase e do código P nas frequências L_1 e L_2 , ou então exigiam sinais de 6 ou mais satélites [SEEBER (1993)].

O uso do processo rápido-estático tem a vantagem de reduzir o tempo necessário para o rastreamento, sem necessidade de manter a sintonia com os sinais dos satélites durante o deslocamento de um ponto para outro, permitindo a passagem através ou ao lado de obstáculos, árvores, viadutos, edifícios, etc.

A determinação de posição com uso do processo rápido-estático pode ser feito com duas técnicas diferentes:

- a) Com uma única ocupação da estação, e,
- b) Com uma segunda ocupação da estação após uma hora.

Para uma única ocupação, de um modo geral, 10 a 15 minutos de rastreamento são suficientes para a resolução da ambigüidade, com um receptor adequado e uma boa cobertura de satélites.

No segundo caso, a estação é ocupada duas vezes, por um período compreendido entre 5 e 10 minutos cada vez, com um intervalo de 50 a 120 minutos entre essas ocupações. Durante as visitas ao mesmo ponto o aparelho pode ser desligado. A ambigüidade é resolvida em função da diferença entre a geometria de posições de satélites em duas épocas, e considerando o intervalo entre elas como uma perda de ciclo (cycle sleep) [SEEBER (1993)].

II.4.2 O processo semi-cinemático

As técnicas utilizadas no processo semi-cinemático estão entre as do estático e a do cinemático puro, porque as ambigüidades são resolvidas na estação inicial e mantidas de uma estação para outra. Este processo de determinação de posição é também conhecido como "*stop-and-go*" devido às características de operação, isto é, após a resolução da ambigüidade no início, a antena permanece (*stop*) um curto período de alguns segundos a minutos sobre um ponto de interesse e a seguir é levada (*go*) para outro ponto (Figura 15).

Figura 15- O caminhamento e o processo Stop and Go

O percurso entre pontos não influi, desde que se mantenha a sintonia do receptor com sinais de, no mínimo, 4 satélites durante o tempo de percurso, e opere-se com um baixo GDOP. No caso de ocorrer perda de ciclos de ondas portadoras deve-se reiniciar as operações. A determinação de posição com uso do processo semi-cinemático permite boa produtividade em áreas abertas, livres de obstruções, e tem precisão compatível com muitas das necessidades da topografia e mesmo da geodesia.

II.4.3 O processo cinemático

Figura 16 - O caminhamento e o processo cinemático

Os resultados obtidos com as modernas técnicas de processamento de dados estão diminuindo a diferença entre os resultados obtidos pelos processos estático e cinemático, quando as condições, como cobertura de satélites, multicaminhamento, disponibilidade de dados apropriados, etc., são favoráveis para conduzir a resolução da ambigüidade com uma única época de dados [LEICK (1995)].

O dados obtidos através de uso do processo cinemático podem ser processados a partir da pseudodistância, da medida de fase, ou da combinação destas. Para se atingir o grau de precisão desejada não deve ocorrer a perda de ciclos durante o rastreamento a um número mínimo de 4 satélites, ou então, as condições de rastreamento e o programa de computador devem permitir o recobrimento de erros no pós-processamento.

Na técnica mais usual para o processo cinemático, um receptor permanece estacionado numa estação de referência, ou base, e outro se move ao longo dos pontos cujas posições devem ser determinadas, em terra, água ou ar - mantendo a sintonia do receptor móvel com os satélites (Figura 16).

Existem várias possibilidades para início: ocupar duas estações de coordenadas conhecidas, determinando as coordenadas absolutas do ponto fixo (*base*) através dos processos estático ou rápido-estático, com permuta de antenas (*antenna swapping*), ou com o receptor móvel em movimento. Essas técnicas têm em comum a necessidade de estimativa de posição inicial.

A *permuta de antenas*, é feita com os dois receptores estacionados a poucos metros um do outro. Um ocupa a estação base e o outro pode ser colocado em um ponto qualquer, efetuando o rastreamento durante aproximadamente 1 minuto. A seguir elas são trocadas de posição, uma ocupa o lugar da outra sem perda da sintonia com os satélites. Para alguns programas de computador é necessário que as antenas retornem à posição inicial.

A técnica de resolução da ambigüidade com o receptor/antena em movimento, é conhecida como *OTF* (de *On The Fly*). Afirma LEICK (1995) que a resolução da ambigüidade com o receptor em movimento *"não depende somente da sofisticação do programa de computador, mas de fatos físicos, como a distância entre os receptores, número de satélites, baixo multicaminhamento e outros erros não modelados, disponibilidade de fase da portadora com ondas completas nas duas frequências e poucas perdas de ciclos"*.

Um aspecto interessante da técnica *OTF* é a determinação de posições para frente e para trás no tempo de operação, uma vez resolvida a ambigüidade, possibilitando que o receptor/antena se mantenha em movimento mesmo passando sob árvores, pontes, através de túneis ou outros obstáculos que provoquem a perda dos sinais dos satélites.

11.5 Obtenção de altitudes pelo GPS

As coordenadas cartesianas em três dimensões de pontos da superfície terrestre, horizontais e vertical, X , Y e Z , determinadas através de uso de processos do GPS, podem ser referenciadas ao Sistema de Referência Terrestre Convencional (*CTRS*) e usar parâmetros do Sistema Geodésico Mundial 1984 (*WGS-84*).

O uso do GPS para determinação de posições no modo relativo, pode determinar componentes Δ_x , Δ_y e Δ_z de vetor que una pontos onde se rastrear satélites GPS simultaneamente, tomando como referência as coordenadas em três eixos de uma estação base.

As coordenadas X , Y e Z , determinadas com uso de GPS podem ser transformadas em coordenadas elipsoidais ou geodésicas: φ , λ e h respectivamente latitude, longitude e altura elipsoidal ou geométrica.

A transformação de coordenadas cartesianas em geodésicas pode ser efetuada com uso de expressões relatadas a seguir [TORGE, (1991); apud SEEBER, (1993)]:

$$h = \frac{\sqrt{X^2 + Y^2}}{\cos \varphi} - N$$

$$\varphi = \arctan \frac{Z}{\sqrt{X^2 + Y^2}} \left(1 - e^2 \frac{N}{N + h} \right)^{-1}, \text{ e } \lambda = \arctan \frac{Y}{X}, \text{ com } N \text{ dado por:}$$

$$N = \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \varphi}}$$

Onde:

e = primeira excentricidade de elipsóide,

a = semi-eixo maior de elipsóide,

N = raio de curvatura da seção normal a elipsóide.

A altitude h determinada com uso de GPS, obtida diretamente das coordenadas do ponto estudado é a *altura elipsoidal*, ou geométrica, e mede distância vertical do ponto na superfície ao elipsóide de referência.

Adverte SEEBER (1993) que, ao se utilizar o GPS para determinação de altitudes deve-se lembrar que erros em posições absolutas de estações de base ou referências, se propagam nas diferenças de altitudes elipsoidais. Como regra prática, um erro de 10 metros na posição absoluta da base, pode causar um erro na diferença de altitude elipsoidal de até 2 ppm.

III. Notas sobre a geometria de rodovias

Segundo a AASHTO, (1990), durante a execução de projeto geométrico para vias de transporte, *“o problema resume-se na definição de um projeto harmônico com a topografia da região, respeitando as características técnicas de um bom traçado, bom perfil e com um mínimo custo.”*

Para o motorista não existe uma distinção clara entre planta e perfil longitudinal, *“mas sim uma sucessão de curvas espaciais que se sucedem à sua frente, à medida que ele caminha”* [AASHTO (1990)] - assim, é necessário uma perfeita integração entre a planta e o perfil longitudinal para evitar ilusões de ótica que possam confundir condutores de veículos e comprometer a segurança de tráfego após a implantação da via.

O perfil longitudinal de uma rodovia é constituído de segmentos onde a variação de declividade longitudinal pode ser nula ou de gradiente constante - as *rampas*, concordados por *curvas de concordância vertical*, ou simplesmente *curvas verticais*. O conjunto de rampas e curvas de concordância vertical que representam o perfil e indicam a superfície final do projeto é denominado simplesmente greide.

Segundo a AASHTO (1990), página 292:

- a) As curvas verticais são usadas para a concordância das rampas do perfil de vias; e
- b) Devem contribuir para a segurança, o conforto operacional, a estética e a drenagem da via;
- c) As curvas verticais podem ser côncavas ou convexas;
- d) A forma de curvas convexas é a que mais interfere na segurança do tráfego porque tem mais conflitos com a distancia de visibilidade para a frenagem associada ao perfil longitudinal de vias;
- e) A forma das curvas verticais côncavas define a capacidade de drenagem da via.

A necessidade de uma drenagem eficiente para garantir a segurança do tráfego e maior durabilidade dos pavimentos, pode impor limites mínimos para as inclinações de rampas. A experiência tem mostrado que:

- a) Trechos de rodovia com declividade mínima de 1%, permitem a drenagem longitudinal de água satisfatória ;
- b) As rampas com inclinação entre 0,5% e 1% são aceitáveis em estradas com pavimento de qualidade e eficiente acompanhamento de construção para controle de cotas do greide;
- c) Os greides em nível, ou seja com rampa de 0%, são admitidos apenas nos trechos com drenagem transversal eficiente, e sem confinamento lateral.

A capacidade do condutor ver à frente é de extrema importância para a operação segura de veículos nas vias. A trajetória e a velocidade dos veículos nas ruas e rodovias são controladas por motoristas, que possuem habilidade, treinamento e experiências diferenciadas. Para segurança das vias, elas devem ser dotadas de condições geométricas que garantam distâncias de visibilidade de comprimento suficiente para permitir aos condutores os espaços e tempos de operação do veículo adequados para evitar as colisões com objetos presentes na trajetória dos veículos, sobre a via.

Distância de visibilidade é o comprimento, à frente na via, visível ao condutor. A *distância mínima de visibilidade necessária para frenagem* pode ser definida como o menor comprimento de uma linha de visada do condutor a um objeto na trajetória do veículo, que trafegue à velocidade de projeto da via, e que permite a execução de todas as operações para a parada do veículo antes do objeto. Ou seja, é a distância mínima para que um veículo, trafegando na velocidade de projeto, possa ser operado para parar com segurança antes de atingir um objeto em sua trajetória.

A distância de visibilidade mínima para frenagem é um dos mais importantes critérios da geometria de vias porque afeta a operação dos veículos e a segurança do tráfego. Uma via deve ter condições e distâncias de visibilidade para que os condutores possam ver objetos nas trajetórias dos veículos em condições de frenar, com segurança, antes de colidir com tais obstáculos.

A distância de visibilidade para frenagem e a frenagem para evitar a colisão com objetos na via depende de fatores humanos, do veículo, da rodovia e do ambiente, além das velocidades de operação. Por isso, é uma variável de difícil análise e entendimento. E, vem sendo estudada há pelo menos oitenta anos através de experiências práticas, deduções teóricas, análises estatísticas, etc.

Os conceitos de estudo sobre a distância de visibilidade para frenagem mudaram drasticamente com a publicação do processo de estimativa da distância mínima de visibilidade para frenagem proposto pela AASHO (1940), que se tornou clássico e faz referências específicas a velocidades, objetos, altura dos olhos, e tempos de percepção e reação dos motoristas.

A partir daí (AASHO, 1954, 1965; AASHTO 1971, 1984; COQUAND, 1956; DNER, 1974; OLSON et al, 1984; etc.) os processos de análise da distância de visibilidade para frenagem foram gradualmente assimilando e aperfeiçoando o uso das propostas da AASHO (1940): a ênfase nas pesquisas sobre o assunto

passou então a ser em melhor quantificar e qualificar os parâmetros propostos e modificá-los para eficiência ao refletir a frenagem para evitar colisões.

Há uma clara relação entre os impactos da distância de visibilidade para frenagem e a segurança das vias. Entretanto isso é de difícil quantificação e qualificação porque (OLSON et al, 1984; CLEVELAND, 1985) é difícil separar os efeitos atribuíveis à distância de visibilidade dos relacionados a outros componentes da via e manter controles apropriados para os estudos das variáveis que qualificam a segurança.

III.1 Formas de curvas de concordância vertical

As curvas para concordância vertical podem ter diversas formas - parábolas, círculos ou elipses. A parábola simples de eixo vertical, entretanto, é a forma mais usual para concordar rampas. A AASHTO (1990), página 292, comenta que a forma geométrica recomendável para a curva de concordância de segmentos de perfil vertical, ou concordância vertical de rampas para suavizar a passagem de uma declividade para outra, pode ser obtida com o uso da parábola do segundo grau. Além da simplicidade de cálculo, um dos fatores que levaram ao uso generalizado da parábola simples do 2º grau é a taxa de variação da declividade, que é constante, evitando mudanças bruscas na aceleração vertical que atua sobre o veículo percorrendo a curva. Nas demais curvas citadas, como a circular, a parábola cúbica e a elíptica essa taxa não é constante.

Afirma SEGANTINE (1989) "... as parábolas simples de eixo vertical são as curvas mais usadas no projeto de perfil, isto porque, elas proporcionam um boa aparência à curva vertical e concordância adequada entre as rampas. A determinação das cotas de seus pontos é fácil e usa cálculos simples e rápidos" e que "normalmente, o DNER, , só tem usado a parábola do 2º grau em seus projetos".

A parábola do 2º grau pode ser simétrica ou assimétrica em relação ao ponto de interseção (PIV) das rampas. A concordância simétrica é feita com uma parábola simples e a assimétrica com uma parábola composta, constituída por dois ramos diferentes de parábola de eixo vertical, concordados no ponto de flecha máxima (F) da parábola, tendo tangente comum a ambos os ramos nesse ponto.

A concordância vertical de rampas em rodovias de nosso país é feita, praticamente com exclusividade, através de parábolas simples do 2º grau. Outros tipos de concordância, apesar de possíveis, de um modo geral, não são empregados.

Antes do advento dos recursos atuais da informática, projetava-se a concordância vertical também pelo método da razão de mudança, adotando-se uma taxa de variação de declividade constante no trecho em curva. Essa forma

de cálculo, apesar de usar expressões diferentes, é uma forma simplificada de determinar parábolas simples do 2º grau.

Projetistas de estradas consultados afirmaram usar com exclusividade a parábola simples do 2º grau para concordância vertical e, ainda, que desconheciam projetos onde foram empregados outros tipos de concordância vertical.

Diversos programas de computador para cálculo de elementos da geometria de rodovias analisados, utilizam exclusivamente a parábola simples do 2º grau como algoritmo de cálculo, não tendo opção de trabalho com outros tipos de curvas para concordância vertical, nem mesmo a parábola composta do 2º grau.

Em razão dos motivos expostos, as expressões para análise da distância de visibilidade no presente trabalho contemplam exclusivamente a parábola simples do 2º grau. Cabe ressaltar que, na metodologia aqui proposta, se eventualmente, para estudo do perfil, o desenho com os dados obtidos no campo resulta em curva assimétrica, sugerindo o emprego da parábola composta, é possível a determinação do coeficiente "a" da parábola para cada ramo da curva de concordância. Nesse caso deve-se usar apenas as cotas de um ramo em cada análise de regressão parabólica, obtendo-se dois valores para "a", permitindo a restituição da parábola composta.

A Figura 17 ilustra as formas de curvas verticais.

i_1 e i_2 = declividades das rampas; A = módulo da diferença algébrica das rampas; E = ordenada no PIV L_c = comprimento horizontal da curva vertical

Figura 17 - Notação e tipos de curvas verticais

PCV = Ponto de início da curva de concordância vertical
PIV = Ponto de interseção das rampas 1 e 2;
PTV = Ponto de início da tangente à curva de concordância vertical.

Figura 19 - Notação de elementos da curva de concordância vertical

Usando a notação e formulação expressas nas Figura 19 e Tabela 3, e as propriedades da parábola, pode-se aplicar relações geométricas entre os elementos da parábola ao cálculo de cotas da curva vertical e definir forma de concordância.

Tabela 3 - Parábola de concordância e seus elementos

Descrição	Notação	Expressão
Flecha da parábola no PIV	F	$F = \frac{A \cdot Lc}{8}$
Ordenada para um ponto qualquer da curva, de abscissa L em relação à rampa	f	$f = \frac{4L^2}{Lc^2} F$
Coordenadas para o vértice (V) da parábola	X_v e Y_v	$X_v = -\frac{i_1 Lc}{A}$ $Y_v = -\frac{i_1^2 Lc}{2A}$
Diferença algébrica entre a primeira e a segunda rampa	A	$A = i_2 - i_1$
Variação de greide por unidade de comprimento		$\frac{A}{Lc}$
Distância horizontal necessária para obter-se 1% de variação do greide		$\frac{Lc}{A}$
Coeficientes da expressão da parábola	a, b e c	$a = \frac{A}{2Lc}$

Observações:

- a) Se a é positivo, a curva é côncava, e se negativo a curva é convexa;
- b) $b = i_1$ e $c = 0$, porque o início da parábola coincide com o PCV

O comprimento da curva vertical (L_c) é determinado a partir de raios de curvas circulares que, aparentemente, satisfazem às condições necessárias para um projeto, considerando que a parábola simples é uma curva muito próxima à circunferência.

A relação entre o raio da curva circular (R_v) e o comprimento da curva é dado por:

$$L_c = A \cdot R_v$$

A distância de visibilidade na curva vertical associada ao valor de L_c determinado pela expressão acima pode ser verificada através de equações que relacionam L_c com a distância de frenagem, a altura dos olhos do motorista e a altura de um obstáculo sobre a pista.

III.2 Distância de visibilidade e perfil vertical

As expressões e relações entre elementos da curva de concordância vertical identificadas e deduzidas neste item visam a estimativa teórica de distância de visibilidade (S) a partir do coeficiente “ a ” de parábola do segundo grau, associada às cotas da curva, da altura do olho do motorista (h_1) e da altura de obstáculo na via (h_2). A confiança na estimativa de coeficientes “ a ” depende diretamente da precisão de estimativa das cotas de pontos do greide da curva vertical e distância entre eles, e não do comprimento (L_c) da curva.

A estimativa da distância de visibilidade, nesse caso, a partir do coeficiente “ a ”, aumenta a confiança de resultados obtidos para a estimativa de distâncias de visibilidade, porque o comprimento da curva é de difícil ou quase impossível obtenção a partir dos levantamentos em campo numa rodovia aberta ao tráfego.

Os manuais de projeto geométrico de rodovias, de um modo geral, mostram as expressões e tabelas [AASHTO (1990); DNER (1974 E 1979)] para estimativa da distância de visibilidade com o objetivo de permitir a verificação de características de curva de concordância vertical, e atendimento de condições mínimas de visibilidade.

A regra geral deveria ser *em nenhum trecho da estrada o motorista deve ter uma distância de visibilidade à frente menor que a distância necessária para uma frenagem segura quando avista um obstáculo parado em sua faixa de tráfego*. Segundo a AASTHO (1990), o comprimento mínimo das curvas de concordância vertical estabelecido para as condições de visibilidade satisfaz também as condições de segurança, conforto e aparência.

Nas curvas verticais com grande desenvolvimento, a distância de visibilidade pode ser menor que o comprimento da curva, isto é $S < L_c$, a distância de visibilidade é mínima quando ambos, o obstáculo e o veículo, estão dentro dos limites da curva, e, é constante em toda a extensão da curva vertical (Figura 20)

Figura 20 - Distância de visibilidade em curvas convexas, quando $S < L_c$

Temos:

$$h_1 = a \cdot p^2 \quad \text{ou} \quad p = \sqrt{\frac{h_1}{a}}$$

Analogamente

$$h_2 = a \cdot q^2 \quad \text{ou} \quad q = \sqrt{\frac{h_2}{a}}$$

$$\text{e como } S = p + q \Rightarrow S = \sqrt{\frac{h_1}{a}} + \sqrt{\frac{h_2}{a}}$$

Nas curvas com pequeno desenvolvimento, a distância de visibilidade disponível pode ser menor que o comprimento da curva vertical, $S > L_c$, a distância de visibilidade é mínima quando veículo e obstáculo, encontram-se um em cada uma das rampas e a curva está entre eles (Figura 21):

Figura 21 - Distância de visibilidade em curvas convexas, quando $S > Lc$

Da Figura 21:

$$h_1 = EE' + E'E$$

Da expressão da parábola: $EE' = F - PCV = ap^2$, $E'E'' = 2apm$, ou,

$$h_1 = ap^2 + 2apm, \text{ e } m = \frac{h_1}{2ap} - \frac{p}{2}$$

Analogamente: $h_2 = aq^2 + 2aqn$, e $n = \frac{h_2}{2aq} - \frac{q}{2}$, ou $S = m + p + q + n$

$$S = \frac{h_1}{2ap} - \frac{p}{2} + p + q + \frac{h_2}{2aq} - \frac{q}{2}$$

Como $p + q = Lc$, pode-se ainda escrever:

$$S = \frac{h_1}{2ap} + \frac{Lc}{2} + \frac{h_2}{2a(Lc - p)}$$

Durante o dia, a distância visibilidade disponível nas curvas de concordância vertical, do tipo côncava, geralmente não provoca problemas de segurança durante a operação de veículos.

Informa a AASHTO (1990) que o comprimento da curva côncava pode ser determinado a partir de quatro critérios: visibilidade noturna, função de características da iluminação pelos faróis de veículos, conforto ao motorista, controle da drenagem e aparência geral.

A distância de visibilidade necessária à noite tem sido o critério usado para definir a distância de visibilidade empregada para definir o comprimento de curva vertical.

Nas curvas côncavas, a distância de visibilidade disponível é definida pela área iluminada pelo farol do veículo. Admite-se [AASHTO (1990)] que o fecho de luz forma um ângulo $\alpha = 1^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do veículo e que o farol esteja situado a 0,61 m acima do pavimento. A difusão da luz proporciona uma visão adicional além da distância calculada com esses elementos, fato que não é analisado durante o projeto.

Quando a distância de visibilidade disponível é menor que o comprimento da curva, isto é $S < L_c$, ela é constante ao longo dessa curva (Figura 22).

Figura 22 - Distância de visibilidade em curvas côncavas, quando $S < L_c$

Da equação da parábola e da Figura 22:

$$aS^2 = h_1 + S \cdot \tan \alpha$$

onde:

$$S = \frac{\tan \alpha \pm \sqrt{(\tan \alpha)^2 + 4ah_1}}{2a}$$

Nas curvas côncavas, em que $S > L_c$, a menor distância de visibilidade disponível ocorre quando o veículo está no início da curva (Figura 23):

Figura 23 - Distância de visibilidade em curvas côncavas, quando $S > L_c$

Da Figura 23 e da equação da parábola: $\left(S - \frac{Lc}{2}\right)A = h_1 + S \tan \alpha$, $A = 2a.Lc$, e,

$$S = \frac{h_1 + aLc^2}{2aLc - \tan \alpha}$$

A visibilidade disponível nas curvas verticais côncavas pode ser impedida por obstáculos sobre a pista como viadutos, pontes, placas de sinalização ou copas de árvores que se estendem sobre a faixa de tráfego (Figura 24).

Figura 24 - Distância de visibilidade em curvas côncavas com obstáculos, quando $S < L_c$

Quando a distância de visibilidade disponível for menor que o comprimento da curva, isto $S < L_c$, um obstáculo colocado a uma certa altura impõe restrições iguais à visibilidade, em qualquer posição ao longo da curva, exceto quando no final da curva, quando a geometria da curva é trocada pela de tangentes.

Da Figura 24: $c = c' = c''$, $c - h_1 = ap^2$, e $c - h_2 = aq^2$

e

$$S = p + q = \frac{\sqrt{c - h_1}}{\sqrt{a}} + \frac{\sqrt{c - h_2}}{\sqrt{a}}$$

IV. Sobre o nivelamento

As superfícies eqüipotenciais, ou seja de potencial gravífico constante, são superfícies suavemente onduladas, perpendiculares às linhas de força do campo de atração da Terra em todos os seus pontos, e são designadas em geodesia por “geope” (Figura 25).

Figura 25 - Altura ortométrica, geóide, geope, elipsóide de referência

A referência de altitude ortométrica a uma superfície equipotencial, o geóide, impõe que sua determinação precisa seja sujeita às forças de gravidade no interior da crosta terrestre, ao longo da linha vertical entre o ponto na superfície e sua projeção no geóide.

A altitude ortométrica pode ser obtida por:

$$H = \frac{\sum g \Delta z}{gm}$$

Onde:

H = altitude ortométrica,

$\sum g$ = média dos valores observados da gravidade nos extremos de cada seção nivelada.

Δz = desníveis brutos obtidos pelas operações de nivelamento

gm = gravidade média ao longo da vertical

Número geopotencial é a diferença de potencial gravitacional entre o geóide e o geopo que passa pelo ponto observado. O numerador da expressão anterior corresponde a um número geopotencial. O número geopotencial é nulo para todos os pontos contidos na superfície do geóide e positivo para pontos externos a ele.

A altitude ortométrica pode ainda ser determinada com alguma aproximação, a partir da expressão para a altura elipsoidal, para os locais onde se conhece a distância entre o geóide e o elipsóide. A separação (N) entre as superfícies do elipsóide e do geóide é variável ao longo da crosta da Terra porque a distribuição de massas do Planeta não é homogênea - isso é conhecido como *ondulação geoidal* (Figura 26). A magnitude da ondulação geoidal em relação a um elipsóide geocêntrico de referência ajustado pode atingir 100 metros [KING et al (1987)].

Figura 26 - Ondulação geoidal, e alturas elipsoidal e ortométrica

Na Figura 26, $H \cong h - N$, onde:

H = altitude ortométrica

h = altura elipsoidal em relação ao elipsóide de referência

N = separação entre o geóide e o elipsóide de referência

A adoção da altitude elipsóidica (h) em lugar da altitude ortométrica (H) para definir a altitude de um ponto na superfície terrestre, equivale a reduzir o geóide ao elipsóide e considerar suas superfícies justapostas, com N igual a zero.

Devido ao não paralelismo das superfícies do elipsóide e do geóide, quando se adota o elipsóide como referência, as altitudes dos pontos na superfície física da Terra podem ter valores diferentes que em relação ao geóide, à medida que se aumenta a distância ao ponto de referência. Essa diferença pode ser mais acentuada quanto mais distante estiver o ponto considerado em relação à referência, uma vez que a superfície do geóide pode sofrer variações em sua curvatura ao atravessar massas de densidades diferentes. Esses desvios podem ser verificados mesmo em terrenos planos, em função da composição das rochas da crosta terrestre. (ZAKATOV, 1981).

As ondulações geoidais (N) podem ser obtidas através de levantamentos gravimétricos, observações de satélites artificiais sobre a rede de nivelamento, observações astronômicas e de modelos do geopotencial. Com dados obtidos por esses processos, podem ser feitas cartas contendo isopletas da ondulação geoidal, de caráter global ou regional. Informa SEEBER (1993) que, em escala global, a precisão máxima obtida atualmente é de 1 m, com resultados bem menos precisos para muitas partes da Terra.

Em nosso país, a Universidade de São Paulo e a Fundação IBGE, num programa conjunto para melhoria da carta geoidal do Brasil, apresentaram uma versão recente (Figura 27), obtida através do modelo do geopotencial JGM2, onde é esperado um erro absoluto de 2,0m e erro relativo de 0,20m/10Km.

Figura 27 - Carta geoidal do Brasil [BLITZKOW (1995)]

Analisando-se essa carta geoidal, verifica-se que a variação da ondulação geoidal em relação ao elipsóide SAD/69 para a região em estudo neste trabalho é de aproximadamente 1,3cm/km no sentido perpendicular às isopletas, no caso a direção norte-sul.

De uma maneira simplificada, para pequenas distâncias, desprezando-se as demais variáveis, pode-se também obter a variação da ondulação geoidal a partir de altitudes ortométricas e das altitudes elipsoidais medidas pelo GPS.

Sejam h_1 e h_2 as altitudes elipsoidais determinadas pelo GPS em dois pontos 1 e 2 e H_1 e H_2 as altitudes ortométricas desses mesmos pontos

$$\text{como} \quad h_1 \cong H_1 + N_1$$

$$\text{e} \quad h_2 \cong H_2 + N_2$$

$$h_2 - h_1 \cong (H_2 + N_2) - (H_1 + N_1)$$

$$h_2 - h_1 \cong H_2 - H_1 + N_2 - N_1$$

$$\text{ou} \quad \Delta h \cong \Delta H + \Delta N, \text{ de onde}$$

$$\Delta N \cong \Delta h - \Delta H$$

com ΔN = variação da ondulação geoidal.

Essa possibilidade de determinação da variação de N exige o conhecimento da altitude ortométrica ao longo do perfil a levantar, o que nem sempre é disponível ou de fácil obtenção.

Reciprocamente, utilizando-se do valor de ΔN , obtido a partir da carta geoidal, em sua forma relativa para melhor precisão, pode-se determinar a cota ortométrica de outros pontos a partir de um ponto de referência, isto é, uma referência de nível (RN). Das expressões anteriores:

$$H_2 - H_1 \cong \Delta h - \Delta N$$

de onde

$$H_2 \cong \Delta h - \Delta N + H_1$$

Sendo: H_1 = altitude ortométrica do RN

H_2 = altitude ortométrica do ponto 2 a determinar

Δh = diferença entre as altitudes elipsoidais obtidas por GPS no RN e no ponto 2

ΔN = diferença de altura geoidal entre o RN e o ponto 2

A diferença entre as altitudes ortométricas de dois pontos, pode ser obtida a partir das alturas elipsoidais por:

$$H_2 - H_1 \cong h_2 - h_1 - (N_2 - N_1) , \text{ ou } ,$$

$$\Delta H \cong \Delta h - \Delta N$$

As dificuldades naturais para a determinação de forças devido à gravidade da Terra, ao longo da vertical situada na litosfera, podem ser contornadas com a solução proposta por MOLODIENSKY, [apud ZAKATOV (1981)] que resultou nas *altitudes normais* que “*dispensa qualquer hipótese simplificativa sobre a densidade das massas topográficas*” referindo as altitudes a uma superfície não equipotencial denominada *quase-geóide* [GEMAEL, (1988)].

A determinação de altitude normal, conforme proposta por MOLODIENSKY [apud ZAKATOV (1981)], é a soma de alturas determinadas através de operações para nivelamento, correção de não paralelismo de superfícies de nível do campo gravitacional normal, e a correção de desvios de campo gravitacional real em relação ao campo gravitacional normal.

As superfícies do quase-geóide e do geóide são coincidentes ao nível do mar, e nos pontos onde o valor médio da força normal de gravidade (γ_m) e o valor médio da força real da gravidade (g_m) ao longo da linha vertical, no interior dos continentes, resultam iguais. O afastamento máximo do quase-geóide em relação ao geóide, nos demais pontos, não ultrapassa 2 metros, e, em muitas regiões tem a magnitude de alguns centímetros [ZAKATOV, (1981)].

As diferenças de altitude entre o quase-geóide e o elipsóide de nível são denominadas *anomalias de altitude*. Segundo ZAKATOV (1981), “*se as anomalias de altitude em cada ponto do elipsóide de nível $u = w_0$ se traçam desde sua superfície exterior segundo as normais, então o lugar geométrico dos extremos destes segmentos será certa superfície auxiliar a que MOLODIENSKY chamou quase-geóide*”.

Ao se empregar as altitudes elipsoidais obtidas com as técnicas do GPS para o levantamento de dados do perfil de uma rodovia, deve-se conhecer ou analisar a precisão das altitudes obtidas no processo utilizado, para se determinar a influência da correção dos valores da ondulação geoidal, isto é, da conveniência de transformação das altitudes elipsoidais em altitudes ortométricas.

No presente trabalho verifica-se que no processo cinemático, o desvio padrão dos valores das diferenças entre as altitudes elipsoidais e ortométricas é muito superior aos valores da ondulação geoidal para a região. A análise visual dos resíduos obtidos após o ajustamento, mostra que não existem tendências de

comportamento desses resíduos e que a correção da ondulação geoidal, dadas as suas dimensões, não influenciaria os resultados.

No trecho da rodovia estudado, verifica-se que o maior comprimento de curva é 500m para a curva 7 e a rampa mais extensa é 1160m, compreendida entre as curvas 7 e 8. Considerando os comprimentos de curvas e rampas observados, conclui-se que as correções devido à ondulação geoidal são desprezíveis, em função do nível da precisão obtido nos processos e equipamentos utilizados.

Deve ser notado ainda, que as curvas com pequenos raios e, conseqüentemente menores desenvolvimentos, são as que podem apresentar as maiores dificuldades para visibilidade. Curvas com grandes desenvolvimentos apresentam também grandes distâncias de visibilidade porque, para um mesmo valor de ângulo de deflexão de rampas (A), o raio é tanto maior quanto maior for o desenvolvimento da curva. Curvas de grande desenvolvimento chegam a ter distâncias de visibilidade com extensão suficiente para permitir a ultrapassagem de veículos.

IV.1 Altitudes no Brasil

Afirma GEMAEL (1988) que o nivelamento de precisão no Brasil tem características puramente geométricas, não incluindo determinações gravimétricas. A univocidade da rede de altimetria pode ser obtida aplicando-se correções devido ao não paralelismo de superfícies equipotenciais da Terra às alturas brutas obtidas com operações de nivelamento, $\Sigma\Delta z$, a *correção ortométrica*.

A diferença de altitudes ΔH entre dois pontos é dada por:

$$\Delta H = \Sigma\Delta z + dH$$

Onde:

Δz = diferença de altitude entre dois pontos de estação da mira graduada, equivalente à diferença entre as leituras efetuadas na mira estacionada em cada um desses pontos.

dH = correção ortométrica em metros, dada [GEMAEL, (1988)] :

$$dH = 1542.10^{-9} \cdot H \cdot \Delta\varphi \cdot \text{sen } 2\varphi$$

Onde:

H = altitude média em metros

$\Delta\varphi$ = diferença de latitude entre os pontos extremos em minutos de arco

φ = latitude média

O valor dH é positivo quando o nivelamento é executado no sentido dos Pólos para o Equador, e negativo do Equador para os Pólos. No sentido dos paralelos é nulo.

As altitudes, no Brasil, são referenciadas ao geóide que passa por um referencial situado junto ao marégrafo de Imbituba, no litoral do Estado de Santa Catarina. O Datum Vertical ou Referência de Nível do Brasil, corresponde ao nível médio local do mar e tem por convenção a altitude igual a zero.

A referência de nível de Imbituba foi estabelecida a partir de observações de variações de nível do mar durante alguns anos, e foi adotada a partir de 1952.

Entre os anos de 1913 e 1952, o datum vertical brasileiro era o nível médio local do mar estimado pelo marégrafo de Torres, no Estado do Rio Grande do Sul. A diferença de altitude entre as referências de Torres e Imbituba é de 0,0584 m.

O nível médio do mar é dito local, por estar sujeito às condições meteorológicas, como pressão atmosférica e pressão do vento, e oceânicas, como variação de densidade da água, correntes, descargas de rios próximas ao marégrafo, derretimento de gelos glaciais, etc., na região onde são efetuadas as medições [Gemael, (1988)]. As diferenças aproximadas entre o nível médio do mar estimado pelo marégrafo de Imbituba e o estimado por alguns dos marégrafos situados na costa brasileira são [LIBAUT (1975)]:

Rio de Janeiro (RJ)	=	- 0,12 m
Salvador (BA)	=	+ 0,01 m
Recife (PE)	=	+ 0,14 m
Fortaleza	=	+ 0,29 m

IV.2 Nivelamento geométrico

Nivelamento geométrico é o conjunto de operações para a determinação de diferenças de altitude entre pontos, portanto é um método relativo. A diferença de altitude ou desnível, obtida por nivelamento geométrico, corresponde à separação entre os geopes que passam pelos pontos considerados.

O instrumento usual para efetuar o nivelamento geométrico é o *nível topográfico* de tripé, também conhecido como nível de engenheiro. A precisão de um nível está relacionada à capacidade de aumento de sua luneta e à sensibilidade do nível tubular ou do compensador ótico-mecânico para definir o plano horizontal da linha de colimação.

O *nível tubular* é, em geral, em um tubo de vidro curvo, com a concavidade voltada para baixo, preenchido com álcool ou éter em quase sua totalidade, restando um pequeno espaço com ar - a *bolha de nível* - que se presta ao ajuste da horizontalidade. Resultados de ações da força de gravidade, e diferenças de

densidade entre o líquido e o ar contido na bolha faz com que a bolha ocupe o ponto mais alto ou o ponto de máximo da curva.

A *sensibilidade* do nível tubular é definida pelo raio de curvatura do tubo de vidro, porque o deslocamento da bolha descreve um arco de curva que pode ter diferentes comprimentos para um mesmo ângulo central, ou ângulo de inclinação α (Figura 28), e raios de curvas diferentes.

Figura 28 - Nível de bolha

Alguns fabricantes de aparelhos topográficos referenciam a sensibilidade da bolha ao ângulo central (AC) correspondente ao deslocamento da bolha para um arco de 2mm do nível tubular. De um modo geral o raio de curvatura dos níveis tubulares varia entre 6,9m (AC = 60") e 41,3 m (AC = 10").

A precisão de centralização da bolha de nível é de aproximadamente 1/5 do intervalo de uma divisão da escala do nível tubular, cerca de 0,4 mm, quando as divisões do nível tubular são aparentes e o operador controla a centralização diretamente. A centralização da bolha de nível é mais precisa nos aparelhos que possuem nível de coincidência, conhecido nos meios topográficos e geodésicos como nível de bolha bipartida, que permite a centralização com sensibilidade de até 1/40 do intervalo das divisões.

O nível de coincidência mostra, através de um sistema de prismas, a imagem justaposta da metade superior direita da bolha de ar e da metade superior esquerda, indicando que o aparelho está em nível quando as duas extremidades da imagem da bolha coincidem. Geralmente a imagem da bolha bipartida é mostrada no interior da luneta, juntamente com o campo visual, de modo que o operador possa verificar as condições de nivelamento durante a leitura da mira.

O compensador ótico-mecânico, um aperfeiçoamento incorporado ao nível denominado automático, corrige pequenos desvios da linha horizontal de colimação através de um pêndulo que opera por gravidade, estabilizado em muitos casos por um amortizador de ar, fazendo com que o raio horizontal da linha de pontaria entre a mira e o centro da luneta chegue sempre ao centro do retículo.

O funcionamento do compensador ótico-mecânico:

- a) Inicia-se quando o aparelho é colocado aproximadamente em nível, com o auxílio de uma bolha de nível esférica.
- b) A indicação de que o compensador está em funcionamento é dada quando o aparelho sofre um pequeno impacto, seja por um botão incluído em alguns modelos de nível, seja por um pequeno golpe dado no tripé pelo operador: uma oscilação do pêndulo faz com que a imagem do fio do retículo se desloque sobre a imagem da mira, num movimento suavizado pelo pêndulo, retornando à posição inicial.
- c) O compensador dispensa os reajustes constantes necessários para a bolha bipartida, possibilitando um aumento da produtividade no trabalho de campo.

A capacidade de aumento da luneta de um nível é fator importante para o ajuste preciso da imagem do retículo sobre a imagem do traço da mira invar e para auxiliar a estimativa da leitura na mira em que o intervalo da escala é o centímetro. O aumento da imagem nos níveis topográficos, varia de cerca de 19 a 47 vezes.

Em nivelamento onde se exige precisão, como o geodésico de 1ª ordem, nivelamento para instalação de linha de montagem industrial automatizada, etc., requerem equipamentos em que a leitura da mira é feita diretamente, sem interpolação ou estimativa. A possibilidade de leitura direta da mira é encontrada em nível que disponha de placa de vidro plano-paralela diante da objetiva. O basculamento da placa plano-paralela, através do botão micrométrico, permite ajustar a imagem do fio central do retículo, geralmente em forma de Y deitado, para a imagem do traço da mira que está mais próximo. A linha horizontal da visada é deslocada paralelamente mantendo o horizontalismo e o intervalo que a imagem do fio do retículo foi deslocada sobre a imagem da mira é estimado através do micrômetro, com leitura direta dos décimos de milímetro e apreciação do centésimo de milímetro.

A mira INVAR é empregada em trabalhos onde se exige precisão. A mira INVAR é constituída por uma fita metálica de INVAR (liga de aço e níquel com baixíssimo coeficiente de dilatação) com dupla escala, presa a um suporte geralmente de madeira ou alumínio, com a parte inferior fixada no suporte e a parte superior ligada a uma mola, que a mantém distendida. A escala dupla serve para controle dos erros de leitura, uma vez que a diferença entre as leituras da escala à esquerda e à direita é uma constante.

GEMAEL (1988) ao analisar os resultados obtidos no nivelamento de um trecho executado pela Diretoria do Serviço Geográfico (DSG), verificou que o gráfico de discrepâncias acumuladas confirmaram sua afirmação de que “os resultados são incompatíveis com a idéia de uma rede eivada de erros acidentais” e que “as redes de nivelamento geométrico são contaminadas por erros aleatórios e por tendências sistemáticas, curiosamente “aleatórias no conjunto””.

Figura 29 - Curvatura terrestre

Uma das principais causas de erros em nivelamentos geométricos é não considerar a *curvatura terrestre*. Utilizando-se um modelo esférico, o desvio B-B' (Figura 29) de uma linha horizontal tangente à Terra no ponto de estação do instrumento, em relação à superfície terrestre, devido ao efeito da curvatura da Terra, pode ser estimado por:

$$BB' = \frac{D^2}{2R}$$

Onde:

BB' = desvio da superfície terrestre em relação ao plano horizontal

D = distância do ponto de estação do instrumento ao ponto visado em km.

R = raio da Terra.

Adotando-se um raio médio da Terra igual a 6370 km, o segmento BB' pode ser dado por:

$$BB' = 0,078D^2$$

A *refração atmosférica* é outra causa de erro em muitas operações topográficas e geodésicas, como o nivelamento geométrico, medidas de ângulos horizontais e zenitais, medidas com distanciômetros eletrônicos e posicionamento por

satélites. Isso se deve à refração de raios luminosos, que ao atravessar camadas de diferentes densidades, sofre deflexões, formando uma linha curva com a concavidade voltada para o solo. A linha de colimação do instrumento topográfico é tangente a essa curva no ponto de estação, resultando que o alvo é "levantado", ou seja, é visto acima de sua posição verdadeira.

A refração depende de condições atmosféricas, como pressão, temperatura e umidade e seus modelos ainda são objeto de estudo para algumas ciências, como a Astronomia e a Geodesia. Valores empíricos para o coeficiente de refração são adotados em diversos países.

A Diretoria do Serviço Geográfico adota para o Brasil, como valor médio, o coeficiente de refração igual a 0,13. Com esse valor médio e, considerando que a refração tem sinal diferente da curvatura, o efeito combinado da refração e da curvatura terrestre pode ser obtido por:

$$C_{CR} = 0,068D^2$$

Onde:

C_{CR} = deslocamento da linha de colimação horizontal devido aos efeitos combinados de curvatura e refração, em metros.

D = distância do ponto de estação do instrumento ao ponto visado em km.

Outras fontes de erros em nivelamento geométrico são:

- a) A *refratividade*, fenômeno notado dos dias e horários mais quentes e bem conhecido do pessoal que trabalha em campo, reduz a nitidez dos contornos das imagens e faz a imagem do alvo "bailar" quando observado com a luneta do instrumento, impedindo sua colimação precisa. Esses efeitos podem ser atenuados, evitando-se trabalho de campo nos horários mais quentes nos dias ensolarados e efetuando as visadas sobre a mira pelo menos a 0,50 m acima do solo.
- b) A *superfície de apoio* da mira, que deve ser estável e a mais regular possível para evitar deslocamentos verticais da mira ao ser girada para apresentar a face grafada na direção do nível entre as visadas à ré e à vante, nas mudanças de estação do instrumento. Trabalhos de alta precisão podem fazer uso de sapatas para apoiar a mira ou mesmo miras com adaptação para fixação sobre um tripé.
- c) A *focagem imperfeita* da luneta, que pode causar o efeito conhecido como *paralaxe*, comprometendo a precisão das leituras na mira. O operador deve ajustar a focagem da luneta e da ocular, para que a imagem resulte clara e definida no plano do retículo. Notando alguma paralaxe, isto é, ao mover o olho de um lado para outro ao observar na ocular, notar um movimento aparente da imagem do retículo sobre a

imagem da mira, o operador deve proceder nova relação de focagem entre a objetiva e a ocular, até que a imagem se estabilize, eliminando ou reduzindo o efeito da paralaxe [LOPES, (1989)].

As *miras* empregadas nos nivelamentos geométricos de precisão devem ser providas de nível de bolha esférico para verificação de sua *verticalidade*. Miras desprovidas de nível de bolha esférico devem ficar restritas a trabalhos ordinários e, mesmo assim, adotando-se alguns cuidados para controle da verticalidade.

O controle da verticalidade da mira na direção perpendicular à linha de visada é facilitado pelos fios do retículo, permitindo que o operador estabeleça o paralelismo entre a imagem mira e a imagem do fio vertical do retículo, sinalizando ao auxiliar que segura a mira, eventuais correções.

Correções da vertical da mira nas outras direções são mais difíceis, mas, na direção da linha de visada, pode-se pedir ao auxiliar que balance a mira suavemente, para frente e para trás, devendo ser adotada a menor leitura, que corresponde à posição do ângulo reto entre a linha de visada e a vertical da mira.

Os cuidados acima mencionados devem ser complementados com periódicas verificação da calibragem da mira e da retificação do nível. A retificação do instrumento pode ser verificada estacionando-se o aparelho inicialmente exatamente no meio de duas posições, *A* e *B*, da mira, obtendo-se a diferença de nível (ΔH) entre os pontos *A* e *B* pela diferença entre as leituras na mira situada sobre cada um desses pontos.

A diferença ΔH estará isenta de erros devido à não horizontalidade do eixo ótico da luneta e mesmo de outros erros, como aqueles devido à curvatura e refração, pelo fato do aparelho estar equidistante das posições da mira e os erros, se houver, são iguais para as duas leituras. O aparelho deve ser estacionado a seguir em duas outras estações, E_1 e E_2 , situada entre os mesmos pontos de posição da mira, com E_1 próxima ao ponto *A* e E_2 próxima ao ponto *B* (Figura 30).

A retificação do nível será confirmada se a diferença entre as leituras em *A* e *B*, ΔH , permanecer constante. A correção *C*, denominada *constante de colimação*, para o nível não retificado é dada pela expressão [GEMAEL, (1988)]:

$$C = \frac{\sum l_p - \sum l_a}{\sum d_a - \sum d_p}$$

Onde:

C = constante de colimação

$\sum l_p$ = somatório das leituras mais próximas

$\sum l_a$ = somatório das leitura mais afastadas

$\sum d_a$ = somatório das distâncias às miras mais afastadas

$\sum d_p$ = somatório das distancias às miras mais próximas

Figura 30 - Verificação de horizontalidade de leitura por níveis

A verificação do grau de precisão obtido durante o nivelamento de uma seção é feito através de um contra-nivelamento. O contra-nivelamento é uma segunda operação de nivelamento entre as referências de nível situadas nos extremos da seção nivelada, correspondendo à operação de volta, ou seja, parte-se da referência de nível final da primeira operação e retorna-se à referência de nível inicial.

A média aritmética entre as diferenças de níveis obtidos nas operações de ida e volta, quando dentro dos limites aceitáveis, é adotada como o desnível entre as referências de nível inicial e final. A metade da discrepância entre os dois valores medidos é o *erro médio quadrático da média* (e.m.q.) que multiplicado por $2/3$ é o *erro provável da média* [GEMAEL (1988)].

As seções entre duas referências de nível com pontos intermediários, como aquelas destinadas ao levantamento de um perfil, podem ter as cotas dos pontos intermediários ajustadas para concordar com a cota do referência de nível final corrigido. A correção de cotas em pontos intermediários é feita, usualmente, distribuindo-se a diferença entre o desnível medido e o corrigido entre as duas referências de nível, igualmente a todas as visadas ré, resultando em alteração nas alturas do instrumento em cada estação e das cotas dos pontos intermediários.

V. Sobre os dados levantados

O trecho da rodovia Thales de Lorena Peixoto Júnior, SP 318, onde foi efetuado o levantamento de cotas para testes, inicia-se na interseção com o eixo da rodovia Washington Luiz, no acesso a São Carlos, um comprimento de 10 km. O comprimento do trecho observado, 10 km de rodovia, foi adotado porque:

- a) o equipamento GPS WILD 200 e o computador usado em campo, têm esse limite prático de coleta de dados no uso das técnicas GPS Cinemático e Stop and Go.
- b) o volume de pontos estudados é suficiente para a análise estatística de dados.

Para segurança de operadores durante a locação e as medidas, a demarcação das referências foram fixadas a 15 cm da borda esquerda da pista, no sentido do caminhamento. A distância de 15 cm a partir da borda foi usada por dois motivos principais:

- a) permitir aos participantes das medidas executar suas tarefas do lado de fora da faixa de rolamento, sobre o acostamento, sem interferir no tráfego, e,
- b) nessa distância, o “arredondamento” da borda e outras deformações provocadas pelo tráfego, ou compactação das camadas de pavimento durante a construção ou operação da via não alteraram significativamente as cotas em relação ao eixo da via.

As “estacas” foram demarcadas com tinta latex branca e um ponto milimétrico para definir a posição do referencial de medida, circundado por uma faixa com largura média de 3 cm e raio de 10 cm.

Os levantamentos de cotas no trecho estudado - agosto de 1995 - constou de:

- a) nivelamento geométrico
- b) com uso do processo Stop and Go do GPS
- c) cinco levantamentos com uso do processo cinemático do GPS

V.1 Nivelamento geométrico na via Thales de Lorena Peixoto Júnior

O levantamento topográfico executado pode ser considerado de precisão (erro médio quadrático de 3 mm/km, utilizando o nível NI 07 da ZEISS, com placa plano paralela e mira INVAR), para ser usado como padrão de comparação para as demais técnicas, considerando que a locação do projeto de uma rodovia é feita por esses mesmos processos topográficos e a precisão por eles proporcionada admitida como satisfatória.

O levantamento de cotas do perfil longitudinal da pista pelas técnicas de topografia usou o nivelamento do tipo geométrico composto, com cuidados recomendados para se obter resultados mais precisos:

- a) o efeito da curvatura terrestre e da refração atmosférica sobre os resultados do nivelamento foi compensado, ou pelo menos reduzido, adotando-se distâncias iguais entre as visadas à vante nas mudanças do aparelho e visadas à ré. A verificação dessas distâncias foi facilitada pela colocação da mira somente sobre os pontos demarcados.
- b) a distância máxima para as visadas à vante nas mudanças do aparelho, ou à ré, foi de 40 m, o que permitiu uma visão clara e definida da leitura na mira e dentro do limite de 50 a 60 metros, considerado normal para o nivelamento.
- c) adotar 40 metros para a distância máxima nas visadas para mudanças de aparelho contribuiu para facilitar visadas maiores que 0,50 m na mira, reduzir influências da refratividade sobre a nitidez de imagem na mira e os erros acidentais decorrentes.
- d) a mira foi colocada diretamente sobre a superfície do pavimento para agilizar as operações de medida. Porém, tomou-se o cuidado de não deslocar a posição do pé da mira ao girar a face grafada para o aparelho nas estações à vante e à ré.
- e) a verificação da qualidade de dados obtidos - tolerância e erros - foi efetuada através de operações de contra-nivelamento, repetindo-se o nivelamento com caminhamento no sentido inverso até o ponto inicial do segmento a cada 25 estacas, ou seja, 500m.
- f) o erro máximo admissível foi fixado em 0,002m para cada segmento de 25 estacas, correspondendo aproximadamente a uma tolerância de 0,003m/km durante o contranivelamento, compatível com o grau de precisão do instrumental e das técnicas empregadas.

V.2 Uso do GPS na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)

Durante as determinações de posições com uso de receptores GPS, usou-se o equipamento GPS WILD 200 - antena receptora modelo GPS Sensor WILD SR 299, controlador modelo GPS Controller WILD CR233 e o programa SKI para processamento de dados.

A antena WILD 200 rastreia até 9 satélites simultaneamente, frequências L_1 e L_2 e os códigos P e C/A. A frequência L_1 é sintonizada pela reconstrução de fase da onda portadora através do Código C/A, e a frequência L_2 no modo "default", reconstruída a partir do Código P, ou no caso de encriptação de código, a partir da quadratura de sinais. O controlador constituído por um computador com processador INTEL 80386 é a interface entre a antena e o usuário. E:

- a) a determinação de coordenadas em três dimensões de pontos do perfil da rodovia com o GPS, empregou dois processos: *Cinemático* e *Stop and Go*. A escolha desses dois processos deu-se principalmente pela facilidade e brevidade de operação em campo, características que podem ser importantes para a escolha de um processo de levantamento.
- b) o *pós-processamento* dos dados obtidos durante o rastreamento de satélites foi efetuado com o programa SKI, que complementa o sistema GPS WILD 200. As diferenças de cotas entre os pontos do perfil foram obtidas diretamente das altitudes elipsoidais dos pontos observados com o GPS.
- c) na determinação de coordenadas empregou-se o *modo relativo*, com coleta de sinais de satélites simultaneamente por dois receptores: um fixo e outro móvel.

Mais ainda:

- a) a base para o receptor fixo esteve fora da faixa da rodovia, em local de fácil acesso, evitando superfícies e obstáculos que pudessem causar o multicaminhamento, a interferência ou a perda de sinais.
- b) adotou-se um ângulo de captação de sinais de 15° acima do horizonte para reduzir as perdas de informações durante a passagem de veículos com carrocerias altas, e também interferência de árvores de porte próximas ou na faixa de domínio da rodovia.

O receptor móvel, nas medidas com o processo cinemático, foi transportado com antena instalada sobre a capota do veículo de movimentação, (figura 31) com as seguintes condições:

Figura 31 - Veículo com a antena/receptor no levantamento cinemático

- a) a fixação da antena foi feita através de um suporte preso ao bagageiro do veículo. Um pino de encaixe semelhante àquele existente no bastão que faz parte dos acessórios do receptor GPS, foi fixado no extremo de uma haste com 2,00m de comprimento;
- b) essa haste, com a antena adaptada no pino de encaixe, foi colocada em um tubo vertical ligado ao suporte instalado sobre a capota, permitindo sua rápida instalação ou remoção;
- c) a haste com a antena foi estaiada com quatro cabos ligados ao bagageiro, para reduzir vibrações provocadas pelo movimento do veículo e impedir sua inclinação em relação ao plano horizontal com conseqüente perda de sintonia dos sinais dos satélites que estivessem próximos ao horizonte;
- d) a altura final da antena sobre o veículo, 3,50m acima do solo, somada ao ângulo de máscara, permitiu que se executasse toda a medição sem perda de sintonia dos sinais dos satélites, mesmo quando o veículo cruzava com outros veículos transportando cargas altas.

As coordenadas de referência do receptor fixo, referenciadas ao sistema WGS 84, foram determinadas com uso do processo de navegação (*single point position*), porque interessavam apenas distâncias relativas entre a estação base e os pontos observados, independentemente de relações com outro sistema de coordenadas. As coordenadas do ponto fixo ou base, determinadas na primeira série de medições, foram adotadas como referência para as outras campanhas.

A inicialização de cada série de medições no processo Cinemático, foi efetuada através de uso do processo rápido-estático:

- a) o veículo com a antena/receptor móvel estacionava no início do trecho a ser estudado.
- b) o tempo de rastreamento adotado foi de 20 minutos, o suficiente para resolver a ambigüidade inicial em período diurno, conforme indicação do manual de operações do equipamento GPS WILD 200.

O veículo com o receptor móvel foi conduzido a uma velocidade máxima de 60 km/h que, com o intervalo de registro de sinais dos satélites igual a 1 segundo, esperava-se pontos distanciados em torno de 16,7 metros um do outro.

Durante o percurso, um operador manteve atenção constante no receptor, para verificar se as condições mínimas estabelecidas para o processo e equipamento usados estavam sendo cumpridas, isto é, $GDOP \leq 8$, e sintonia de sinais de pelo menos 4 satélites. A verificação dessas condicionantes foi facilitada pelo receptor GPS WILD 200, que emitia um sinal sonoro a cada alteração de número de satélites sintonizados ou de GDOP.

A determinação de cotas com o processo Stop and Go, foi executada no modo relativo:

- a) o receptor fixo ocupava a mesma base usada para o levantamento com o processo cinemático;
- b) a antena do receptor móvel foi acoplada ao bastão na altura de 2,00m, o controlador WILD 200 foi levado nas mãos e os demais acessórios em uma mochila presa às costas do operador.

A inicialização de cada série de medidas foi feita pelo processo rápido-estático, com o bastão/antena estacionado sobre o ponto inicial da série durante 20 minutos, conforme sugerido no manual do equipamento, para resolver a ambigüidade inicial no processamento de dados. O intervalo adotado para registro de sinais dos satélites foi de 5 segundos.

O bastão/antena foi conduzido entre um ponto e outro na posição vertical e pelo menos a 1,00m de altura acima do solo, para reduzir a perda de sinais provocada pela passagem de veículos na via. Durante o transporte do receptor de um ponto para outro, foi mantida a sintonia com os sinais dos satélites GPS. O bastão/antena foi colocado sobre os pontos demarcados no pavimento e mantido imóvel, com a bolha de nível centrada, durante a aquisição de dados de pelo menos 5 registros de sinais transmitidos por satélites GPS.

As medidas com uso do processo Cinemático GPS, foram realizadas com transporte do par receptor/antena através do fluxo de tráfego pela rodovia, sem qualquer proteção específica, tais como veículos batedores, sinalização com cones, bandeiras, placas ou proteção da Polícia Rodoviária, ou outro. Procurou-se manter a velocidade de movimentação entre 40 e 60 km/h visando evitar ao máximo a interferência no tráfego da via.

A movimentação do par antena/receptor sem privilégios para tráfego pela via dificultou a manutenção de velocidades constantes durante a recepção de sinais de satélites, especialmente em rampas com impossibilidade de ultrapassagem, onde veículos pesados, às vezes, trafegavam em velocidades menores que a média esperada para o movimento do receptor/antena.

Assim, o intervalo de distâncias entre medidas observadas está compreendido entre 10 e 18 metros, mas essa variação não deve impor qualquer limitação às estimativas de parâmetros de componentes do perfil vertical, uma vez que o processamento de informações do GPS fornece as distâncias entre os pontos observados a partir das coordenadas em três dimensões de cada um deles.

A Figura 32 contém um gráfico que ilustra o resultado obtido para o levantamento de altitudes pelo nivelamento geométrico.

Figura 32- Levantamento Topográfico - Perfil Longitudinal do trecho observado na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)

A produtividade em campo foi sensivelmente melhorada substituindo-se as baterias para o suprimento de energia dos receptores. No receptor estacionário, como não havia problema com o peso a transportar, usou-se uma bateria para automóveis, que permitiu a operação do receptor, sem recarga da bateria, durante cerca de 40 horas de uso efetivo. Para o receptor móvel, usou-se uma bateria para motocicletas, com peso e dimensões bem menores, o que facilitou o transporte durante as medições pelo processo Stop and Go e permitiu cerca de 20 horas de uso efetivo do receptor a cada recarga.

A Figura 33 contém um gráfico que ilustra o resultado obtido para o levantamento de altitudes usando o GPS, processo Stop and Go.

Figura 33 - LevantamentoGPS Stop and Go - Perfil Longitudinal do trecho observado na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)

A Figura 34 contém um gráfico que ilustra uma comparação entre resultados obtidos para o levantamento de altitudes usando o nivelamento topográfico e o processo Stop and Go do GPS.

Figura 34 -Comparação entre resultados de levantamento Topográfico e Stop and Go - Perfis longitudinais na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318)

A Figura 35 contém um gráfico que ilustra uma comparação entre resultados obtidos para o levantamento de altitudes em 5 repetições de medidas pelo processo cinemático do GPS. Devido ao algoritmo empregado para a construção desse gráfico exigir número igual de pontos em todos os perfis comparados, as extensões resultaram diferentes comprimentos, em função da variação da velocidade do veículo condutor do receptor/antena GPS em cada levantamento.

Figura 35-Comparação entre resultados de levantamentos de altitudes na via Thales de Lorena Peixoto Júnior (SP 318) com o processo cinemático do GPS.

Para maior clareza, o anexo I contém tabelas com o conjunto de dados levantados e o conjunto de perfis longitudinais do trecho estudado, levantados por cada processo.

V.3 Escolha de elementos notáveis do perfil vertical

Dentre os elementos notáveis do perfil, destacam-se as interseções entre as retas e as curvas. Chama-se "*ponto de curva vertical - PCV*" à primeira interseção entre a rampa e a curva vertical no sentido do caminhamento, entrada na curva, e, "*ponto de tangente vertical - PTV*" à interseção da curva com a rampa seguinte, saída da curva.

Das rampas, estaremos interessados em conhecer o comprimento e a declividade; das curvas, o comprimento (desenvolvimento) e o coeficiente "a" da parábola [forma teórica assumida para as curvas verticais adequadas - AASHTO (1990)] - elementos para dirigir os estudos posteriores sobre distância de visibilidade disponível e segurança.

A curva vertical e rampa obtidas de trechos existentes são entes físicos, apenas representados através de perfis longitudinais - existem e estão lá fisicamente - não há projeto ou cálculo que os modifique. Desenhar uma curva no papel não a faz existir - quando representamos estes entes é necessário muito cuidado para obter uma representação precisa do campo.

Isto posto, desenvolveu-se um procedimento para "escolha" dos PCV e PTV no trecho teste: submeteram-se os desenhos de perfis longitudinais a um conjunto de 4 projetistas de renome (3 de órgãos públicos e um do setor privado) para que cada um demarcasse, só e isoladamente, os PCV e PTV no trecho. Os resultados foram a identificação de elementos característicos de 17 curvas de concordância e 15 segmentos de rampa.

A "locação" dos PCV e PTV efetuadas pelos projetistas foi analisada e optou-se por adotar a média entre as coordenadas sugeridas pelo conjunto de projetistas consultados.

Para facilidade de trabalho, adotou-se uma numeração de curvas crescentes no sentido do caminhamento, a partir da estaca zero, situada no cruzamento com a rodovia Washington Luiz.

As Tabela 4 e Tabela 5 mostram as distâncias a partir da origem (eixo da Rodovia Washington Luiz) em que se encontram os PCVs e PTVs adotados para cada curva de concordância vertical nos diversos levantamentos. Notar que no caso da Tabela 5 os dados do levantamento Stop and Go atingem apenas até a curva 10, devido à extensão levantada por esse processo ter sido limitada a 6 km, ou seja 301 estacas.

Tabela 4 - PCV e PTV nos levantamentos topográficos e GPS Stop and Go

Cur va	Topografia		Stop and Go	
	PCV	PTV	PCV	PTV
1	200.00	480.00	200.00	480.00
2	1080.00	1360.00	1080.00	1360.00
3	1580.00	1900.00	1580.00	1900.00
4	1920.00	2080.00	1920.00	2080.00
5	2220.00	2440.00	2220.00	2440.00
6	2460.00	2500.00	2460.00	2500.00
7	2760.00	3260.00	2760.00	3260.00
8	4420.00	4500.00	4420.00	4500.00
9	4800.00	4940.00	4800.00	4940.00
10	5460.00	5760.00	5460.00	5760.00
11	6320.00	6480.00		
12	7060.00	7180.00		
13	7280.00	7380.00		
14	7580.00	7880.00		
15	8160.00	8320.00		
16	9360.00	9560.00		
17	10020.00	10240.00		

Tabela 5 - PCV e PTV nos levantamentos GPS Cinemáticos

Cur va	Cinemático 1		Cinemático 2		Cinemático 3		Cinemático 4		Cinemático 5	
	PCV	PTV	PCV	PTV	PCV	PTV	PCV	PTV	PCV	PTV
2	1035.17	1339.87	1033.10	1328.04	1036.54	1326.69	1036.87	1345.42	1035.04	1331.76
3	1571.28	1862.34	1565.61	1863.05	1568.94	1865.49	1558.47	1858.63	1572.55	1870.19
4	1879.08	2075.44	1877.7	2048.32	1882.03	2039.04	1876.37	2037.66	1887.76	2049.77
5	2193.96	2406.46	2201.10	2400.65	2200.05	2405.56	2200.46	2405.33	2197.63	2411.51
6	2419.08	2489.12	2412.44	2464.84	2419.80	2473.02	2420.07	2464.68	2424.88	2475.21
7	2734.54	3207.5	2734.27	3221.45	2756.16	3254.40	2728.70	3223.62	2728.16	3226.83
8	4406.15	4469.76	4402.65	4464.29	4423.66	4487.69	4405.94	4460.21	4398.08	4460.60
9	4789.52	4902.2	4789.78	4908.21	4808.95	4932.36	4788.51	4907.09	4788.32	4910.24
10	5448.07	5727.48	5448.24	5722.46	5464.20	5753.10	5439.18	5725.52	5428.92	5718.30
11	6299.72	6429.51	6295.32	6446.05	6328.48	6467.27	6304.11	6442.26	6293.79	6433.97
12	7047.71	7113.03	7039.13	7142.70	7057.27	7169.35	7034.48	7144.29	7030.61	7143.58
13	7261.71	7287.07	7265.53	7328.14	7295.69	7351.31	7253.41	7330.45	7255.45	7319.44
14	7553.85	7832.35	7554.34	7841.15	7584.99	7866.10	7553.78	7871.21	7557.95	7840.74
15	8144.57	8291.47	8134.89	8286.07	8148.84	8307.07	8151.83	8283.29	8117.90	8282.91
16	9337.68	9529.32	9347.35	9523.00	9367.55	9542.95	9331.69	9530.59	9328.57	9523.58
17	10025.2	10257.3	10003.0	10219.9	10024.0	10248.2	10005.2	10218.2	10002.8	10220.40

Observações:

- a) Os comprimentos dos segmentos de rampa e das curvas, identificadas no perfil levantado pelo processo Cinemático do GPS, são variáveis devido ao fato de que os sinais de satélites são captados em função do tempo e não da distância percorrida pelo par receptor/antena.
- b) A variação da velocidade do veículo de transporte em levantamentos distintos, gera posições não coincidentes de pontos, mesmo quando a origem das medições é a mesma. Essa diferença de distâncias pode levar à escolha de limites para curvas ou rampas, e essas podem ter a elas associados maior ou menor comprimento.
- c) As curvas com grandes raios, situadas junto a rampas com baixos valores de inclinação, acrescentam dificuldade para identificação do ponto de início da curva (PCV) e do ponto de início da tangente (PTV). Essa dificuldade pode ser atribuída à pequena variação de cotas na vizinhança desses pontos.
- d) As deformações do pavimento geradas por deficiências construtivas ou ações de tráfego, podem causar alterações nas cotas do greide. Entretanto pequenas variações no comprimento das rampas ou das curvas identificadas afetam muito pouco os resultados obtidos com o ajustamento de dados obtidos em campo.

Adiante estudam-se resíduos estimados a partir de análise de regressão sobre retas, para propor um processo de melhoria de definições de comprimento de rampas e curvas de concordância vertical. A incorporação ou retirada de pontos nas curvas ou rampas, pode permitir definições mais precisas das condições existentes no campo.

VI. Processamento e análise de dados sobre cotas

VI.1 Regressão e correlação

Dentre os usos da estatística está investigar relações entre medidas, ou contagens, simultâneas sobre ocorrências de variáveis distintas. Há duas questões básicas:

- a) Há relações entre as medidas, ou contagens, simultâneas sobre conjuntos de variáveis?
- b) Qual é a expressão (se existir) dessa relação?

A respostas às questões sobre relações entre medidas simultâneas sobre variáveis distintas são fornecidas através do uso de:

- a) *Análise de correlação* - o estudo da existência e do grau de relacionamento entre as medidas, ou contagens observadas;
- b) *Análise de regressão* - o estudo de expressão numérica de relações entre medidas e contagens.

Se:

- a) (x_i, y_i) é um par de medidas ou contagens simultâneas, respectivamente sobre os conjuntos X e Y . X é dita *variável independente*, e Y , *variável dependente*;
- b) $\hat{y}_i$ é o valor estimado para y_i , a partir de x_i ;
- c) O erro de estimativa de y_i é $\left[y_i - \hat{y}_i \right]$,

d) A distância entre y_i e $\hat{y}_i$ em um sistema de eixos cartesianos que possua x_i em abscissas, e y_i em ordenadas, $\sqrt{(y_i - \hat{y}_i)^2}$ é conhecido como *resíduo de estimativa*, ou simplesmente resíduo no par $(x_i, \hat{y}_i)$.

Em n observações, $SQ = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$ é conhecido como a *soma dos quadrados dos erros de estimativa*, ou apenas, *soma dos quadrados dos erros*.

Reta de regressão linear, ou, por abuso de linguagem, *regressão linear*, é a representação cartesiana da melhor expressão de relações numéricas entre medidas simultâneas sobre duas variáveis distintas, X e Y .

A Figura 36 ilustra a representação cartesiana de expressão de relações numéricas entre medidas simultâneas sobre duas variáveis distintas, $X = \{x_i, i = 1, \dots, n\}$ e $Y = \{y_i, i = 1, \dots, n\}$, em um sistema de eixos cartesianos que possua x_i em abscissas, e y_i em ordenadas; uma reta que aproxime a expressão numérica linear das relações entre os pares (x_i, y_i) e respectivos resíduos, $[y_i - \hat{y}_i]$.

Figura 36 - Reta $y = a.x + b$, resíduos e pares (x_i, y_i)

O critério adotado para a escolha da *melhor reta de regressão linear* sobre os pares (x_i, y_i) e $(x_i, \hat{y}_i)$ é obter a mínima soma dos quadrados dos desvios,

$$SQ = \sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i \right)^2$$

E, a expressão da *melhor reta de regressão linear* sobre os pares (x_i, y_i) é $\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot x$, onde:

$$b_1 = \frac{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2},$$

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \cdot \bar{x},$$

E, $\bar{x}$ é a média de x_i ; $\bar{y}$ é a média de y_i .

Sobre a *existência da relação linear* entre x_i e y_i poderão ocorrer as hipóteses:

- Existir a *relação linear* entre os pares (x_i, y_i) , expressa por uma *reta de regressão linear*;
- Existir uma *relação não linear* entre os pares (x_i, y_i) , que talvez possa ser expressa por uma curva diferente de uma reta;
- Não existir a *relação* entre os pares de medidas ou contagens simultâneas (x_i, y_i) .

A Figura 37 ilustra representações das hipóteses acima.

Figura 37 - Sobre a existência da relação linear entre os pares (x_i, y_i)

VI.1.1 O coeficiente de correlação linear

A resposta à questão “*existe ou não relação linear sobre os pares (x_i, y_i)* ” é dada por resultados de análises sobre valores de coeficientes de correlação linear, r , uma medida do grau de relação entre os pares (x_i, y_i) :

$$r = \frac{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i \cdot y_i \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{\sqrt{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n x_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \cdot \sqrt{n \cdot \left(\sum_{i=1}^n y_i^2 \right) - \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2}}$$

Dentre as propriedades do *coeficiente de correlação linear*, r , destacamos:

- O valor de r , está sempre entre 1 e -1. $(-1 \leq r \leq 1)$;
- Se $r = 1$, todos os pares (x_i, y_i) são representados por uma reta de inclinação positiva;
- Se $r = -1$, todos os pares (x_i, y_i) são representados por uma reta de inclinação negativa;
- Quando não há relações lineares entre o coeficiente de correlação é $r = 0$, e a *reta de regressão* é horizontal.

Diz-se que é sempre possível obter uma *reta de regressão* para um conjunto de pares (x_i, y_i) - mas, a reta será útil para as estimativas $\hat{y}_i$ se existir um certo grau de relação linear entre estes pares. O *coeficiente de correlação linear*, r , é uma medida desse "grau de relacionamento".

A Figura 38 ilustra o conjunto de afirmativas aqui contidas.

Figura 38 - Ilustração sobre valores de coeficientes de correlação r

VI.1.2 Sobre a análise de resultados de regressão linear simples

Para julgar o *grau de relacionamento linear* entre os pares (x_i, y_i) , há dois caminhos:

- Escolher valores mínimos para o *coeficiente de correlação linear*, r ;
- Ou analisar o *coeficiente de determinação*, r^2 , a porcentagem da variação de valores y_i que é explicada pela *reta de regressão*.

O desvio de estimativa (erro) de y_i em relação a média, $\bar{y}$, $(y_i - \bar{y})$, pode ser pensado como a soma de duas componentes:

$$y_i - \bar{y} = (y_i - \hat{y}) - (\hat{y} - \bar{y}) ,$$

Onde:

$(\hat{y} - \bar{y})$ pode ser associado à parcela de erro de estimativa que é

explicada pela *reta de regressão* - chamado *desvio ou variação explicada na estimativa de y_i*

$(y_i - \hat{y})$, pode ser associado à parcela de erro de estimativa que não é

explicada pela *reta de regressão* - chamado *desvio ou variação não explicada na estimativa de y_i* .

É usual a notação:

$$\text{Variação total} = \text{Variação não explicada} + \text{Variação explicada}$$

E, o uso de *soma de quadrados de desvios* para análise dos erros associados à *reta de regressão sobre n pares*:

$$\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y})^2 + \sum_{i=1}^n (\hat{y} - \bar{y})^2 ,$$

Onde:

$\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$, é chamada *soma total dos quadrados* SQ ;

$\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$, é chamada *soma dos quadrados dos resíduos*, $SQRs$;

$\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2$, é chamada *soma dos quadrados para a regressão*, SQR .

A Figura 39 ilustra a distribuição de desvios na estimativa de y_i .

Figura 39 - Desvios na regressão linear

O *coeficiente de determinação*, r^2 , é definido como a parcela de variação nos valores de y que é explicada pela regressão linear simples com x . A expressão de r^2 é:

$$r^2 = \frac{SQR}{SQ}$$

E, quanto mais próximo de "1" é o coeficiente de determinação r^2 , mais forte é a relação linear entre os pares (x_i, y_i) .

Outra forma de estudar a linearidade de medidas simultâneas é considerar a população de onde elas provêm. O *coeficiente de correlação linear* da

população é designado por ρ . Para verificar a existência da relação linear pode-se fazer o teste de hipótese descrito a seguir:

- a) Se $\rho = 0$, não há relação linear entre os elementos da população;
- b) Se $\rho \neq 0$, há relação linear entre os elementos da população.

O teste de hipótese é formulado:

$$H_0: \rho = 0$$

$$H_1: \rho \neq 0$$

- a) O nível de significância adotado é $\alpha = 0,01$ ou $\alpha = 0,05$;
- b) A estatística usada é o próprio coeficiente de correlação r , com valores de controle, c , conforme CHASE & BROWN (1992), apêndice B, página A - 22;
- c) Efetua-se o teste estatístico de dupla cauda, conforme ilustrado na Figura 40, a seguir. A região crítica do teste são os valores $r \geq c$ ou $r \leq -c$;
- d) Rejeita-se $H_0: \rho = 0$, se $r \geq c$ ou $r \leq -c$. Rejeita-se a hipótese $H_0: \rho = 0$ em favor da hipótese $H_1: \rho \neq 0$. Aí conclui-se que há relações lineares entre os pares (x_i, y_i) .

Figura 40 - Teste de hipótese para o coeficiente de correlação linear

Ao analisar uma regressão sobre n pares (x_i, y_i) , as somas de quadrados são associadas aos graus de liberdade conforme resumido na Tabela 6. A média para as somas de quadrados (*quadrados médios*) é obtida dividindo-se o valor da soma de quadrados pelo número de graus de liberdade correspondente ao seu tipo. A Tabela 6 contém também a notação usada para a média de somas

de quadrados (da regressão, de resíduos e total) - adota-se também o nome *quadrados médios* para esse parâmetro.

Tabela 6 - Quadrados médios e graus de liberdade.

Tipo de soma de quadrados	Graus de liberdade	Notação da média para a soma de quadrados (<i>quadrados médios</i>)
Regressão	(1)	<i>QMR</i>
Resíduos	(<i>n</i> - 2)	<i>QMRs</i>
Total	(<i>n</i> - 1)	<i>QM</i>

O *quadrado médio dos resíduos*, *QMRs*, é uma estimativa não tendenciosa da variância do erro associado à regressão. Isso que permitiu [HOFFMAN & VIEIRA (1977), páginas 46 a 60] desenvolver um teste de hipótese para verificar a significância do coeficiente de regressão b_1 , da reta de regressão $\left[\hat{y} = b_o + b_1 \cdot x \right]$ sobre os pares (x_i, y_i) - a *análise da variância sobre a regressão*.

Para isso, se β é o coeficiente de regressão da população de onde provêm os pares (x_i, y_i) , $\left[\hat{y} = \beta_o + \beta \cdot x \right]$, o teste de hipótese é formulado:

$$H_o : \beta = 0$$

$$H_1 : \beta \neq 0$$

E,

- a) A estatística usada é $F_{estimado} = \frac{QMR}{QMRs}$, que tem distribuição *F* com 1 e (*n* - 2) graus de liberdade, relativo ao nível de significância adotado;
- b) Efetua-se o teste estatístico efetuando o teste *F*, ou verificando se $F_{estimado} \geq F[1, (n - 2)]$

- c) Rejeita-se $H_0: \beta = 0$ em favor da hipótese alternativa $H_1: \beta \neq 0$, ao nível de significância adotado.

Se, t é o t de Student, intervalo de confiança $(1 - \alpha)$ dos coeficientes de regressão linear $\left[\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot x \right]$ pode ser estimado:

$$b_0 - t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\frac{1}{n} + \frac{\left(\bar{x}\right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(x_i - \bar{x}\right)^2} \right] \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i\right)}{(n-2)} \right] \leq \beta \leq b_0 + t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\frac{1}{n} + \frac{\left(\bar{x}\right)^2}{\sum_{i=1}^n \left(x_i - \bar{x}\right)^2} \right] \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i\right)}{(n-2)} \right]$$

$$b - t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i\right)}{(n-2) \cdot \left[\sum_{i=1}^n \left(x_i - \bar{x}\right)^2 \right]} \right] \leq \beta \leq b + t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\frac{\sum_{i=1}^n \left(y_i - \hat{y}_i\right)}{(n-2) \cdot \left[\sum_{i=1}^n \left(x_i - \bar{x}\right)^2 \right]} \right]$$

Para estudos sobre a variação de $\hat{y}$ adota-se o conceito de *intervalo de previsão, ou de estimativa* - o intervalo de confiança aplicado a uma variável aleatória.

Se t é o t de Student, o *intervalo de previsão para $\hat{y}_o$* , correspondente às estimativas de y_i a partir de $x_i = x_o$, ao nível de confiança $(1 - \alpha)$, e pode ser obtido estimando-se:

$$\left[\hat{y}_o = b_0 + b_1 \cdot x \right];$$

A Figura 41 ilustra as relações entre a estimativa de y_i , $\hat{y}_i$ e as quantidades da população que estão sendo estimadas.

Figura 41 - $\hat{y}_0$ é estimado por um valor individual de y (y_0) e pela média de todos os y
Para n pares (x_i, y_i) , o intervalo de estimativa ao nível de confiança $(1 - \alpha)$ é:

$$\hat{y}_0 \pm t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{(n-2)}} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{\left(\sum_{i=1}^n x_i^2\right) - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2}{n}}} \right],$$

O intervalo de confiança $(1 - \alpha)$, em relação à média de todos os valores y_i da população, μ_y correspondente a $x_i = x_0$, pode ser estimado:

$$\hat{y}_o \pm t\left(\frac{\alpha}{2}\right) \cdot \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\hat{y} - y\right)^2}{(n-2)}} \right] \cdot \left[\sqrt{\frac{1}{n} + \frac{\left(x_o - \bar{x}\right)^2}{\left(\sum_{i=1}^n x_i^2\right) - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i\right)^2}{n}}} \right]$$

A Figura 41 ilustra e compara os intervalos de previsão e de confiança em relação à média para um uma *reta de regressão* $\left[\hat{y} = b_o + b_1 \cdot x \right]$ sobre pares de medidas ou contagens (x_i, y_i) .

Figura 42 - Ilustração de intervalos de previsão e confiança em relação à média

Os valores dos pares x,y , de pontos pertencentes às rampas delimitadas no perfil, conforme as Tabelas 4 e 5, resultantes dos levantamentos executados, foram submetidos à análise de regressão linear simples e os resultados estão apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela 7 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 1

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
2-3	0.99995536	291203.625	0.05091407	0.02609919
4-5	0.99986455	44291.2773	0.03566072	0.01861171
6-7	0.99978296	87523.5252	0.02172320	0.02657385
7-8	0.99998695	6207561.19	-0.04989187	0.06285612
8-9	0.99978889	89980.1473	-0.02444963	0.03616875
9-10	0.99963063	81188.4973	-0.03540841	0.11598091
10-11	0.99804110	17832.1281	-0.00431422	0.03368146
11-12	0.99899599	18398.4415	0.00661932	0.05537160
12-13	0.99766530	3418.56785	0.03058641	0.07305087
13-14	0.96283650	440.438024	0.00746240	0.12804762
14-15	0.99974756	75247.1724	0.04410678	0.06901268
15-16	0.99959254	183992.967	-0.00487331	0.03155603
16-17	0.99981898	176746.726	0.04954427	0.10393971

Tabela 8 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 2

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
2-3	0.99995518	334629.753	0.05098854	0.02671353
4-5	0.99982830	52407.2171	0.03525957	0.02470482
6-7	0.99809941	10503.0527	0.02136305	0.08147200
7-8	0.99998744	6290121.54	-0.04990569	0.06110305
8-9	0.99975615	77898.9189	-0.02437554	0.03952678
9-10	0.99959601	86599.8838	-0.03552224	0.11663436
10-11	0.99785795	17702.0204	-0.00429180	0.03465925
11-12	0.99927828	59537.0783	0.00676050	0.03245541
12-13	0.99970878	30895.4939	0.03146779	0.02305360
13-14	0.99506857	3228.49500	0.00631158	0.03277409
14-15	0.99982238	123837.595	0.04444383	0.05451348
15-16	0.99875409	68939.7084	-0.00484558	0.05350427
16-17	0.99995178	746581.579	0.04965924	0.05083289

Tabela 9 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 3

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
2-3	0.99994119	221042.945	0.05132190	0.03168632
4-5	0.99935904	14032.4207	0.03514338	0.05003256
6-7	0.99980868	188127.520	0.02122476	0.02257348
7-8	0.99998648	7102463.03	-0.04999210	0.06355719
8-9	0.99987855	214056.107	-0.02428968	0.02631309
9-10	0.99975228	157398.808	-0.03550409	0.09056895
10-11	0.99688784	13453.4415	-0.00433408	0.04224400
11-12	0.99809603	22017.1334	0.00672886	0.05272622
12-13	0.99939168	13142.9856	0.03101072	0.03457380
13-14	0.99749308	6366.34390	0.00629125	0.02385314
14-15	0.99976785	99049.2823	0.04446163	0.05988231
15-16	0.99910608	84942.6141	-0.00485416	0.04577040
16-17	0.99996839	1170436.14	0.04966582	0.04082186

Tabela 10 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 4

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
2-3	0.99995293	254948.498	0.05086516	0.02493213
4-5	0.99932658	11871.6400	0.03480588	0.05261207
6-7	0.99980094	85383.1629	0.02189630	0.02568252
7-8	0.99998926	6794998.24	-0.04989917	0.05602982
8-9	0.99978862	85135.0500	-0.02428201	0.03697237
9-10	0.99970135	103771.025	-0.03555113	0.10027324
10-11	0.99876912	25965.6212	-0.00430774	0.02692417
11-12	0.99915508	41388.9122	0.00680731	0.03579194
12-13	0.99989775	58674.0554	0.03144405	0.01312269
13-14	0.99643821	3916.60827	0.00641682	0.02805436
14-15	0.99997511	642913.169	0.04443871	0.02013429
15-16	0.99924650	90178.097	-0.00490401	0.04161617
16-17	0.99993076	418798.485	0.04969332	0.06092036

Tabela 11 - Resultados da análise de regressão - Cinemático 5

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
2-3	0.99991217	148002.438	0.05114020	0.03829678
4-5	0.99938617	16281.1500	0.03612954	0.04527198
6-7	0.99980868	188127.520	0.02122476	0.02257348
7-8	0.99998746	5662443.62	-0.04997279	0.06135510
8-9	0.99995152	391905.880	-0.02420102	0.01643066
9-10	0.99975492	134616.765	-0.03555328	0.08793241
10-11	0.99574083	7948.77006	-0.00454608	0.05241625
11-12	0.99935242	54012.7414	0.00679929	0.03139707
12-13	0.99992102	75965.3499	0.03142095	0.01180989
13-14	0.99316980	1890.31170	0.00643183	0.04220423
14-15	0.99978275	82836.4423	0.04439975	0.05765811
15-16	0.99929890	92646.1085	-0.00487138	0.04007475
16-17	0.99995561	743367.788	0.04970456	0.04798293

Tabela 12 - Resultados da análise de regressão - Topografia

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
1-2	0.99982224	157487.562	0.01343300	0.03209444
2-3	0.99970018	33343.6441	0.05073881	0.06645563
4-5	0.99971299	20899.2502	0.03515238	0.03151694
6-7	0.99982963	70421.2983	0.02169791	0.02466531
7-8	0.99998952	5441115.06	-0.05001686	0.05609542
8-9	0.99991695	168558.119	-0.02408346	0.02163283
9-10	0.99973818	95460.6087	-0.03579216	0.09376974
10-11	0.99800181	13485.2494	-0.00421224	0.03268600
11-12	0.99736165	10584.6877	0.00669197	0.06167295
12-13	0.99967750	12399.1682	0.03197143	0.02402231
13-14	0.99683247	3147.03770	0.00651783	0.02778755
14-15	0.99989046	118664.806	0.04439429	0.04312957
15-16	0.99932099	75057.8194	-0.00486231	0.03952942
16-17	0.99994280	384569.157	0.04986463	0.05453613

Tabela 13 - Resultados da análise de regressão - Stop and Go

Rampa	R quadrado	F regressão	Coefficiente "b"	erro padrão
1-2	0.99979552	136907.208	0.01339814	0.03433296
2-3	0.99968922	32167.3201	0.05067343	0.06757263
4-5	0.99970020	20007.3312	0.03510119	0.03216488
6-7	0.99983500	72715.7915	0.02167846	0.02425129
7-8	0.99998960	5482711.09	-0.05002492	0.05589123
8-9	0.99993408	212375.787	-0.02407794	0.01926799
9-10	0.99973012	92608.2759	-0.03580528	0.09523775
10-11	0.99388843	1788.86571	-0.00424423	0.02707546

Analisando-se os dados das tabelas anteriores, verifica-se que a relação de linearidade das rampas expressas pelo coeficiente de determinação r^2 , apresenta em todos os casos um valor próximo de 1, com diferenças menores que 0,008, indicando uma forte relação linear entre os pares (x, y).

A análise dos erros padrões determinados na regressão linear das rampas levantadas por processos do GPS, mostra valores variando entre $\cong 0,02$ e $\cong 0,12$, com apenas 6,8% dos valores maiores que 0,10. Cabe notar que esses valores de erro padrão ocorreram quase que exclusivamente na rampa 9-10, a qual apresenta também um valor de erro padrão mais alto ($\cong 0,9$) no processamento dos dados do levantamento topográfico.

Os valores dos erros padrões obtidos por análise de regressão linear sobre os dados do levantamento topográfico indicam que o greide da rodovia nas rampas não mais apresenta a linearidade esperada no processo construtivo da rodovia. Essas variações podem ser atribuídas às deformações provocadas pelo tráfego e, eventualmente, por alterações em consequência de processos de restauração e manutenção do pavimento.

Tabela 14 - Comparação entre coeficiente de correlação para declividades de rampas

Rampa	Topografia	Stop and Go	Cinemático 1	Cinemático 2	Cinemático 3	Cinemático 4	Cinemático 5
1-2	0.01343300	0.01339814					
2-3	0.05073881	0.05067343	0.05091407	0.05098854	0.05132190	0.05086516	0.05114020
4-5	0.03515238	0.03510119	0.03566072	0.03525957	0.03514338	0.03480588	0.03612954
6-7	0.02169791	0.02167846	0.02172320	0.02136305	0.02122476	0.02189630	0.02122476
7-8	-0.0500168	-0.0500249	-0.0498918	-0.0499057	-0.0499921	-0.0498992	-0.0499728
8-9	-0.0240835	-0.0240779	-0.0244496	-0.0243755	-0.0242897	-0.0242820	-0.0242010
9-10	-0.0357922	-0.0358053	-0.0354084	-0.0355222	-0.0355041	-0.0355511	-0.0355533
10-11	-0.0042122	-0.0042442	-0.0043142	-0.0042918	-0.0043341	-0.0043077	-0.0045461
11-12	0.00669197		0.00661932	0.00676050	0.00672886	0.00680731	0.00679929
12-13	0.03197143		0.03058641	0.03146779	0.03101072	0.03144405	0.03142095
13-14	0.00651783		0.00746240	0.00631158	0.00629125	0.00641682	0.00643183
14-15	0.04439429		0.04410678	0.04444383	0.04446163	0.04443871	0.04439975
15-16	-0.0048623		-0.0048733	-0.0048456	-0.0048542	-0.0049040	-0.0048714
16-17	0.04986463		0.04954427	0.04965924	0.04966582	0.04969332	0.04970456

A comparação de valores dos coeficientes “b”, correspondentes às declividades das rampas, obtidos com a análise de regressão dos dados do levantamento topográfico, admitidos como a “verdade de campo”, e os valores dos coeficientes “b” das mesmas rampas obtidos com a análise de regressão dos dados do levantamento por processos do GPS, (tabela 14) mostram valores muito semelhantes.

VI.2 A regressão parabólica $\hat{y} = b_o + b_1 \cdot (x) + b_2 \cdot (x^2)$

Para tratamento da regressão parabólica pode-se adotar resultados de deduções sobre o estudo de regressão linear múltipla,

$$\hat{y} = b_o + b_1 \cdot (x_1) + b_2 \cdot (x_2) \quad ,$$

Onde as variáveis x_1 e x_2 são tais que:

$$x_1 = x$$

$$x_2 = x^2$$

Adotando o exposto por HOFFMANN & VIEIRA (1977), páginas 107 a 132, teremos que para n observações sobre os pares (x_i, y_i) :

$$y_1 = b_o + b_1 \cdot x_{1,1} + b_2 \cdot x_{2,1}$$

$$y_2 = b_o + b_1 \cdot x_{1,2} + b_2 \cdot x_{2,2}$$

$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$

$$\cdot \quad \cdot \quad \cdot \quad \cdot$$

$$y_n = b_o + b_1 \cdot x_{1,n} + b_2 \cdot x_{2,n}$$

Sejam as matrizes: $X = \begin{bmatrix} 1 & x_{1,1} & x_{2,1} \\ 1 & x_{1,2} & x_{2,2} \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot \\ 1 & x_{1,n} & x_{2,n} \end{bmatrix}$, $y = \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ y_n \end{bmatrix}$, e , $b = \begin{bmatrix} b_o \\ b_1 \\ b_2 \end{bmatrix}$.

Pode-se representar o conjunto de dados acima pela equação matricial

$$y = X \cdot b \quad .$$

Se, X^T é a matriz transposta da matriz X , a matriz de coeficientes de regressão b pode ser obtida:

$$b = \left[(X^T \cdot X)^{-1} \right] \cdot [X^T \cdot y]$$

E, se b^T , X^T , e y^T são, respectivamente as matrizes transpostas de b , X , e y , as somas de quadrados podem ser obtidas conforme resumido na Tabela 15.

Tabela 15 - Análise de variância da regressão $\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot (x_1) + b_2 \cdot (x_2)$

Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma de quadrados	Quadrado médio
Regressão	2	$SQR = b^T \cdot X^T \cdot y - \frac{\left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2}{n}$	$QMR = \frac{SQR}{2}$
Resíduos	$(n - 3)$	$SQRs = y^T \cdot y - b^T \cdot X^T \cdot y$	$QMRs = \frac{SQRs}{(n - 3)}$
Total	$(n - 1)$	$SQ = y^T \cdot y - \frac{\left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2}{n}$	$QT = \frac{SQ}{n - 1}$

O quadrado médio dos resíduos, $QMRs$, é uma estimativa não tendenciosa da variância resíduos. Com a hipótese de que os erros têm distribuição normal, pode-se montar um teste de hipótese para os coeficientes de regressão. Se β_0 , β_1 e β_2 são os coeficientes da regressão:

$$H_o: \beta_0 = \beta_1 = \beta_2 = 0$$

$$H_1: \beta_0 = \beta_1 = \beta_2 \neq 0$$

E, $F_{estimado} = \frac{QMR}{QMRs}$, com 2 e $(n - 3)$ graus de liberdade.

Verificando se o $F_{estimado} \geq F[2, (n - 3)]$, rejeita-se $H_o: \beta_0 = \beta_1 = \beta_2 = 0$ em favor da hipótese alternativa $H_1: \beta_0 = \beta_1 = \beta_2 \neq 0$, ao nível de significância adotado.

O coeficiente de determinação múltipla é definido : $R^2 = \frac{SQR}{SQ}$;

A estimativas de variâncias $s^2(b_j)$ dos coeficientes b_j , $j = \{0, 1, 2\}$ são os elementos da diagonal principal da matriz $(X^T X)^{-1}$, e para obter os desvios padrão basta extrair a raiz quadrada das variâncias.

Se β_j são os coeficientes de regressão da população de onde provêm os pares (x_i, y_i) , e t , o t de Student, os intervalos de confiança $(1 - \alpha)$ dos coeficientes b_j podem ser estimados:

$$\beta_j \pm t\left(\frac{\alpha}{2}\right)\sqrt{s(b_j)}$$

VI.3 Curvas e análise de regressão na via Thales de Lorena Peixoto Júnior

Adotando as propostas contidas às páginas 92 e 93 submeteu-se os dados obtidos para as curvas escolhidas e delimitadas conforme o exposto à página 75 a análise de regressão linear parabólica, visando a determinação dos coeficientes "a" característicos de cada parábola que expresse a equação da curva vertical sob estudo e parâmetros estatísticos sobre a qualidade das equações de regressão obtidas.

Para exemplo, a Figura 43 ilustra a parábola obtida para a curva 2, e a Figura 44 para a curva 13, adotando dados de levantamento topográfico (nivelamento geométrico). As Tabelas 6 e 7 resumem os parâmetros estatísticos característicos das análises de regressão estudadas.

Figura 43 - Aproximação da curva 2 com uso de análise de regressão sobre dados de nivelamento

Figura 44 - Aproximação da curva 13 com uso de análise de regressão sobre dados de nivelamento

Se analisarmos os valores expostos na Tabela 16, verificamos que:

- À exceção da curva 6, a aproximação das curvas verticais através de regressão parabólica, usando dados da topografia, é um processo que leva a resultados estatísticos significativos.
- Na delimitação de curvas efetuadas por técnicos em projeto, apenas a curva 6 é exceção à regra aqui citada.
- O motivo: não é possível delimitar uma curva vertical com apenas três pontos.

Tabela 16 - "F" e coeficientes de correlação - parte I

Curva	Topografia			GPS Stop and Go		
	Coeficiente de Correlação	F estimado	F Controle	Coeficiente de Correlação	F estimado	F Controle
1	0.99914318	$6.99664111 \cdot 10^3$	3.885290312	0.99905799	$6.36334089 \cdot 10^3$	3.885290312
2	0.99995963	$1.61007959 \cdot 10^5$	3.805567417	0.99996092	$1.66305728 \cdot 10^5$	3.805567417
3	0.9999999	$1.26059506 \cdot 10^8$	3.805567417	0.99920577	$8.80658456 \cdot 10^3$	3.805567417
4	0.9952498	628.55274016	5.143249382	0.99565912	688.10415124	5.143249382
5	0.99950542	$9.09412398 \cdot 10^3$	4.256492048	0.99952121	$9.39418368 \cdot 10^3$	4.256492048
6	1	Não estimável!	Não estimável!	1	Não estimável!	Não estimável!
7	0.9988764	$1.02234897 \cdot 10^4$	3.422130135	0.99885778	$1.00566274 \cdot 10^4$	3.422130135
8	0.99846134	648.91698418	19.00002644	0.99860702	716.88515532	19.00002644
9	0.9999319	$3.6709253 \cdot 10^4$	5.786148449	0.99995428	$5.46793792 \cdot 10^4$	5.786148449
10	0.99983296	$3.89068176 \cdot 10^4$	3.805567417	0.99980774	$3.38026182 \cdot 10^4$	3.805567417
11	0.91357102	31.71057791	5.143249382			
12	0.99766543	854.68981327	6.944276265			
13	0.99984861	$6.60427711 \cdot 10^3$	19.00002644			
14	0.99983465	$3.93031784 \cdot 10^4$	3.805567417			
15	0.99834861	$1.81364667 \cdot 10^3$	5.143249382			
16	0.99985754	$2.80735864 \cdot 10^4$	4.458968306			
17	0.99812825	$2.39967087 \cdot 10^3$	4.256492048			

Se analisarmos os valores expostos nas Tabelas 17 e Tabela 18, verificamos:

- A aproximação das curvas verticais usando dados obtidos por levantamentos GPS Cinemáticos e através de regressão parabólica, é um processo que leva a resultados estatísticos significativos.
- Na delimitação de curvas efetuadas por técnicos em projeto, mesmo a curva 6 foi delimitada com mais que três pontos e pode ser processada por critérios adotados.

Tabela 17 - "F" e coeficientes de correlação - parte 2

Curva	GPS Cinemático 1			GPS Cinemático 2			GPS Cinemático 3		
	Coeficiente correlação	F Estimado	F Controle	Coeficiente correlação	F Estimado	F Controle	Coeficiente correlação	F Estimado	F Controle
2	0.99997	3.8047 10 ⁵	3.633715	0.99999	9.75833 10 ⁹	3.4028317	0.9999999	4.1242 10 ⁹	3.443361
3	0.99985	5.4424 10 ⁴	3.633715	0.99985	6.04210 10 ⁴	3.5545610	0.9998521	5.7478 10 ⁴	3.591537
4	0.98724	387.0923	4.102815	0.99262	605.5215	4.2564920	0.9950497	703.53402	4.737415
5	0.99972	2.1874 10 ⁴	3.885290	0.99785	3.31723 10 ⁹	3.8055674	0.9988644	5.2778 10 ³	3.885290
6	0.99975	4.1016 10 ³	19.00002	0.99241	196.3408	9.5520817	0.9961635	259.654745	19.00002
7	0.99845	8.7285 10 ³	3.354131	0.99881	1.21791 10 ⁴	3.3276563	0.9986084	1.4711 10 ⁴	3.225679
8	0.99840	625.8416	19.00002	0.99858	707.1648	19.000026	0.9995199	3.1233 10 ³	9.552081
9	0.99999	3.3010 10 ⁷	5.786148	0.99912	3.41612 10 ³	5.1432493	0.9999119	4.5415 10 ⁴	4.458968
10	0.99981	3.9482 10 ⁴	3.682316	0.99978	3.64042 10 ⁴	3.6337155	0.9999175	1.1520 10 ⁵	3.521890
11	0.83883	15.6146	5.143249	0.95883	104.82803	4.2564920	0.9576929	90.545861	4.458968
12	0.91593	10.8960	19.00002	0.99564	686.58497	5.1432493	0.9940714	503.0240	5.143249
13	0.99970	5.1355 10 ³	9.552081	0.99996	3.98193 10 ⁴	9.5520817	0.9998829	1.7526 10 ⁵	19.00002
14	0.99990	8.4424 10 ⁴	3.633715	0.99978	4.6797810 ⁴	3.4928291	0.9999458	1.7567 10 ⁵	3.521890
15	0.99705	1.1856 10 ³	4.737415	0.99865	3.71371 10 ³	4.1028158	0.9994326	9.6887 10 ³	3.982307
16	0.99989	5.9205 10 ⁴	3.885290	0.99990	5.81043 10 ⁴	3.9823078	0.9998370	3.0671 10 ⁴	4.102815
17	0.99859	1.0978 10 ⁴	3.304819	0.99640	3.32275 10 ³	3.4028317	0.9833889	769.6129	3.738890

Tabela 18 - "F" e coeficientes de correlação - parte 3

Curva	GPS Cinemático 4			GPS Cinemático 5		
	Coeficiente correlação	F Estimado	F Controle	Coeficiente correlação	F Estimado	F Controle
2	0.99995	2.90251 10 ⁵	3.402831	0.99999	3.61723 10 ⁹	3.492829
3	0.99899	7.97489 10 ³	3.633715	0.99973	2.8541 10 ⁴	3.682316
4	0.99321	512.45686	4.737415	0.99671	1.21544 10 ³	4.458968
5	0.99955	1.2389 10 ⁴	3.982307	0.99967	2.14258 10 ⁴	3.738890
6	0.99975	2.07985 10 ³	199.4994	0.99987	7.7139 10 ³	19.00002
7	0.99886	1.09557 10 ⁴	3.385196	0.97719	599.8825	3.340389
8	0.99893	469.91670	199.4994	0.99905	1.06121 10 ³	19.00002
9	0.99975	1.03634 10 ⁴	5.786148	0.99978	1.62903 10 ⁴	4.737415
10	0.99981	3.8194 10 ⁴	3.738890	0.99992	1.09790 10 ⁵	3.633715
11	0.84501	16.3571091	5.143249	0.89396	25.292672	5.143249
12	0.99534	534.4666	5.786148	0.99356	386.24735	5.786148
13	0.99996	4.60852 10 ⁴	9.552081	0.99952	2.11883 10 ³	19.00002
14	0.99992	1.26578 10 ⁵	3.554561	0.99994	1.32406 10 ⁵	3.682316
15	0.99903	3.09378 10 ³	5.143249	0.99955	1.01362 10 ⁴	4.256492
16	0.99985	3.46135 10 ⁴	4.102815	0.99978	2.57485 10 ⁴	3.982307
17	0.98913	118.98045	3.327656	0.97323	472.6643	3.36900

Em se tratando de obter dados sobre a expressão da parábola, já mostramos que o coeficiente "a" da parábola é o elemento mais importante para análise de distâncias de visibilidade. Os processos de aproximação das curvas verticais fornecem esse e outros elementos.

Nas Tabelas 19 e 20 fornece-se um resumo desses dados - a partir daí, por exemplo, estimativas de distância de visibilidade podem ser conduzidas, se associar-se essas informações ao conhecimento da área onde está inserida a curva vertical.

Tabela 19 - "a" da parábola, topografia e GPS Stop and Go

Curva	Topografia	GPS Stop and Go
1	$1.19805268 \cdot 10^4$	$1.19939197 \cdot 10^4$
2	$6.50796569 \cdot 10^5$	$6.49400385 \cdot 10^5$
3	$-1.15146736 \cdot 10^4$	$-1.14897446 \cdot 10^4$
4	$1.87859848 \cdot 10^4$	$1.87784091 \cdot 10^4$
5	$-6.30787962 \cdot 10^5$	$6.23957293 \cdot 10^5$
6	$4.625 \cdot 10^5$	$3.375 \cdot 10^5$
7	$-6.0710699 \cdot 10^5$	$6.06024878 \cdot 10^5$
8	$1.9875 \cdot 10^4$	$1.9875 \cdot 10^4$
9	$-2.35565476 \cdot 10^5$	$-2.23065476 \cdot 10^5$
10	$3.17647059 \cdot 10^5$	$3.19550945 \cdot 10^5$
11	$2.70075758 \cdot 10^5$	
12	$1.03392857 \cdot 10^4$	
13	$-1.2875 \cdot 10^4$	
14	$5.18430497 \cdot 10^5$	
15	$-1.5683171 \cdot 10^4$	
16	$1.26357809 \cdot 10^4$	
17	$-1.50174201 \cdot 10^4$	

Tabela 20 - "a" da parábola, GPS Cinemáticos

Curva	Cinemático 1	Cinemático 2	Cinemático 3	Cinemático 4	Cinemático 5
2	$6.45069096 \cdot 10^5$	$6.04288655 \cdot 10^5$	$6.37232132 \cdot 10^5$	$6.54159924 \cdot 10^5$	$6.07692077 \cdot 10^5$
3	$-1.11652835 \cdot 10^4$	$-1.12148308 \cdot 10^4$	$-1.10420686 \cdot 10^4$	$-1.12971164 \cdot 10^4$	$-1.1146813 \cdot 10^4$
4	$1.62420363 \cdot 10^4$	$1.79371991 \cdot 10^4$	$1.76485355 \cdot 10^4$	$1.7728945 \cdot 10^4$	$1.87796791 \cdot 10^4$
5	$-6.50938577 \cdot 10^5$	$1.79371991 \cdot 10^5$	$-7.43141589 \cdot 10^5$	$-6.60544016 \cdot 10^5$	$-6.43927494 \cdot 10^5$
6	$5.03919793 \cdot 10^5$	$4.50701356 \cdot 10^5$	$3.51699157 \cdot 10^5$	$4.16998538 \cdot 10^5$	$3.91065698 \cdot 10^5$
7	$1.3679568 \cdot 10^5$	$-6.1138874 \cdot 10^5$	$-6.07340675 \cdot 10^5$	$-6.0994931 \cdot 10^5$	$-5.57239242 \cdot 10^4$
8	$1.96127592 \cdot 10^4$	$2.3871763 \cdot 10^4$	$2.58715029 \cdot 10^4$	$2.09100093 \cdot 10^4$	$2.37032011 \cdot 10^4$
9	$-4.39467533 \cdot 10^5$	$-1.90561479 \cdot 10^5$	$-2.81051943 \cdot 10^5$	$-2.24373047 \cdot 10^5$	$-2.34154998 \cdot 10^5$
10	$3.33306035 \cdot 10^5$	$3.25295533 \cdot 10^5$	$3.15742604 \cdot 10^5$	$2.89011532 \cdot 10^5$	$3.186048 \cdot 10^5$
11	$2.43454154 \cdot 10^5$	$2.40575222 \cdot 10^5$	$2.96777383 \cdot 10^5$	$2.29500139 \cdot 10^5$	$3.08223302 \cdot 10^5$
12	$8.39480295 \cdot 10^5$	$1.15510623 \cdot 10^4$	$1.01856035 \cdot 10^4$	$1.08099381 \cdot 10^4$	$9.7451144 \cdot 10^5$
13	$-7.08084977 \cdot 10^5$	$-9.00127452 \cdot 10^5$	$-1.04981769 \cdot 10^4$	$-1.12191478 \cdot 10^4$	$-1.16232447 \cdot 10^4$
14	$5.25494615 \cdot 10^5$	$5.20625887 \cdot 10^5$	$4.8837401 \cdot 10^5$	$5.15844727 \cdot 10^5$	$4.91752265 \cdot 10^5$
15	$-1.54946837 \cdot 10^5$	$-1.57848435 \cdot 10^4$	$-1.69055863 \cdot 10^4$	$-1.52552392 \cdot 10^4$	$-1.65005899 \cdot 10^4$
16	$1.2617568 \cdot 10^4$	$1.26921756 \cdot 10^4$	$1.29681434 \cdot 10^4$	$1.25962181 \cdot 10^4$	$1.33733796 \cdot 10^4$
17	$1.46104371 \cdot 10^4$	$-1.47513125 \cdot 10^4$	$-1.45677144 \cdot 10^4$	$-1.34580535 \cdot 10^4$	$-1.39995344 \cdot 10^4$

Comparando-se os valores obtidos para o coeficiente "a" da parábola, relativos aos dados do levantamento topográfico, com os do levantamento pelo processo Stop and Go do GPS, obtidos por análise de regressão parabólica, verifica-se que os resultados são aproximadamente iguais, com diferença máxima de 7.10^{-7} , ou seja, os dados obtidos por esse processo do GPS são semelhantes àqueles obtidos pela Topografia.

O comportamento dos desvios das diferenças (valor estimado menos valor observado) entre as altitudes ortométricas dos pontos obtidas por processos topográficos e as altitudes elipsoidais obtidas pelo processo Stop and Go do GPS pode ser verificado de forma exploratória no gráfico da figura 45:

Figura 45 - Diferenças entre altitudes do levantamento topográfico e do Stop and Go

A comparação entre os resultados dos valores do coeficiente "a" da parábola, obtidos a partir dos dados do levantamento topográfico com os obtidos a partir dos dados do processo cinemático do GPS, por análise de regressão parabólica, mostra resultados satisfatórios para a grande maioria dos casos, apresentando algumas exceções nas curvas 7, 8, 9 e 13.

Na análise das possíveis causas dessas exceções, procurou-se comparar, também, as altitudes ortométricas dos pontos (eventualmente denominados "estacas" neste trabalho, por estarem distanciados de 20 em 20 m, conforme é usual em estradas) demarcados no pavimento da via, obtidas pelo levantamento topográfico com as altitudes elipsoidais dos mesmos pontos, obtidas pelo processo cinemático do GPS.

A principal dificuldade encontrada foi a não coincidência de posição dos pontos levantados, uma vez que os resultados do processo cinemático são em função do tempo e não de distância.

Essa dificuldade foi contornada procedendo-se a interpolação linear entre as distâncias e altitudes medidas pelo processo cinemático para se obter as altitudes elipsoidais sobre as estacas inteiras onde se efetuou a medida topográfica. Verificou-se que a interpolação linear pode acrescentar erros de até 2 cm na altitude quando um ponto estiver equidistante às duas estacas inteiras mais próximas, para pontos situados sobre curvas de concordância vertical com raio equivalente de 2.500m. Entretanto essa diferença não deve afetar os resultados, uma vez que as diferenças esperadas são de ordem de 1,0 m ou mais.

Através da comparação entre as altitudes ortométricas e as altitudes elipsoidais de cada estaca determinou-se as diferenças. O comportamento das diferenças entre o valor observado e o valor esperado pode ser observado nos gráficos de controle das variáveis das figuras 46, 47, 48, 49 e 50:

Figura 46 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 1

Figura 47 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 2

Figura 48 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 3

Figura 49 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 4

Figura 50 - Gráfico das diferenças: Topográfico - Cinemático 5

Na análise dos gráficos acima verifica-se que as diferenças têm um valor médio aproximado de 2,5 m em relação às altitudes ortométricas. A diferença média é função da diferença entre os referenciais. Enquanto as altitudes ortométricas têm como referencial o geóide, as altitudes elipsoidais têm como referencial o elipsóide. Essa diferença média corresponderia à ondulação geoidal N para a região.

Entretanto, cumpre esclarecer que a altitude elipsoidal da base onde se estacionou o receptor do GPS fixo, foi obtida no modo navegação ou "single point" não tendo, portanto, a precisão obtida no modo diferencial de posicionamento a partir de uma base de coordenadas conhecidas. Dessa forma a análise dos gráficos deve ficar restrita ao comportamento dos desvios em relação à média.

Supõe-se que as diferenças de altitudes possuam distribuição normal e espera-se que seus dois parâmetros - a média e desvio padrão - permaneçam constantes.

E, supondo-se que as diferenças (valor observado menos valor esperado) tenham distribuição normal, espera-se, ainda, que no intervalo desvio médio ± 2 desvios padrões (das diferenças) estejam 95 % dos desvios. A análise exploratória dos desvios mostra que seus valores variam $\pm 1,5\text{m}$ em relação à média, através de "saltos", com manutenção de patamares entre os "saltos".

A verificação dos "saltos" nos desvios das diferenças entre as altitudes elipsoidais e ortométricas conduziu a uma nova campanha para identificação das possíveis causas. Essa campanha foi realizada no dia 03 de agosto de 1.996, adotando-se alguns cuidados adicionais em relação à primeira campanha.

A base para o receptor do GPS fixo foi estabelecida em um marco de concreto construído no campus da Universidade Federal de São Carlos, (figura 51) conforme projeto da Escola Politécnica da USP, com coordenadas obtidas por transferência de um ponto da rede geodésica do Estado de São Paulo, cujos valores são:

Latitude = $\varphi = 21^{\circ}58'57''$, 64339

Longitude = $\lambda = 47^{\circ}52'47''$, 66079

Altitude Elipsoidal = $h = 849,060$ (para o SAD 69)

Altitude Ortométrica = $H = 855,009$

Figura 51 - Marco de referência - Campus da Universidade Federal de São Carlos - SP

Empregou-se receptores GPS modelo 261 Wild, de 6 canais, que operam com frequência L_1 e o código C/A, com posicionamento através do código e medida de fase. No processamento dos dados do GPS foi empregado o programa computacional Ski, versão 3.0.

A antena do receptor móvel foi fixada sobre um veículo conforme descrito à pagina 69 e, para se obter uma maior abundância de dados, a velocidade máxima do veículo foi mantida entre 25 e 30 km/h. O percurso do veículo foi iniciado na estaca 512, dirigindo-se em direção à cidade de São Carlos, até a estaca 52, com o objetivo de tentar manter a antena do receptor GPS aproximadamente sobre as estacas demarcadas sobre o pavimento e, conseqüentemente, obter a coincidência do alinhamento das medidas topográficas com o alinhamento das medidas do GPS, uma vez que nesse sentido de trânsito da via não existem desvios para faixas de tráfego adicionais.

A finalização das medidas sobre a estaca 52 deve-se ao fato de ter sido esse o ponto inicial dos levantamentos com o processo cinemático do GPS na primeira campanha. Esse ponto foi estabelecido como limite devido, a partir daí, existir uma “barreira” de árvores de eucaliptos e pinheiros com até 30 m de altura, em ambos os lados da via, além do fato de, nesse trecho, a pista estar situada num fundo de vale com encostas íngremes nos dois lados, impedindo a recepção de sinais de um número adequado de satélites.

O levantamento de dados pelo processo cinemático foi iniciado com a sintonia de sinais provenientes de 6 satélites, GDOP igual a 3 e a taxa de registro de sinais fixada em 1 segundo. Essa situação foi mantida até o 985º registro (época) de sinais, quando perdeu-se o sinal de um satélite e o GDOP mudou de 3 para 4. Próximo ao final do trecho foram verificadas pelo menos mais duas perdas de sinais de satélites.

Os dados coletados pelo receptor GPS foram processados com os parâmetros do elipsóide SAD/69, tendo sido verificado um “salto” nos valores das altitudes elipsoidais determinadas, exatamente no ponto onde houve a perda de sintonia dos sinais de um satélite e alteração do GDOP. Na tentativa de verificar possíveis erros de processamento ou de entrada de dados, reprocessou-se os dados diversas vezes, alternando-se as variáveis e o elipsóide de referência (para o WGS/84). Independente do referencial e das variáveis usadas, o “salto” nos valores das altitudes, com cerca de 7,0 m, permaneceu na mesma posição e com o mesmo valor.

Para a comparação das altitudes elipsoidais com as altitudes ortométricas das estacas, efetuou-se a interpolação linear das altitudes e das distâncias entre pontos determinadas com base nas coordenadas plano-retangulares do Sistema UTM de cada ponto posicionado pelo processo cinemático do GPS obtendo-se, assim, as altitudes elipsoidais sobre as estacas demarcadas no pavimento e levantadas por técnicas topográficas.

Figura 52 - Diferenças entre altitudes elipsoidais e ortométricas - trecho completo

Da comparação entre as altitudes elipsoidais e ortométricas obteve-se as diferenças e os desvios (valor observado menos valor esperado) que podem ser observados na figura 52.

Observando-se o gráfico da figura 52, verifica-se a existência de dois patamares principais, divididos por um “salto” na estaca 239, e desvios acentuados nas estacas 105, 127 e 273, regiões coincidentes com as perdas de sinais de satélites. Para uma melhor exploração dos resultados, dividiu-se o processamento em duas partes: anterior e posterior à perda de sinais e alteração do GDOP, isto é, da estaca 52 à estaca 239, e da estaca 240 à estaca 512.

O desvio padrão das diferenças entre as altitudes elipsoidais e ortométricas determinado para o trecho entre as estacas 240 e 512, onde foram sintonizados sinais de 6 satélites com GDOP=3, foi de 0,16 m. No trecho entre as estacas 52 e 239, onde o posicionamento foi realizado sob condições mais desfavoráveis, o desvio padrão das diferenças foi de 0,41. Os resultados podem ser observados nos gráficos da figuras 53 e 54:

Figura 53 - Diferenças entre altitudes elipsoidais e ortométricas - estacas de 52 a 239

Figura 54 - Diferenças entre altitudes elipsoidais e ortométricas - estacas de 240 a 510

O número reduzido de observações, desta última campanha com posicionamento pelo processo cinemático do GPS, não permite inferir

resultados conclusivos, entretanto há um indicativo de que o levantamento pelo processo cinemático é mais preciso sob uma constelação de satélites mais ampla e baixos valores de GDOP.

Os resultados observados sugerem o seguinte procedimento para o levantamento de altitudes elipsoidais pelo processo cinemático do GPS:

- a) Elaborar o diagrama de visibilidade dos satélites, com base nas coordenadas aproximadas do local;
- b) Escolher as "janelas" do diagrama mais favoráveis, isto é, com visibilidade de 5 ou mais satélites, sob baixo GDOP;
- c) Iniciar o posicionamento em instante próximo ao início da "janela" escolhida, para se dispor do maior tempo possível sob condições favoráveis;
- d) Interromper o posicionamento após as perdas de sinais de satélites ou aumento do valor do GDOP,
- e) Reiniciar o posicionamento no ponto interrompido, após a volta de condições favoráveis;
- f) Processar os dados do levantamento;
- g) Construir o gráfico do perfil, com base nas distâncias e altitudes elipsoidais
- h) Ajustar o gráfico, eliminando eventuais "saltos" nas altitudes elipsoidais.

VI.3 Análise de regressão e melhoria de delimitação de curvas e rampas

Os resíduos obtidos durante a análise de regressão podem ser usados para estudo da delimitação de curvas e rampas de rodovias existentes. Para isso, propomos os seguintes critérios:

- a) Estudar a dispersão de resíduos provenientes de análise de regressão linear sobre as cotas de rampas;
- b) Retirar pontos dos extremos das rampas, anexando-os às curvas verticais;
- c) Reestudar as curvas verticais.

Para exemplo, analisando-se os resíduos associados à rampa 7-8 (Figura 55) observamos a ocorrência de uma dispersão maior nos extremos da rampa delimitada pelos técnicos que participaram da primeira tentativa para definir rampas e curvas no trecho estudado. Adotando dados do levantamento GPS Cinemático 1, e alterando de forma coordenada pontos extremos dessa rampa,

Figura 55 - Resíduos rampa 7-8 - Primeira tentativa

Retirando-se três pontos dos extremos da curva e refazendo a análise de regressão - o gráfico de resíduos modifica-se para o exposto na Figura 56

Figura 56 - Resíduos rampa 7-8 - Segunda tentativa

Analisando o gráfico de resíduos (Figura 56) obtido verificamos uma redução da dispersão nos extremos da rampa.

Mas a retirada de pontos da rampa tem como consequência a anexação desses extremos nas curvas verticais (no caso 7 e 8) - o que analisa-se a seguir:

Figura 57- Resíduos rampa 7-8 - Terceira tentativa

No gráfico de resíduos (Figura 57) obtido verificamos uma nova redução da dispersão nos extremos da rampa. Uma outra retirada de pontos da rampa tem como consequência nova anexação desses extremos nas curvas verticais 7 e 8 o que também estuda-se a seguir. A Tabela 21 resume as alterações de delimitação nas curvas e rampa estudada.

Tabela 21 - Alterações em delimitações das curvas verticais 7 e 8 e da rampa 7

	Tentativa 1		Tentativa 2		Tentativa 3	
	Início	Final	Início	Final	Início	Final
Curva 7	2734,54	3207,50	2734,54	3254,05	2734,54	3316,22
Rampa 7-8	3207,50	4406,15	3254,05	4358,99	3316,22	4239,08
Curva 8	4406,15	4469,78	4358,99	4469,78	4239,08	4469,78

A Tabela 22 resume parâmetros estatísticos associados às tentativas de melhoria da delimitação da rampa 7-8. Pode-se observar que os coeficientes de correlação mantêm-se significativos e que o erro padrão diminuiu a cada tentativa.

A Figura 58 ilustra a variação do erro padrão, resultado do processamento de resultados de análise de regressão nas tentativas para melhorar a delimitação da rampa 7-8. Observe-se a redução de estimados cinquenta por cento no erro.

A Tabela 23 resume parâmetros estatísticos obtidos em novos estudos sobre a curva vertical 7.

Tabela 22 - Parâmetros estatísticos associados às tentativas de melhoria de definição da rampa 7-8

	Tentativa 1	Tentativa 2	Tentativa 3
R-Quadrado	0.99998695	0.99999313	0.99999248
Erro padrão	0.06285612	0.04226101	0.03732616
F da Regressão	6207561.19	10909512.5	8374435.34
Interseção	854.334986	852.050093	848.969172
Coefficiente	-0.04989187	-0.04995627	-0.05001753

Figura 58- Erro padrão e melhorias na escolha de PCV e PTV associados à rampa 7-8

Tabela 23 - Tentativas de melhoria de delimitação da interseção da curva 7 com a rampa 7-8

Tentativa	PCV	Coefficiente de x	Coefficiente de x ²	Coefficiente de correlação	F da regressão
Primeira	860.2106	0.015785	-6.13679568 10 ⁻⁵	0.99845575	8.7285857 10 ³
Segunda	860.2344	0.01536862	-6.03187007 10 ⁻⁵	0.9991354	1.55978329 10 ⁴
Terceira	860.2520	0.01510118	-5.9713318E1 10 ⁻⁵	0.9994925	3.34803734 10 ⁴

A Figura 59 ilustra a variação do “F” da regressão parabólica sobre a curva 7, nas três tentativas efetuadas.

Na Figura 59 pode-se visualizar que o “F da regressão parabólica” para a curva 7 cresceu estimados 250% entre a primeira e a terceira tentativas! Isso indica o acerto na melhoria de delimitação proposta.

Figura 59- Variação do “F” da regressão parabólica sobre a curva 7

A Tabela 24 contém resumo de parâmetros estatísticos obtidos em estudos sucessivos sobre a curva vertical 8.

Tabela 24 - Tentativas de melhoria na interseção da curva 8 com a rampa 7-8

Tentativa	PCV	Coefficiente de x	Coefficiente de x²	Coefficiente de correlação	F da regressão
Primeira	794.68253856	-0.04548351	1.96127592 10 ⁻⁴	0.9984047	625.84168758
Segunda	796.97129957	-0.05500218	1.35844993 10 ⁻⁵	0.99807153	2.42830359 10 ³
Terceira	803.0012	-0.05589779	4.20732856 10 ⁻⁵	0.99891199	5.9677313 10 ³

A figura 60 ilustra a variação do “F da regressão parabólica” sobre a curva 8, nas três tentativas efetuadas. Na figura 60 pode-se visualizar que o “F da regressão parabólica” para a curva 8 cresceu estimados 900% entre a primeira e a terceira tentativas! Isso indica novo acerto associado à melhoria de delimitação proposta.

Figura 60- Variação do “F” da regressão parabólica sobre a curva 8

VII. Conclusões e Sugestões

No estudo da geometria de vias verificou-se que, para o motorista, não existe uma distinção clara entre planta e perfil, *“mas sim uma sucessão de curvas espaciais que se sucedem à sua frente, à medida que ele caminha”* [PIMENTA (1990)] - assim, é necessário uma perfeita integração entre a planta e o perfil longitudinal para evitar ilusões de ótica que possam confundir condutores de veículos e comprometer a segurança de tráfego após a implantação da via.

O perfil longitudinal de uma rodovia é constituído de segmentos onde a variação de declividade longitudinal pode ser nula ou de gradiente constante - *as rampas* - concordados por *curvas de concordância vertical* ou simplesmente *curvas verticais*. A via existente tem essa sucessão como parte de sua existência - interferências na via existente obrigam a obtenção de dados sobre seus elementos, como eles são e onde eles estão em funcionamento.

A necessidade de uma drenagem eficiente para garantir a segurança de tráfego e maior durabilidade dos pavimentos, pode impor limites mínimos para as inclinações de rampas. O estudo de drenagem exige dados que também têm que ser levantados na via existente.

A capacidade do condutor ver à frente é de extrema importância para a operação segura de veículos nas vias. A distância de visibilidade mínima para frenagem é um dos mais importantes critérios da geometria de vias porque afeta a operação dos veículos e a segurança do tráfego. Uma via deve ter condições e distâncias de visibilidade para que os condutores possam ver objetos nas trajetórias dos veículos em condições de frenar, com segurança, antes de colidir com tais obstáculos.

Durante o andamento dos trabalhos, verificou-se que a altitude de pontos na superfície da Terra, ou suas proximidades, possui vários referenciais. A cada referencial dá-se um nome à altitude medida. Dentre os nomes atribuídos às altitudes destacamos *ortométrica, elipsoidal (ou geométrica) e normal*. A representação do relevo terrestre nos mapas topográficos e a topografia aplicada às obras de engenharia se utilizam, em geral, da altitude ortométrica.

VII.1 Formas para concordar rampas e curvas verticais

As curvas para concordância vertical podem ter diversas formas - parábolas, círculos ou elipses. A parábola simples de eixo vertical, entretanto, é a forma mais usual para concordar rampas. A AASHTO (1990), página 292, comenta que a forma geométrica recomendável para a curva de concordância de segmentos de perfil longitudinal, ou concordância vertical de rampas para suavizar a passagem de uma declividade para outra, pode ser obtida com o uso da parábola do segundo grau.

As expressões e relações entre elementos da curva de concordância vertical identificadas e deduzidas visam a estimativa teórica de distância de visibilidade a partir do coeficiente "a" da parábola do segundo grau, associada às cotas da curva, altura do olho do motorista e altura do obstáculo na via.

A estimativa da distância de visibilidade a partir do coeficiente "a", aumenta a confiança de resultados de estimativa de distâncias de visibilidade, porque o comprimento da curva é de difícil ou quase impossível obtenção a partir dos levantamentos em campo numa rodovia aberta ao tráfego.

A variação da velocidade do veículo de transporte em levantamentos distintos gera posições de pontos não coincidentes, mesmo quando a origem das medições é a mesma. Essa diferença de distâncias pode levar à escolha de limites para curvas ou rampas, e essas podem ter a elas associados maior ou menor comprimento.

Do exposto no presente trabalho, conclui-se que a análise da distância de visibilidade nos acessos às rodovias, utilizando-se os levantamentos de dados com os processos do GPS, pode ser feita com o seguinte roteiro:

- a) a - levantar o perfil do trecho da via com as técnicas GPS, determinando-se as coordenadas da interseção do acesso com a via a ser estudada;
- b) b - desenhar o perfil do trecho levantado, com base nas distâncias e altitudes elipsoidais;
- c) c - delimitar as rampas e curvas sobre o desenho do perfil;
- d) d - proceder à análise de regressão linear simples para as rampas e regressão parabólica para as curvas de concordância,
- e) e - ajustar a delimitação das rampas e curvas com base na observação do comportamento dos resíduos do ajustamento, conforme exposto à página 101;
- f) f - posicionar o ponto de interseção do acesso à via sobre o perfil ajustado e identificar o caso conforme pags.49, 50,51 ou 52, e figuras 20, 21, 22, 23 ou 24.

- g) estimar a distância de visibilidade usando-se o coeficiente "a" da parábola determinado após o ajustamento e empregando-se a expressão adequada ao caso, conforme páginas 49, 50, 51 ou 52.

A seqüência acima, até o item e, pode ser usada também para restituição do perfil de uma via. A partir daí, com os comprimentos ajustados, coeficientes "a" das parábolas e inclinações (coeficiente "b") das rampas, o perfil pode ser recomposto.

Com objetivo de dar maior confiabilidade aos resultados obtidos, sugere-se efetuar mais de uma medida em cada trecho pelo processo cinemático do GPS e comparar os resultados. A repetição da medida é de fácil e rápida realização.

VII.2 A conclusão principal

Analizando os resultados obtidos em levantamentos de cotas para definição de elementos de rampas e curvas verticais na via Thales de Lorena Peixoto Júnior, um conjunto de 17 curvas e 13 rampas, cujas características e localização são fundamentais para a estimativa de condições de contorno para a segurança de tráfego naquela via, como a distância mínima de visibilidade em função de elementos de curvas verticais - a via é a interligação da cidade de São Carlos à rodovia Carlos Machado Santana, que via a Ribeirão Preto:

Demonstrou-se que o Sistema de Posicionamento Global (GPS) pode determinar coordenadas horizontais e verticais com precisão suficiente para permitir o estudo de perfis verticais de rodovias existentes.

A altitude elipsoidal obtida com o uso de dados processados a partir do GPS, pode também ser usada para substituir a altitude ortométrica durante a determinação de altitudes relativas entre pontos próximos entre si, ou para o controle de recalques em pontos de controle. Quando apenas a diferença de altitudes deve ser medida, SEEBER (1993), página 332, LAMBERT & TYLER (1989) e SANTOS (1990), recomendam o uso desse processo para medida de altitudes.

Dentre as alternativas para o levantamento topográfico de planta, perfil e seções transversais adjacentes ao acesso analisado podem estar as técnicas do Sistema de Posicionamento Global (GPS) - que podem ser mais rápidas e permitir levantamentos sem interrupção de fluxos de tráfego.

A determinação de coordenadas em três dimensões de pontos do perfil da rodovia com o GPS, empregou duas técnicas: *Cinemática* e *Stop and Go*. A escolha dessas duas técnicas deu-se principalmente pela facilidade e brevidade de operação em campo, características que podem ser importantes para a escolha de uma técnica de levantamento.

Rodovias em cuja documentação e registro de dados relativos ao greide "as built" não constem os parâmetros geométricos como comprimentos das curvas de concordância vertical, pontos notáveis das curvas - PCV e PTV - e declividade das rampas, necessitam de uma metodologia específica para a determinação das distâncias de visibilidade, como a proposta no presente trabalho;

A parábola simples do 2º grau é usada praticamente em todas as curvas de concordância vertical de projetos geométricos de rodovias. A metodologia proposta no presente trabalho permite determinar os parâmetros das parábolas simples e composta do 2º grau, bem como a declividade das rampas;

A altitude elipsóidica ou geométrica (h), determinada através de técnicas do GPS, pode substituir a altitude ortométrica para estabelecimento dos parâmetros do perfil do greide de uma rodovia e determinação de distâncias de visibilidade;

A metodologia proposta para avaliação de distâncias de visibilidade no presente trabalho, pode também ser aplicada para restituir o perfil longitudinal de uma rodovia em substituição aos levantamentos topográficos com as técnicas convencionais;

O levantamento de dados do perfil longitudinal de uma rodovia usando-se as altitudes elipsoidais obtidas com as técnicas do GPS, pode ser executado num tempo bem inferior ao despendido para os levantamentos com as técnicas topográficas convencionais, com resultados semelhantes;

Os valores de erro padrão e de resíduos, bem como o comportamento destes, determinados após o ajustamento de rampas e parábolas, indicam que a correção da ondulação geoidal (N) nas altitudes é desprezível para determinação dos parâmetros dos elementos geométricos do perfil de uma via para distâncias até aproximadamente 5 km para a região estudada;

O ajustamento de curvas verticais de concordância e de rampas, através de análise de regressão parabólica e linear simples, respectivamente, permite determinar seus parâmetros geométricos e fazer uma aproximação das condições reais ("as built") de campo;

A definição dos pontos notáveis - PCV e PTV - da curva de concordância vertical e, conseqüentemente dos extremos das rampas, pode ser melhorada com base na observação do comportamento dos resíduos do ajustamento pela análise de regressão;

Os resultados dos levantamentos realizados com o equipamento mencionado, no processo cinemático do GPS, indicam uma relação entre a perda de sinais de satélites e aumento dos valores do GDOP com "saltos" nos valores das altitudes elipsoidais. Essa ocorrência não foi verificada nos levantamentos realizados com o processo Stop and Go do GPS, provavelmente devido ao

maior número de registro de dados por ponto levantado, que resulta em redundância de medidas sobre o ponto e condições de ajustamento das medidas.

Sugere-se aprofundamento de estudos para verificação desse fato, com repetições de medidas sobre o mesmo trecho, emprego de outros modelos de receptores, em especial receptores de duas frequências (L_1 e L_2), e outros programas de computadores, etc;

O coeficiente "a" da parábola do segundo grau pode ser determinado independentemente do comprimento da curva (L_c). A confiança na estimativa do coeficiente "a" depende da precisão na estimativa das cotas dos pontos do greide da curva e das distâncias entre esses pontos;

As curvas com grandes raios, situadas junto a rampas com baixos valores de inclinação, têm maior grau de dificuldade para identificação de seus pontos notáveis - PCV e PTV - principalmente em rodovias com pavimentos desgastados ou com deformações provocadas pelo tráfego e/ou operações de restauração e manutenção;

Observações sobre os resultados dos levantamentos de perfis efetuados neste trabalho, através de altitudes elipsoidais pelo processo cinemático do GPS, sugerem o seguinte processo para novos levantamentos:

- a) Elaborar o diagrama de visibilidade dos satélites, com base nas coordenadas aproximadas do local;
- b) Escolher as "janelas" do diagrama mais favoráveis, isto é, com visibilidade de 5 ou mais satélites, sob baixo GDOP;
- c) Iniciar o posicionamento em instante próximo ao início da "janela" escolhida, para se dispor do maior tempo possível sob condições favoráveis;
- d) Interromper o posicionamento após as perdas de sinais de satélites ou aumento do valor do GDOP,
- e) Reiniciar o posicionamento no ponto interrompido, após a volta de condições favoráveis;
- f) Processar os dados do levantamento;
- g) Construir o gráfico do perfil, com base nas distâncias e altitudes elipsoidais;
- h) Ajustar o gráfico, eliminando eventuais "saltos" nas altitudes elipsoidais.

Do exposto no presente trabalho, conclui-se que a análise da distância de visibilidade nos acessos às rodovias, utilizando-se os levantamentos de dados pelo processos do GPS, pode ser feita com o seguinte roteiro:

- a) Levantar o perfil do trecho da via com as técnicas GPS, determinando-se as coordenadas da interseção do acesso com a via a ser estudada;
- b) Desenhar o perfil do trecho levantado com base nas distâncias e altitudes elipsoidais;
- c) Delimitar as rampas e curvas sobre o desenho do perfil;
- d) Proceder à análise de regressão linear simples para as rampas e regressão parabólica para as curvas de concordância,
- e) Ajustar a delimitação das rampas e curvas com base na observação do comportamento dos resíduos do ajustamento, conforme exposto à pagina 104;
- f) Posicionar o ponto de interseção do acesso à via sobre o perfil ajustado e identificar o caso conforme páginas 49, 50, 51 ou 52 e figuras 20, 21, 22, 23 ou 24.
- g) Calcular a distância de visibilidade usando-se o coeficiente "a" da parábola determinado após o ajustamento e empregando-se a expressão adequada ao caso, conforme páginas 49, 50, 51 ou 52.

VII.3 Estudos estatísticos:

A análise de regressão parabólica, visando a determinação do coeficiente "a" característico de cada parábola, que expresse a equação da curva vertical sob estudo e parâmetros estatísticos sobre a qualidade das equações de regressão obtidas, permitem a aproximação de curvas verticais usando dados de levantamentos de altitudes - um processo útil e prático.

Usando dados obtidos nos levantamentos GPS cinemáticos e semi-cinemáticos, e através de regressão parabólica, verificamos que os dados obtidos através do GPS, com uso desse processo, são adequados para "reconstruir a geometria longitudinal de vias" de forma rápida e confiável.

Em se tratando de obter dados sobre a expressão da parábola, o coeficiente "a" é o elemento mais importante para análise de distâncias de visibilidade - e é facilmente estimado a partir da análise de regressão.

Os resíduos obtidos durante a análise de regressão linear sobre dados de rampas podem ser usados para estudo da delimitação de curvas e rampas de rodovias existentes. O roteiro proposto a seguir demonstrou-se adequado para as análises durante a delimitação de curvas e rampas.

- a) *Estudar a dispersão de resíduos provenientes de análise de regressão linear sobre as cotas de rampas;*
- b) *Retirar pontos dos extremos das rampas, anexando-os às curvas verticais.*
- c) *Reestudar as curvas verticais.*

Isso se dá porque a análise de resíduos pode orientar as ações para redução da dispersão nas extremidades das rampas. Mas, a retirada de pontos da rampa tem como consequência a anexação desses aos extremos das curvas verticais - os resultados obtidos mostram que isso pode levar à redução de erros padrões nas expressões de curvas verticais e parábolas de concordância.

O uso de processos mais práticos que a topografia para medida de altitudes é importante na região da rodovia Thales de Lorena Peixoto Júnior, onde se realizam os estudos, porque o transporte de cana de açúcar é feito, predominantemente, por meio de rodovias e usa diversos tipos e modelos de veículos e caminhões pesados, com semi-reboque e com reboque, que participam cada vez mais do transporte - isso exige um reestudo constante das vias de transporte.

Durante a concessão da Autorização Especial, necessária para controlar o acesso de veículos pesados às rodovias oficiais, os Órgãos com jurisdição sobre a via devem analisar itens como a distância de visibilidade nas áreas de manobra para minimizar o risco de acidentes.

Aí a distância de visibilidade pode ser estudada em função da geometria do greide da pista, isto é, de seus traçados horizontal e vertical e seções transversais. Com frequência, é necessária a verificação "in loco".

O levantamento topográfico de um trecho sob estudo exigiria um tempo considerável das equipes de topografia entre o trabalho de campo e o processamento de dados, além das dificuldades para trabalho em vias com tráfego - o GPS pode facilitar esses estudos.

VIII. Bibliografia (citada)

- AASHO. *A policy on sight distance for highways*. American Association of State Highway Officials. Washington D.C. 1940.
- AASHO. *A policy on geometric design of rural highways*. American Association of State Highway Officials. Washington D.C., 1954.
- AASHO. *A policy on geometric design of rural highways*. American Association of State Highway Officials. Washington, D.C., 1965.
- AASHTO. *A policy on design standards for stopping sight distance*. American Association of State Highway and Transportation Officials - Washington D.C. 1971.
- AASHTO. *A policy on geometric design of highways and streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C., 1984.
- AASHTO. *A policy on geometric design of highways and streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C. 1990.
- BERGER, A. O "treminhão" Scania no transporte de cana. Rev. Usineiro. julho/agosto de 1986.
- BLITSKOW, D. *Tempo, principais conceitos*. Publicação interna do Instituto Astronômico e Geofísico da USP. São Paulo. 1979.
- BLITZKOW, D. & SÁ, N.C; *NAVSTAR/GPS: a situação presente e as perspectivas futuras*. XII Congresso Brasileiro de Cartografia, Brasília, 1985.
- BLITZKOW, D. *Posicionamento por Satélite NAVSTAR/GPS*. Publicação interna da Poli/USP. 1990.
- BLITZKOW et al. *Mapa Geoidal do Brasil - 1995* - IBGE, Diretoria de Geociências, Rio de Janeiro. 1995.
- CHASE, W & BROWN, F. *General Statistics*. 2nd. Edition. John Wiley. New York, 1992.
- CLEVELAND, C.D. et al. *Stopping sight distance parameters*. In: Transportation Research Record 1026. TRB. Washington, 1985. p 13-23.
- DAVIS, R.E. et al. *Tratado de Topografia*. Aguillar S.A. Ediciones, Madri, 1972.
- DNER. *Instruções para o projeto geométrico de rodovias rurais*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 1979.

- DNER. *Manual de projeto de engenharia rodoviária*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 1974.
- DONATO, H. *História do calendário*. EDUSP. São Paulo. 1976.
- DUPRAZ, H. *Notes de cours sur la methode GPS*. Ecole Polytechnique Federale de Lausanne. Lausanne. 1992.
- GEMAEL, C. *Introdução à Geodésia Geométrica*. Publicação interna do curso de pós-graduação em Ciências Geodésicas da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 1988.
- HOFFMAN, R & VIEIRA, S. *Análise de regressão: uma introdução à econometria*. HUCITEC-EDUSP. São Paulo, 1977.
- HOFMANN-WELLENHOF et al. *Global Positioning System - Theory and Practice*. Springer-Verlag Wien. 1994.
- KING, R.W. et al. *Surveying with Global Positioning System. GPS*. Ferd Dümmlers Verlag. Bonn. 1987.
- LAMBERT, R.S & TYLER, D.A. *Monitoring Crustal Deformation in Eastern Maine Using GPS*. Journal of Surveying Engineering, Vol 115, nº 1, Fevereiro 1989.
- LEICK, A. *GPS Satellite Surveying*. John Wiley & Sons, Inc. USA 1ª edição 1990 e 2ª edição 1995.
- LIBAUT, A. *Geocartografia*. EDUSP, São Paulo, 1975.
- LOPES, S.C. *Contribuição à locação de curvas horizontais*. Dissertação de mestrado apresentada à EESC-USP. São Carlos. 1989.
- MUELLER, I.I. *Spherical and Practical Astronomy as applied to Geodesy*. Frederick Ungar Publishing Co., New York, 1969.
- OLSON, P.L. et al. *Parameters affecting stopping sight distance*. NCHRP Report 270. Transportation Research Board. Washington D.C., 1984.
- PIMENTA, C.R.T. *Projeto de Estradas 1, 2 e 3* - notas de aulas, STT - EESC/USP, 1990.
- SANTOS, M.C. *NAVSTAR/GPS. Aspectos teóricos e aplicações geofísicas*. Departamento de Geofísica do Observatório Nacional - Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro, 1990.
- SEEBER, G. *Satellite Geodesy: Foundations, Methods, and Applications*. Walter de Gruyter, Berlin, 1993.
- SEGANTINE, P.C.L. *Estudo de concordância de curvas verticais de vias*. Dissertação de mestrado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, EESC/USP, 1989.
- SILVA, I. *Curso de Atualização e Aperfeiçoamento em Topografia*. Min. Ed. e Desp., E.T.F.E.S, Vitória, 1993.
- WELLS, D. et al. *Guide to GPS Positioning*. Canadian GPS Associates. University of New Brunswick Graphic Services, Fredericton, Canadá. 2ª ed. 1987.
- ZAKATOV, P.S. *Curso de Geodesia Superior*. Editorial Mir, Moscou, 1981.

IX. Bibliografia (consultada)

- AL-KADI, I. *Selection of GPS Receiver for Survey Applications*. Journal of Surveying Engineering, Vol 115, nº 1, Fevereiro 1989.
- ANDRADE, J. B. *NAVSTAR - GPS*. Publicação interna do Curso de Pós Graduação em Ciências Geodésicas, Departamento de Geociências da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 1988.
- BANCHI, A.D. et al *Transporte de cana de açúcar - incidência das principais variáveis na capacidade da frota*. II Seminário de Tecnologia Agrônômica. Piracicaba, outubro 1984.
- BARRY, B.A. *Errors in Practical Measurement in Science, Engineering and Technology*. John Wiley & Sons. New York, 1978
- BECK, N. et al. *GPS - Processing Methods; Comparison with Precise Trilateration*. Journal of Surveying Engineering, Vol 115, nº 2, Maio 1989.
- BLAIR, B.R. *Practical Applications of Global Positioning System*. Journal of Surveying Engineering, Vol 115, nº 2, Maio 1989.
- BRAUNBECK, O.A. & FIGUEIREDO F. O; *Transporte de Cana*. Boletim técnico da COPERSUCAR nº 23. São Paulo, Agosto 1983.
- COLLINS, J. *Fundamental of GPS Baseline and Height Determinations*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 2. Maio 1989.
- COUNSELMAN III, C.C. et al. *Centimeter-Level Relative Positioning With GPS*. Journal of Surveying Engineering. Vol 109, nº 2. Agosto 1983.
- DELOACH, S.R. *Continuous Deformation Monitoring with GPS*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 1. Fevereiro 1989.
- DOS ANJOS, J. A. L. *Economias de escala: Metodologia de avaliação aplicada ao setor açucareiro*. Dissertação de Mestrado apresentada à COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1984.
- EREN, K. *Effect of Orbital A Priori Information on Baseline Determinations*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 1. Fevereiro 1989.
- FERREIRA, E. R. *A formação da região canavieira de Araraquara: o papel do Estado e das agro-indústrias do açúcar e do álcool no processo de organização do espaço*. Dissertação de Mestrado apresentada à UNESP/IGCE, Rio Claro, 1987.
- FERREIRA, L.R. *Da parceria e risco na agricultura do Nordeste*. IPEA/IMPES. Rio de Janeiro, 1979.
- FIGUEIREDO F. et al. *Transporte de cana de açúcar - incidência das principais variáveis na capacidade da frota*. II Seminário de Tecnologia Agrônômica. Piracicaba, Outubro 1984.
- FREI, E. & BEUTLER, G. *Rapid static positioning based on the fast ambiguity resolution approach "FARA": theory and first results*. Manuscripta Geodaetica 15:325-356, 1990.
- GOAD, C.D. *Kinematic Survey of Clinton Lake Dam*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 1. Fevereiro 1989.

- HATCH, R.R. & AVERY E.V. *Strategic Planning Tool for GPS Surveys*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 2. Maio 1989.
- HEIN, G.H. et al. *Integrated Processing of GPS and Gravity Data*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 1. Fevereiro 1989.
- HEUERMAN, H.R. & SENUS, W.J. *Navstar Global Positioning System*. Journal of Surveying Engineering. Vol. 109, nº 2. Agosto 1983.
- IBGE - Diretoria de Geociências. *Especificações e Normas Gerais para Levantamentos GPS*. Versão Preliminar. Rio de Janeiro, 1993.
- IVES, H.C. & KISSAN, P. *Highway Curves*. John Wiley & Sons. New York, 1966.
- LAZZARI, C.F. & WITTER, I.R.R. *Nova coletânea de legislação de trânsito*. Sagra-DC Luzzatto Editores. 11ª edição. Porto Alegre. 1995.
- MARGARIDO, L.A.C.. *Diferenças na remuneração do produtor de cana-de-açúcar em função da distância à unidade industrial*. Rev. Brasil Açucareiro, vol 103, nº 3 e 4, 1986.
- MARGARIDO, L.A.C. & PERES, F.C. *Ser fornecedor de cana ou arrendar a terra para a usina?* Revista Álcool e Açúcar nº 63, Gemini Comunicação e Promoções, São Paulo, 1992.
- MCLELLAN, J.F. et al. *Pipeline Deformation Monitoring Using GPS Survey Techniques*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 1. Fevereiro 1989.
- MINKEL, D.H. *Kinematic GPS Land Survey - Description of Operational Test and Results*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 1, Fevereiro 1989.
- NARD, G.P. & WEENS, L. *GPS Geodesy and Kinematic Topography Measurements and results*. Journal of Surveying Engineering. Vol. 115, nº 2, Maio 1989.
- RIPOLI, T.C. et al. *Transporte fluvial de cana de açúcar no Estado de São Paulo*. Revista Álcool e Açúcar nº 16, Editora Som Verde, São Paulo, maio/junho. 1984.
- RODGERS, P.D. *New Positioning Power for the Surveyor*. Journal of Surveying Engineering. Vol 109, nº 2. Agosto 1983.
- RUAS, D.G.G. *Proálcool - Algumas considerações*. DTAI/CCA/Universidade Federal de São Carlos. Araras. Agosto 1993.
- RUDORFF, B. F.T. *Dados LANDSAT na estimativa da produtividade da cana de açúcar*. Publicação INPE 3744-TDL/202, São José dos Campos, 1985.
- STRANGE, W.E. *GPS Determination of Groundwater Withdrawal Subsidence*. Journal of Surveying Engineering. Vol. 115, nº 2. Maio 1989.
- TRANQUILLA, J. M. & COLPITTS, B.G. *GPS Antenna Design Characteristics for High-Precision*. Journal of Surveying Engineering, Vol 115, nº 1, Fevereiro 1989.
- WONG, K.W. et al. *GPS-Guided Vision Systems for Real-Time Surveying*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 2. Maio 1989.
- ZILKOSKI, D.B. & HOTHEM, L.D. *GPS Satellite Surveys and Vertical Control*. Journal of Surveying Engineering. Vol 115, nº 2. Maio 1989.

Anexo I - Dados sobre levantamentos do perfil vertical da rodovia Thales de Lorena Peixoto Júnior

O presente anexo contém um conjunto de perfis longitudinais e tabelas contendo valores de cotas obtidas durante o levantamento de dados para demonstração da tese proposta no trabalho “GPS e perfil vertical de rodovias”.

Os gráficos expostos nas figuras Figura 1 e Figura 7, e as Tabela A1. 1 até a Tabela A1. 56 resumem os dados obtidos durante os levantamentos de cotas de pavimento pelo método topográfico, e com uso da técnica Global Positioning System - GPS, Processos Stop and Go e Cinemático.

Figura 1 - Levantamento topográfico
Perfil longitudinal do trecho observado e indicação das curvas verticais estudadas

Figura 2 - Levantamento GPS Stop and Go - Perfil longitudinal

Figura 3 - Levantamento GPS Cinemático 1 - Perfil longitudinal

Figura 4 - Levantamento GPS Cinemático 2 - Perfil longitudinal

Figura 5 - Levantamento GPS Cinemático 3 - Perfil longitudinal

Figura 6 - Levantamento GPS Cinemático 4 - Perfil longitudinal

Figura 7 - Levantamento GPS Cinemático 5 - Perfil longitudinal

Tabela A1. 1 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
0	0	820.033		36	720	811.036	
1	20	820.045		37	740	811.321	
2	40	819.969		38	760	811.639	
3	60	819.898		39	780	811.942	
4	80	819.543		40	800	812.174	
5	100	818.676		41	820	812.413	
6	120	817.646		42	840	812.690	
7	140	816.576		43	860	812.946	
8	160	815.481		44	880	813.228	
9	180	814.469		45	900	813.507	
10	200	813.481	PCV 01	46	920	813.763	
11	220	812.515		47	940	814.021	
12	240	811.545		48	960	814.266	
13	260	810.774		49	980	814.537	
14	280	810.155		50	1000	814.803	
15	300	809.385		51	1020	815.048	
16	320	808.756		52	1040	815.275	
17	340	808.290		53	1060	815.605	PCV 02
18	360	807.926		54	1080	815.915	
19	380	807.667		55	1100	816.309	
20	400	807.489		56	1120	816.748	
21	420	807.474		57	1140	817.208	
22	440	807.538		58	1160	817.740	
23	460	807.644		59	1180	818.400	
24	480	807.822	PTV 01	60	1200	819.000	
25	500	808.045		61	1220	819.672	
26	520	808.380		62	1240	820.469	
27	540	808.653		63	1260	821.277	
28	560	808.892		64	1280	822.104	
29	580	809.156		65	1300	823.028	
30	600	809.415		66	1320	823.940	
31	620	809.677		67	1340	824.995	
32	640	809.975		68	1360	826.018	PTV 02
33	660	810.259		69	1380	827.050	
34	680	810.529		70	1400	828.085	
35	700	810.796		71	1420	829.119	

Tabela A1. 2 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 2

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
72	1440	830.122		108	2160	843.863	
73	1460	831.156		109	2180	844.584	
74	1480	832.193		110	2200	845.224	
75	1500	833.229		111	2220	845.956	PCV 05
76	1520	834.232		112	2240	846.654	
77	1540	835.239		113	2260	847.313	
78	1560	836.252		114	2280	847.896	
79	1580	837.055	PCV 03	115	2300	848.436	
80	1600	838.258		116	2320	848.943	
81	1620	839.115		117	2340	849.413	
82	1640	839.855		118	2360	849.821	
83	1660	840.545		119	2380	850.159	
84	1680	841.119		120	2400	850.388	
85	1700	841.652		121	2420	850.595	
86	1720	842.060		122	2440	850.933	PTV 05
87	1740	842.412		123	2460	851.263	PCV 06
88	1760	842.659		124	2480	851.622	
89	1780	842.766		125	2500	852.018	PTV 06
90	1800	842.784		126	2520	852.441	
91	1820	842.785		127	2540	852.877	
92	1840	842.683		128	2560	853.306	
93	1860	842.415		129	2580	853.747	
94	1880	842.135		130	2600	854.173	
95	1900	841.750	PTV 03	131	2620	854.588	
96	1920	841.249	PCV 04	132	2640	855.025	
97	1940	840.802		133	2660	855.489	
98	1960	840.365		134	2680	855.941	
99	1980	840.058		135	2700	856.375	
100	2000	839.951		136	2720	856.811	
101	2020	840.036		137	2740	857.236	
102	2040	840.207		138	2760	857.592	PCV 07
103	2060	840.579		139	2780	857.923	
104	2080	841.071	PTV 04	140	2800	858.166	
105	2100	841.705		141	2820	858.453	
106	2120	842.406		142	2840	858.639	
107	2140	843.131		143	2860	858.779	

Tabela A1. 3 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 3

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
144	2880	858.860		180	3600	833.624	
145	2900	858.868		181	3620	832.649	
146	2920	858.820		182	3640	831.643	
147	2940	858.679		183	3660	830.596	
148	2960	858.488		184	3680	829.614	
149	2980	858.256		185	3700	828.602	
150	3000	857.946		186	3720	827.609	
151	3020	857.627		187	3740	826.633	
152	3040	857.287		188	3760	825.611	
153	3060	856.893		189	3780	824.626	
154	3080	856.408		190	3800	823.590	
155	3100	855.915		191	3820	822.600	
156	3120	855.405		192	3840	821.594	
157	3140	854.875		193	3860	820.608	
158	3160	854.273		194	3880	819.574	
159	3180	853.624		195	3900	818.546	
160	3200	852.900		196	3920	817.566	
161	3220	852.106		197	3940	816.520	
162	3240	851.309		198	3960	815.554	
163	3260	850.493	PTV 07	199	3980	814.520	
164	3280	849.548		200	4000	813.463	
165	3300	848.568		201	4020	812.457	
166	3320	847.589		202	4040	811.481	
167	3340	846.573		203	4060	810.473	
168	3360	845.628		204	4080	809.468	
169	3380	844.614		205	4100	808.498	
170	3400	843.622		206	4120	807.508	
171	3420	842.588		207	4140	806.524	
172	3440	841.595		208	4160	805.522	
173	3460	840.617		209	4180	804.522	
174	3480	839.634		210	4200	803.577	
175	3500	838.646		211	4220	802.591	
176	3520	837.639		212	4240	801.586	
177	3540	836.587		213	4260	800.583	
178	3560	835.594		214	4280	799.612	
179	3580	834.611		215	4300	798.610	

Tabela A1. 4. - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
216	4320	797.607		253	5060	774.083	
217	4340	796.621		254	5080	773.341	
218	4360	795.649		255	5100	772.662	
219	4380	794.624		256	5120	771.935	
220	4400	793.661		257	5140	771.198	
221	4420	792.728	PCV 08	258	5160	770.464	
222	4440	791.734		259	5180	769.752	
223	4460	790.978		260	5200	769.048	
224	4480	790.449		261	5220	768.251	
225	4500	789.898	PTV 08	262	5240	767.532	
226	4520	789.397		263	5260	766.898	
227	4540	788.900		264	5280	766.168	
228	4560	788.437		265	5300	765.445	
229	4580	787.977		266	5320	764.623	
230	4600	787.514		267	5340	763.905	
231	4620	787.034		268	5360	763.253	
232	4640	786.567		269	5380	762.510	
233	4660	786.062		270	5400	761.913	
234	4680	785.545		271	5420	761.243	
235	4700	785.059		272	5440	760.617	
236	4720	784.587		273	5460	760.071	PCV 10
237	4740	784.118		274	5480	759.504	
238	4760	783.648		275	5500	759.033	
239	4780	783.142		276	5520	758.542	
240	4800	782.658	PCV 09	277	5540	758.048	
241	4820	782.111		278	5560	757.593	
242	4840	781.551		279	5580	757.179	
243	4860	780.962		280	5600	756.812	
244	4880	780.332		281	5620	756.423	
245	4900	779.708		282	5640	756.089	
246	4920	779.098		283	5660	755.804	
247	4940	778.407	PTV 09	284	5680	755.553	
248	4960	777.716		285	5700	755.274	
249	4980	776.987		286	5720	755.022	
250	5000	776.278		287	5740	754.809	
251	5020	775.491		288	5760	754.578	PTV 10
252	5040	774.798		289	5780	754.485	

Tabela A1. 5.- Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 5

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
290	5800	754.383		327	6540	752.683	
291	5820	754.293		328	6560	752.795	
292	5840	754.223		329	6580	752.930	
293	5860	754.137		330	6600	753.081	
294	5880	753.991		331	6620	753.168	
295	5900	753.932		332	6640	753.315	
296	5920	753.843		333	6660	753.470	
297	5940	753.800		334	6680	753.617	
298	5960	753.713		335	6700	753.693	
299	5980	753.652		336	6720	753.895	
300	6000	753.572		337	6740	754.067	
301	6020	753.456		338	6760	754.220	
302	6040	753.334		339	6780	754.375	
303	6060	753.256		340	6800	754.467	
304	6080	753.111		341	6820	754.655	
305	6100	753.089		342	6840	754.736	
306	6120	752.981		343	6860	754.884	
307	6140	752.937		344	6880	755.038	
308	6160	752.890		345	6900	755.194	
309	6180	752.792		346	6920	755.319	
310	6200	752.681		347	6940	755.401	
311	6220	752.579		348	6960	755.530	
312	6240	752.502		349	6980	755.629	
313	6260	752.444		350	7000	755.597	
314	6280	752.412		351	7020	755.787	
315	6300	752.319		352	7040	756.004	
316	6320	752.192	PCV 11	353	7060	756.161	PCV 12
317	6340	752.116		354	7080	756.344	
318	6360	752.127		355	7100	756.509	
319	6380	752.121		356	7120	756.716	
320	6400	752.065		357	7140	757.060	
321	6420	752.084		358	7160	757.533	
322	6440	752.177		359	7180	758.048	PTV 12
323	6460	752.217		360	7200	758.725	
324	6480	752.339	PTV 11	361	7220	759.353	
325	6500	752.419		362	7240	760.021	
326	6520	752.555		363	7260	760.634	

Tabela A1. 6 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 6

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
364	7280	761.245	PCV 13	401	8020	777.472	
365	7300	761.780		402	8040	778.442	
366	7320	762.212		403	8060	779.327	
367	7340	762.565		404	8080	780.205	
368	7360	762.779	PTV 13	405	8100	781.120	
369	7380	762.971		406	8120	781.946	
370	7400	763.061		407	8140	782.847	
371	7420	763.213		408	8160	783.719	PCV 15
372	7440	763.318		409	8180	784.539	
373	7460	763.447		410	8200	785.135	
374	7480	763.610		411	8220	785.587	
375	7500	763.716		412	8240	785.893	
376	7520	763.889		413	8260	786.101	
377	7540	763.954		414	8280	786.208	
378	7560	764.069		415	8300	786.186	
379	7580	764.271	PCV 14	416	8320	786.076	PTV 15
380	7600	764.449		417	8340	785.993	
381	7620	764.695		418	8360	785.938	
382	7640	764.949		419	8380	785.795	
383	7660	765.303		420	8400	785.716	
384	7680	765.617		421	8420	785.613	
385	7700	766.000		422	8440	785.483	
386	7720	766.477		423	8460	785.400	
387	7740	766.922		424	8480	785.283	
388	7760	767.402		425	8500	785.240	
389	7780	767.953		426	8520	785.116	
390	7800	768.593		427	8540	785.026	
391	7820	769.311		428	8560	784.923	
392	7840	769.968		429	8580	784.823	
393	7860	770.636		430	8600	784.676	
394	7880	771.403	PTV 14	431	8620	784.636	
395	7900	772.194		432	8640	784.543	
396	7920	773.059		433	8660	784.476	
397	7940	773.912		434	8680	784.398	
398	7960	774.801		435	8700	784.284	
399	7980	775.737		436	8720	784.153	
400	8000	776.623		437	8740	784.045	

Tabela A1. 7 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Levantamento Topográfico - Parte 7

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
438	8760	783.908		476	9520	784.443	
439	8780	783.845		477	9540	785.291	
440	8800	783.804		478	9560	786.218	PTV 16
441	8820	783.740		479	9580	787.228	
442	8840	783.649		480	9600	788.227	
443	8860	783.544		481	9620	789.209	
444	8880	783.446		482	9640	790.208	
445	8900	783.347		483	9660	791.189	
446	8920	783.136		484	9680	792.181	
447	8940	783.084		485	9700	793.189	
448	8960	782.996		486	9720	794.206	
449	8980	782.884		487	9740	795.208	
450	9000	782.785		488	9760	796.202	
451	9020	782.688		489	9780	797.170	
452	9040	782.594		490	9800	798.202	
453	9060	782.502		491	9820	799.213	
454	9080	782.363		492	9840	800.219	
455	9100	782.264		493	9860	801.195	
456	9120	782.149		494	9880	802.227	
457	9140	782.051		495	9900	803.206	
458	9160	781.961		496	9920	804.203	
459	9180	781.877		497	9940	805.253	
460	9200	781.787		498	9960	806.197	
461	9220	781.698		499	9980	807.215	
462	9240	781.587		500	10000	808.181	
463	9260	781.502		501	10020	808.943	PCV 17
464	9280	781.410		502	10040	809.755	
465	9300	781.359		503	10060	810.329	
466	9320	781.265		504	10080	810.901	
467	9340	781.183		505	10100	811.352	
468	9360	781.144	PCV 16	506	10120	811.632	
469	9380	781.175		507	10140	811.714	
470	9400	781.304		508	10160	811.764	
471	9420	781.591		509	10180	811.635	
472	9440	781.962		510	10200	811.493	
473	9460	782.427		511	10220	811.182	
474	9480	782.961		512	10240	810.781	PTV 17
475	9500	783.665					

Tabela A1. 8 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Stop Go - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
0	0	820.227		37	740	811.487	
1	20	820.244		38	760	811.806	
2	40	820.169		39	780	812.127	
3	60	820.084		40	800	812.349	
4	80	819.730		41	820	812.578	
5	100	818.870		42	840	812.851	
6	120	817.843		43	860	813.109	
7	140	816.768		44	880	813.391	
8	160	815.663		45	900	813.666	
9	180	814.660		46	920	813.923	
10	200	813.681	PCV 01	47	940	814.182	
11	220	812.715		48	960	814.437	
12	240	811.732		49	980	814.709	
13	260	810.979		50	1000	814.976	
14	280	810.349		51	1020	815.214	
15	300	809.585		52	1040	815.426	
16	320	808.955		53	1060	815.763	PCV 02
17	340	808.484		54	1080	816.067	
18	360	808.111		55	1100	816.472	
19	380	807.849		56	1120	816.903	
20	400	807.683		57	1140	817.358	
21	420	807.662		58	1160	817.90	
22	440	807.727		59	1180	818.558	
23	460	807.860		60	1200	819.161	
24	480	807.999	PTV 01	61	1220	819.825	
25	500	808.221		62	1240	820.618	
26	520	808.562		63	1260	821.427	
27	540	808.846		64	1280	822.251	
28	560	809.071		65	1300	823.170	
29	580	809.329		66	1320	824.086	
30	600	809.586		67	1340	825.135	
31	620	809.852		68	1360	826.169	PTV 02
32	640	810.157		69	1380	827.205	
33	660	810.432		70	1400	828.241	
34	680	810.696		71	1420	829.272	
35	700	810.961		72	1440	830.271	
36	720	811.209		73	1460	831.297	

Tabela A1. 9 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Stop Go - Parte 2

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		
74	1480	832.338		111	2220	846.105	PCV 05	
75	1500	833.381		112	2240	846.802
76	1520	834.381		113	2260	847.455		
77	1540	835.382		114	2280	848.042		
78	1560	836.391		115	2300	848.577		
79	1580	837.194		116	2320	849.087		
80	1600	838.394		117	2340	849.561		
81	1620	839.253		118	2360	849.961		
82	1640	839.996		119	2380	850.302		
83	1660	840.680		120	2400	850.537		
84	1680	841.251		121	2420	850.746
85	1700	841.796		122	2440	851.086		PTV 05
86	1720	842.197		123	2460	851.411		PCV 06
87	1740	842.554		124	2480	851.774
88	1760	842.802		125	2500	852.164		
89	1780	842.905		126	2520	852.582
90	1800	842.929		127	2540	853.021		
91	1820	842.931		128	2560	853.444		
92	1840	842.834		129	2580	853.884		
93	1860	842.563		130	2600	854.314		
94	1880	842.287		131	2620	854.723
95	1900	841.905	132	2640	855.164			
96	1920	841.402	133	2660	855.625			
97	1940	840.951	134	2680	856.079			
98	1960	840.518	135	2700	856.516			
99	1980	840.215	136	2720	856.948			
100	2000	840.108	137	2740	857.370			
101	2020	840.190		138	2760	857.734	PCV 07	
102	2040	840.363		139	2780	858.061		
103	2060	840.739		140	2800	858.306		
104	2080	841.229		141	2820	858.589		
105	2100	841.862		142	2840	858.778		
106	2120	842.561		143	2860	858.919		
107	2140	843.280		144	2880	858.992		
108	2160	844.014		145	2900	859.002		
109	2180	844.739		146	2920	858.957		
110	2200	845.376		147	2940	858.820		

Tabela A1. 10 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Stop Go - Parte 3

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
148	2960	858.623		186	3720	827.738	
149	2980	858.388		187	3740	826.759	
150	3000	858.082		188	3760	825.732	
151	3020	857.757		189	3780	824.753	
152	3040	857.420		190	3800	823.722	
153	3060	857.022		191	3820	822.733	
154	3080	856.542		192	3840	821.720	
155	3100	856.051		193	3860	820.736	
156	3120	855.536		194	3880	819.696	
157	3140	855.014		195	3900	818.675	
158	3160	854.414		196	3920	817.689	
159	3180	853.762		197	3940	816.644	
160	3200	853.037		198	3960	815.673	
161	3220	852.238		199	3980	814.644	
162	3240	851.448		200	4000	813.589	
163	3260	850.635	PTV 07	201	4020	812.575	
164	3280	849.685		202	4040	811.610	
165	3300	848.701		203	4060	810.598	
166	3320	847.718		204	4080	809.601	
167	3340	846.709		205	4100	808.634	
168	3360	845.760		206	4120	807.633	
169	3380	844.752		207	4140	806.648	
170	3400	843.752		208	4160	805.653	
171	3420	842.723		209	4180	804.654	
172	3440	841.724		210	4200	803.704	
173	3460	840.750		211	4220	802.711	
174	3480	839.761		212	4240	801.707	
175	3500	838.775		213	4260	800.701	
176	3520	837.768		214	4280	799.728	
177	3540	836.712		215	4300	798.736	
178	3560	835.725		216	4320	797.731	
179	3580	834.744		217	4340	796.749	
180	3600	833.752		218	4360	795.772	
181	3620	832.773		219	4380	794.751	
182	3640	831.765		220	4400	793.794	
183	3660	830.727		221	4420	792.856	PCV 08
184	3680	829.748		222	4440	791.868	
185	3700	828.738		223	4460	791.105	

Tabela A1. 11 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
Stop Go - Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
224	4480	790.575		263	5260	767.018	
225	4500	790.027	PTV 08	264	5280	766.283	
226	4520	789.529		265	5300	765.561	
227	4540	789.022		266	5320	764.747	
228	4560	788.564		267	5340	764.022	
229	4580	788.095		268	5360	763.368	
230	4600	787.630		269	5380	762.619	
231	4620	787.153		270	5400	762.037	
232	4640	786.684		271	5420	761.365	
233	4660	786.186		272	5440	760.736	
234	4680	785.671		273	5460	760.188	PCV 10
235	4700	785.181		274	5480	759.625	
236	4720	784.712		275	5500	759.151	
237	4740	784.239		276	5520	758.653	
238	4760	783.776		277	5540	758.156	
239	4780	783.266		278	5560	757.698	
240	4800	782.791	PCV 09	279	5580	757.291	
241	4820	782.238		280	5600	756.925	
242	4840	781.673		281	5620	756.533	
243	4860	781.088		282	5640	756.214	
244	4880	780.459		283	5660	755.927	
245	4900	779.829		284	5680	755.671	
246	4920	779.215		285	5700	755.390	
247	4940	778.536	PTV 09	286	5720	755.142	
248	4960	777.839		287	5740	754.928	
249	4980	777.114		288	5760	754.693	PTV 10
250	5000	776.402		289	5780	754.597	
251	5020	775.613		290	5800	754.501	
252	5040	774.917		291	5820	754.410	
253	5060	774.199		292	5840	754.337	
254	5080	773.461		293	5860	754.249	
255	5100	772.785		294	5880	754.106	
256	5120	772.052		295	5900	754.040	
257	5140	771.316		296	5920	753.952	
258	5160	770.581		297	5940	753.904	
259	5180	769.873		298	5960	753.824	
260	5200	769.164		299	5980	753.765	
261	5220	768.366		300	6000	753.679	
262	5240	767.644					

Tabela A1. 12 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
1	1035.17	818.54	PCV 02	36	1619.72	842.93	
2	1052.20	818.81		37	1635.78	843.48	
3	1069.17	819.12		38	1651.86	843.93	
4	1086.00	819.50		39	1667.85	844.35	
5	1102.80	819.87		40	1683.74	844.71	
6	1119.67	820.29		41	1699.48	845.02	
7	1136.57	820.77		42	1715.10	845.25	
8	1153.56	821.30		43	1730.76	845.45	
9	1170.54	821.83		44	1746.63	845.56	
10	1187.63	822.39		45	1762.72	845.63	
11	1204.67	823.01		46	1779.03	845.61	
12	1221.75	823.72		47	1795.52	845.60	
13	1238.84	824.40		48	1812.01	845.52	
14	1255.91	825.13		49	1828.65	845.32	
15	1272.82	825.90		50	1845.48	845.07	
16	1289.67	826.70		51	1862.34	844.80	PTV-03
17	1306.45	827.54		52	1879.08	844.44	PCV-04
18	1323.22	828.39		53	1895.65	844.02	
19	1339.87	829.26	PTV 02	54	1912.00	843.64	
20	1356.40	830.13		55	1928.14	843.27	
21	1373.06	830.94		56	1944.02	843.00	
22	1389.78	831.79		57	1959.73	842.86	
23	1406.40	832.62		58	1975.59	842.77	
24	1422.94	833.49		59	1991.80	842.84	
25	1439.36	834.37		60	2008.29	842.97	
26	1455.68	835.19		61	2025.01	843.22	
27	1472.08	836.02		62	2041.65	843.60	
28	1488.67	836.87		63	2058.60	843.74	
29	1505.39	837.71		64	2075.44	844.30	PTV-04
30	1522.00	838.56		65	2092.33	844.91	
31	1538.55	839.40		66	2109.24	845.53	
32	1554.97	840.19		67	2126.15	846.13	
33	1571.28	841.01	PCV-03	68	2143.13	846.75	
34	1587.50	841.72		69	2160.14	847.33	
35	1603.66	842.40		70	2177.20	847.91	

**Tabela A1. 13 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 2**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
71	2193.96	848.55	PCV-05	106	2671.92	858.81	
72	2211.24	849.11		107	2687.34	859.17	
73	2228.19	849.67		108	2702.97	859.52	
74	2245.03	850.19		109	2718.70	859.82	
75	2261.83	850.66		110	2734.54	860.09	PCV-07
76	2278.41	851.11		111	2750.52	860.36	
77	2294.62	851.50		112	2766.67	860.56	
78	2310.39	851.85		113	2783.04	860.79	
79	2325.66	852.16		114	2799.54	860.99	
80	2340.33	852.44		115	2816.03	861.12	
81	2354.40	852.70		116	2832.52	861.24	
82	2367.92	852.85		117	2849.04	861.34	
83	2381.02	852.98		118	2865.60	861.38	
84	2393.81	853.10		119	2882.21	861.35	
85	2406.46	853.30	PTV-05	120	2898.90	861.28	
86	2419.08	853.50	PCV-06	121	2915.63	861.15	
87	2431.68	853.72		122	2932.34	860.97	
88	2444.26	853.93		123	2949.03	860.79	
89	2456.76	854.18		124	2965.70	860.56	
90	2469.12	854.43	PTV-06	125	2982.32	860.30	
91	2481.37	854.65		126	2998.92	860.02	
92	2493.60	854.93		127	3015.48	859.72	
93	2505.87	855.17		128	3031.99	859.38	
94	2518.18	855.44		129	3048.41	859.00	
95	2530.54	855.71		130	3064.70	858.62	
96	2542.82	856.03		131	3080.92	858.20	
97	2554.91	856.27		132	3097.00	857.79	
98	2566.83	856.54		133	3113.00	857.36	
99	2578.61	856.77		134	3128.94	856.89	
100	2590.33	857.02		135	3144.79	856.38	
101	2602.44	857.29		136	3160.60	855.83	
102	2615.13	857.57		137	3176.30	855.26	
103	2628.44	857.88		138	3191.93	854.65	
104	2642.34	858.16		139	3207.50	854.06	PTV-07
105	2656.86	858.49		140	3223.03	853.40	

**Tabela A1. 14 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 3**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
141	3238.54	852.74	176	3766.34	826.47
142	3254.05	852.00	177	3780.37	825.75
143	3269.58	851.25	178	3794.34	825.08
144	3285.13	850.46	179	3808.27	824.36
145	3300.66	849.69	180	3822.15	823.72
146	3316.22	848.92	181	3835.96	823.07
147	3331.78	848.17	182	3849.74	822.35
148	3347.35	847.37	183	3863.48	821.64
149	3362.91	846.62	184	3877.21	820.93
150	3378.46	845.84	185	3890.92	820.19
151	3393.98	845.03	186	3904.62	819.54
152	3409.51	844.29	187	3918.33	818.82
153	3425.03	843.52	188	3932.03	818.19
154	3440.55	842.75	189	3945.72	817.52
155	3456.05	841.99	190	3959.44	816.78
156	3471.51	841.21	191	3973.16	816.05
157	3486.94	840.45	192	3986.94	815.36
158	3502.29	839.66	193	4000.72	814.67
159	3517.59	838.88	194	4014.53	813.97
160	3532.83	838.11	195	4028.35	813.27
161	3547.97	837.41	196	4042.18	812.60
162	3563.04	836.62	197	4056.01	811.93
163	3578.06	835.89	198	4069.84	811.25
164	3592.99	835.16	199	4083.69	810.57
165	3607.84	834.42	200	4097.55	809.86
166	3622.61	833.68	201	4111.44	809.18
167	3637.31	832.91	202	4125.39	808.45
168	3651.90	832.22	203	4139.38	807.75
169	3666.43	831.46	204	4153.43	807.08
170	3680.91	830.72	205	4167.52	806.41
171	3695.32	830.02	206	4181.65	805.72
172	3709.67	829.31	207	4195.84	804.99
173	3723.94	828.61	208	4210.14	804.31
174	3738.13	827.88	209	4224.53	803.59
175	3752.27	827.19	210	4239.08	802.86

Tabela A1. 15 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
211	4253.72	802.15		245	4789.52	784.65
212	4268.37	801.43		246	4805.51	784.18	
213	4283.15	800.68		247	4821.52	784.00	
214	4298.04	799.92		248	4837.58	783.31	
215	4313.06	799.21		249	4853.68	782.80	
216	4328.21	798.44		250	4869.80	782.29	
217	4343.52	797.69		251	4885.98	781.78	
218	4358.99	796.92		252	4902.20	781.27	
219	4374.59	796.18		253	4918.55	780.69	
220	4390.33	795.45		254	4935.03	780.12	
221	4406.15	794.70		255	4951.74	779.49
222	4422.03	793.98		256	4968.65	778.91	
223	4437.92	793.42		257	4985.77	778.28	
224	4453.83	793.01		258	5003.14	777.65	
225	4469.78	792.56		259	5020.82	777.03	
226	4485.74	792.15		260	5038.87	776.39	
227	4501.71	791.74		261	5057.24	775.72	
228	4517.71	791.35		262	5075.86	775.03	
229	4533.73	790.98		263	5094.50	774.38	
230	4549.74	790.61		264	5113.06	773.72	
231	4565.76	790.23		265	5131.56	773.07
232	4581.73	789.85		266	5149.98	772.38	
233	4597.72	789.49		267	5168.31	771.74	
234	4613.67	789.11		268	5186.58	771.07	
235	4629.63	788.69		269	5204.76	770.41	
236	4645.64	788.28		270	5222.85	769.77	
237	4661.67	787.86		271	5240.87	769.11	
238	4677.70	787.49		272	5258.78	768.48	
239	4693.73	787.09		273	5276.61	767.81	
240	4709.71	786.71		274	5294.30	767.18	
241	4725.67	786.33		275	5311.88	766.55
242	4741.65	785.91		276	5329.30	765.95	
243	4757.60	785.51		277	5346.59	765.34	
244	4773.54	785.16		278	5363.75	764.77	

Tabela A1. 16 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 5

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
279	5380.83	764.26		313	5938.94	756.17	
280	5397.84	763.72		314	5955.62	756.12	
281	5414.73	763.19		315	5972.53	756.07	
282	5431.47	762.72		316	5989.60	755.96	
283	5448.07	762.26	PCV-10	317	6006.58	755.88	
284	5464.52	761.83		318	6023.40	755.80	
285	5480.89	761.45		319	6040.09	755.68	
286	5497.19	761.04		320	6056.58	755.59	
287	5513.52	760.62		321	6072.91	755.55	
288	5529.96	760.20		322	6089.04	755.47	
289	5546.54	759.88		323	6104.93	755.41	
290	5563.15	759.54		324	6120.59	755.38	
291	5579.75	759.22		325	6136.00	755.31	
292	5596.33	758.91		326	6151.28	755.24	
293	5612.89	758.63		327	6166.42	755.15	
294	5629.42	758.39		328	6181.44	755.08	
295	5645.87	758.15		329	6196.36	755.01	
296	5662.24	757.93		330	6211.24	754.96	
297	5678.50	757.72		331	6226.03	754.94	
298	5694.77	757.52		332	6240.77	754.86	
299	5711.12	757.34		333	6255.43	754.86	
300	5727.48	757.15	PTV-10	334	6270.05	754.76	
301	5743.82	757.01		335	6284.71	754.69	
302	5760.13	756.94		336	6299.72	754.63	PCV-11
303	5776.38	756.84		337	6314.95	754.58	
304	5792.56	756.80		338	6330.41	754.58	
305	5808.65	756.72		339	6346.22	754.54	
306	5824.76	756.65		340	6362.37	754.55	
307	5840.89	756.60		341	6378.82	754.53	
308	5857.08	756.46		342	6395.65	754.53	
309	5873.36	756.39		343	6412.62	754.62	
310	5889.71	756.33		344	6429.51	754.64	PTV-11
311	5906.05	756.28		345	6446.24	754.72	
312	5922.44	756.23		346	6462.88	754.81	

Tabela A1. 17 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 6

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
347	6479.43	754.88	381	7031.2	758.49
348	6495.91	755.02	382	7047.71	758.62
349	6512.46	755.12	383	7064.18	758.85
350	6529.20	755.20	384	7080.55	758.97
351	6546.09	755.34	385	7096.85	759.00
352	6562.89	755.43	386	7113.03	759.43
353	6579.47	755.57	387	7129.03	759.77
354	6595.89	755.63	388	7144.85	760.20
355	6612.13	755.73	389	7160.51	760.63
356	6628.31	755.87	390	7175.99	761.15
357	6644.42	755.98	391	7191.27	761.67
358	6660.53	756.09	392	7206.34	762.13
359	6676.59	756.15	393	7221.45	762.62
360	6692.62	756.32	394	7236.56	763.09
361	6708.55	756.45	395	7251.71	763.57
362	6724.47	756.57	396	7266.87	763.98
363	6740.33	756.69	397	7282.07	764.34
364	6756.14	756.82	398	7297.39	764.65
365	6771.91	756.89	399	7312.80	764.94
366	6787.64	757.02	400	7328.22	765.18
367	6803.32	757.11	401	7343.55	765.29
368	6818.96	757.18	402	7358.85	765.42
369	6834.60	757.31	403	7374.12	765.49
370	6850.25	757.45	404	7389.35	765.61
371	6866.04	757.55	405	7404.50	765.72
372	6882.07	757.68	406	7419.58	765.76
373	6898.39	757.78	407	7434.64	765.87
374	6914.92	757.87	408	7449.62	765.99
375	6931.53	757.95	409	7464.51	766.10
376	6948.17	758.01	410	7479.35	766.17
377	6964.82	758.08	411	7494.16	766.29
378	6981.43	758.15	412	7509.03	766.40
379	6998.07	758.27	413	7523.92	766.43
380	7014.63	758.37	414	7538.85	766.49

**Tabela A1. 18 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 7**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
415	7553.85	766.66	PCV-14	449	8081.32	783.69	
416	7568.84	766.79		450	8096.40	784.34	
417	7583.85	766.96		451	8112.04	785.06	
418	7598.85	767.14		452	8128.20	785.78	
419	7613.81	767.33		453	8144.57	786.49	PCV-15
420	7628.76	767.58		454	8161.01	787.08	
421	7643.80	767.80		455	8177.43	787.56	
422	7658.93	768.08		456	8193.84	787.96	
423	7674.14	768.38		457	8210.21	788.24	
424	7689.44	768.70		458	8226.59	788.33	
425	7704.89	769.07		459	8242.94	788.55	
426	7720.45	769.42		460	8259.17	788.61	
427	7736.16	769.81		461	8275.32	788.58	
428	7752.01	770.25		462	8291.47	788.46	PTV-15
429	7767.93	770.75		463	8307.58	788.41	
430	7783.94	771.28		464	8323.63	788.34	
431	7800.02	771.82		465	8339.60	788.28	
432	7816.16	772.35		466	8355.52	788.16	
433	7832.35	772.91	PTV-14	467	8371.38	788.11	
434	7848.57	773.50		468	8387.19	788.05	
435	7864.81	774.13		469	8402.97	787.96	
436	7881.06	774.82		470	8418.72	787.86	
437	7897.24	775.49		471	8434.46	787.76	
438	7913.35	776.19		472	8450.19	787.70	
439	7929.23	776.87		473	8465.90	787.66	
440	7944.87	777.59		474	8482.55	787.59	
441	7960.28	778.30		475	8498.20	787.49	
442	7975.60	779.01		476	8513.84	787.42	
443	7990.86	779.65		477	8529.49	787.33	
444	8006.07	780.37		478	8545.14	787.24	
445	8021.23	781.06		479	8560.74	787.19	
446	8036.34	781.74		480	8576.34	787.08	
447	8051.38	782.40		481	8591.82	787.03	
448	8066.37	783.05		482	8607.28	786.97	

Tabela A1. 19 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 8

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
483	8622.72	786.90	517	9132.05	784.35
484	8638.17	786.82	518	9145.19	784.32
485	8653.60	786.77	519	9157.72	784.27
486	8669.03	786.69	520	9169.84	784.24
487	8684.46	786.61	521	9181.51	784.15
488	8699.88	786.50	522	9192.71	784.11
489	8715.30	786.41	523	9203.38	784.05
490	8730.72	786.30	524	9213.48	783.98
491	8746.17	786.27	525	9223.49	783.92
492	8761.55	786.20	526	9232.83	783.90
493	8776.91	786.16	527	9241.13	783.85
494	8792.25	786.10	528	9248.55	783.82
495	8807.57	786.02	529	9255.48	783.79
496	8822.82	785.96	530	9262.66	783.75
497	8837.98	785.89	531	9270.04	783.74
498	8853.06	785.82	532	9277.85	783.71
499	8868.10	785.72	533	9286.31	783.66
500	8883.07	785.65	534	9295.43	783.62
501	8897.97	785.50	535	9305.11	783.59
502	8912.81	785.43	536	9315.36	783.54
503	8927.60	785.39	537	9326.22	783.48
504	8942.32	785.32	538	9337.66	783.47
505	8957.02	785.27	539	9349.45	783.50
506	8971.91	785.19	540	9361.46	783.54
507	8987.08	785.13	541	9373.77	783.62
508	9002.48	785.05	542	9386.56	783.76
509	9017.63	784.98	543	9399.75	783.98
510	9032.54	784.93	544	9413.20	784.21
511	9047.23	784.79	545	9426.99	784.51
512	9061.70	784.69	546	9441.06	784.85
513	9075.99	784.61	547	9455.41	785.25
514	9090.12	784.54	548	9470.02	785.72
515	9104.22	784.49	549	9484.83	786.29
516	9118.35	784.38	550	9499.77	786.85

PCV-16

Tabela A1. 20 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 1 - Parte 9

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
551	9514.65	787.49	■	585	10025.24	812.32	PCV-17
552	9529.32	788.15	PTV-16	586	10038.39	812.69	
553	9543.79	788.88		587	10051.17	813.06	
554	9558.01	789.58		588	10063.60	813.33	
555	9571.96	790.28		589	10075.62	813.62	
556	9585.66	790.95		590	10087.28	813.85	
557	9599.35	791.64		591	10098.59	813.94	
558	9613.10	792.33		592	10109.58	813.98	
559	9626.91	793.00		593	10120.50	814.04	
560	9640.95	793.67		594	10131.32	814.09	
561	9655.19	794.36		595	10141.75	814.08	
562	9669.59	795.12		596	10151.72	814.04	
563	9684.23	795.86		597	10161.08	813.97	
564	9699.45	796.63		598	10169.86	813.90	
565	9715.03	797.41		599	10177.90	813.83	
566	9731.60	798.22		600	10185.30	813.72	
567	9748.49	799.04		601	10192.21	813.63	
568	9765.76	799.92		602	10199.04	813.51	
569	9782.83	800.81		603	10204.79	813.38	
570	9799.68	801.62		604	10209.65	813.29	
571	9816.30	802.45		605	10213.97	813.19	
572	9832.73	803.29		606	10218.38	813.11	
573	9848.91	804.10		607	10222.96	813.01	
574	9864.91	804.90		608	10227.57	812.89	
575	9880.64	805.65		609	10231.83	812.76	
576	9896.19	806.41		610	10235.79	812.63	
577	9911.48	807.21		611	10239.77	812.47	
578	9926.55	807.96		612	10244.05	812.35	
579	9941.35	808.68		613	10247.91	812.20	
580	9955.87	809.45		614	10251.18	812.11	
581	9970.15	810.16		615	10253.90	812.04	
582	9984.18	810.76		616	10255.98	811.98	
583	9998.03	811.31		617	10257.18	811.95	
584	10011.72	811.88		618	10257.39	811.94	PTV-17

Tabela A1. 21 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
1	1033.10	817.94	PCV-02	38	1490.37	836.65	
2	1036.04	818.02		39	1505.59	837.41	
3	1039.74	818.10		40	1520.71	838.19	
4	1043.89	818.20		41	1535.76	838.96	
5	1048.92	818.28		42	1550.72	839.67	PCV-03
6	1054.79	818.44		43	1565.61	840.39	
7	1062.60	818.62		44	1580.44	841.09	
8	1072.55	818.82		45	1595.23	841.72	
9	1084.01	819.10		46	1610.02	842.24	
10	1096.15	819.35		47	1624.76	842.75	
11	1108.61	819.66		48	1639.52	843.26	
12	1121.29	819.97		49	1654.31	843.63	
13	1134.14	820.34		50	1669.14	844.03	
14	1147.14	820.76		51	1684.07	844.35	
15	1160.35	821.16		52	1699.09	844.63	
16	1173.95	821.60		53	1714.23	844.86	
17	1187.96	822.08		54	1729.45	845.05	
18	1202.08	822.60		55	1744.68	845.16	
19	1216.23	823.17		56	1759.83	845.23	
20	1230.36	823.74		57	1774.85	845.21	
21	1244.48	824.33	PTV-02	58	1789.75	845.21	PTV-03
22	1258.57	824.93		59	1804.51	845.15	
23	1272.61	825.57		60	1819.21	845.03	
24	1286.59	826.23		61	1833.84	844.81	
25	1300.50	826.93		62	1848.45	844.61	
26	1314.32	827.62		63	1863.05	844.35	
27	1328.04	828.32		64	1877.70	844.04	
28	1341.67	829.01		65	1892.40	843.68	
29	1355.47	829.76		66	1907.28	843.33	
30	1369.41	830.47		67	1922.42	842.97	
31	1383.57	831.16		68	1937.82	842.70	PCV-04
32	1398.31	831.92		69	1953.32	842.47	
33	1413.35	832.68		70	1968.97	842.38	
34	1428.68	833.48		71	1984.76	842.40	
35	1444.21	834.29		72	2000.62	842.52	
36	1459.68	835.07		73	2016.53	842.71	
37	1475.07	835.85		74	2032.45	843.00	

Tabela A1. 22 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 2

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
75	2048.32	843.40	PTV-04	112	2525.50	855.56	
76	2064.13	843.88		113	2538.87	855.79	
77	2079.91	844.46		114	2552.35	856.14	
78	2095.56	845.01		115	2565.91	856.45	
79	2111.12	845.57		116	2579.25	856.76	
80	2126.49	846.12		117	2592.61	857.04	
81	2141.73	846.69		118	2606.13	857.37	
82	2156.81	847.20		119	2619.79	857.65	
83	2171.75	847.70		120	2633.58	857.95	
84	2186.53	848.24		121	2647.49	858.27	
85	2201.10	848.73	PCV-05	122	2661.56	858.58	
86	2215.38	849.21		123	2675.77	858.87	
87	2229.57	849.71		124	2690.13	859.22	
88	2243.66	850.12		125	2704.65	859.52	
89	2257.69	850.52		126	2719.35	859.77	
90	2271.52	850.91		127	2734.27	860.06	PCV-07
91	2285.14	851.24		128	2749.39	860.29	
92	2298.70	851.58		129	2764.67	860.52	
93	2312.21	851.87		130	2779.92	860.73	
94	2325.49	852.11		131	2795.14	860.92	
95	2338.56	852.37		132	2810.24	861.05	
96	2351.33	852.59		133	2825.18	861.15	
97	2363.97	852.76		134	2839.95	861.24	
98	2376.42	852.89		135	2854.63	861.28	
99	2388.73	852.98		136	2869.34	861.32	
100	2400.65	853.45	PTV-05	137	2884.13	861.28	
101	2412.44	853.63	PCV-06	138	2899.12	861.21	
102	2423.89	853.83		139	2914.40	861.10	
103	2434.95	853.98		140	2930.13	860.94	
104	2445.49	854.24		141	2946.36	860.75	
105	2455.50	854.48		142	2962.90	860.55	
106	2464.84	854.60	PTV-06	143	2979.48	860.28	
107	2473.64	854.63		144	2996.06	860.01	
108	2482.3	854.69		145	3012.65	859.71	
109	2491.35	854.90		146	3029.24	859.36	
110	2501.48	855.05		147	3045.81	858.99	
111	2512.87	855.29		148	3062.36	858.59	

Tabela A1. 23 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 3

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
149	3078.84	858.19		186	3637.04	832.79	
150	3095.18	857.76		187	3650.61	832.14	
151	3111.37	857.33		188	3664.24	831.43	
152	3127.40	856.83		189	3677.91	830.76	
153	3143.22	856.35		190	3691.70	830.06	
154	3158.90	855.81		191	3705.60	829.40	
155	3174.54	855.21		192	3719.67	828.69	
156	3190.19	854.62		193	3733.86	827.99	
157	3205.81	854.01		194	3748.20	827.29	
158	3221.45	853.36	PTV-07	195	3762.64	826.56	
159	3237.11	852.67		196	3777.09	825.80	
160	3252.81	851.94		197	3791.48	825.09	
161	3268.57	851.19		198	3805.79	824.38	
162	3284.38	850.39		199	3820.03	823.72	
163	3300.24	849.61		200	3834.26	823.02	
164	3316.10	848.82		201	3848.51	822.28	
165	3331.94	848.06		202	3862.75	821.47	
166	3347.70	847.25		203	3876.95	820.74	
167	3363.32	846.51		204	3891.31	819.99	
168	3378.86	845.73		205	3905.87	819.25	
169	3394.24	844.92		206	3920.61	818.53	
170	3409.51	844.20		207	3935.40	817.84	
171	3424.61	843.43		208	3950.24	817.12	
172	3439.58	842.68		209	3965.05	816.35	
173	3454.40	841.96		210	3979.84	815.61	
174	3469.03	841.20		211	3994.55	814.90	
175	3483.54	840.53		212	4009.14	814.15	
176	3497.93	839.78		213	4023.64	813.40	
177	3512.23	839.03		214	4038.16	812.67	
178	3526.54	838.33		215	4052.89	811.94	
179	3540.73	837.62		216	4067.83	811.21	
180	3554.82	836.92		217	4082.98	810.48	
181	3568.77	836.22		218	4098.32	809.71	
182	3582.60	835.55		219	4113.77	808.94	
183	3596.32	834.87		220	4129.29	808.16	
184	3609.94	834.17		221	4144.81	807.39	
185	3623.49	833.50		222	4160.38	806.65	

Tabela A1. 24 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2- Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
223	4176.00	805.91		261	4774.54	785.10
224	4191.69	805.10		262	4789.78	784.61	
225	4207.47	804.33		263	4804.85	784.24	
226	4223.32	803.54		264	4819.77	783.85	
227	4239.06	802.78		265	4834.50	783.41	
228	4254.99	801.89		266	4849.09	782.92	
229	4270.54	801.13		267	4863.66	782.48	
230	4285.88	800.46		268	4878.36	782.02	
231	4301.07	799.77		269	4893.14	781.55	
232	4316.14	799.14		270	4908.21	781.15	
233	4330.96	798.31		271	4923.57	780.52
234	4345.60	797.49		272	4939.04	779.96	
235	4359.97	796.78		273	4954.39	779.40	
236	4374.20	796.10		274	4969.71	778.88	
237	4388.36	795.44		275	4984.98	778.31	
238	4402.65	794.76		276	5000.26	777.73	
239	4417.21	794.08		277	5015.49	777.26	
240	4432.23	793.52		278	5030.73	776.67	
241	4447.93	793.12		279	5045.92	776.14	
242	4464.29	792.69		280	5061.09	775.57	
243	4481.23	792.22		281	5076.25	775.06
244	4498.23	791.76		282	5091.37	774.51	
245	4515.15	791.33		283	5106.49	773.97	
246	4531.98	790.92		284	5121.55	773.42	
247	4548.70	790.55		285	5136.55	772.89	
248	4565.32	790.16		286	5151.44	772.34	
249	4581.83	789.74		287	5166.23	771.81	
250	4598.28	789.34		288	5180.90	771.27	
251	4614.61	788.97		289	5195.50	770.72	
252	4630.93	788.56		290	5209.94	770.20	
253	4647.23	788.17		291	5224.23	769.73
254	4663.54	787.79		292	5238.47	769.22	
255	4679.83	787.39		293	5252.72	768.72	
256	4696.15	786.98		294	5267.00	768.21	
257	4712.26	786.62		295	5281.42	767.69	
258	4728.14	786.17		296	5296.00	767.08	
259	4743.71	785.86		297	5310.73	766.53	
260	4759.21	785.37		298	5325.63	766.03	

**Tabela A1. 25 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 5**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
299	5340.76	765.50		337	5921.66	756.26	
300	5355.98	764.97		338	5936.67	756.21	
301	5371.21	764.49		339	5951.56	756.17	
302	5386.45	764.08		340	5966.32	756.14	
303	5401.82	763.55		341	5981.06	756.06	
304	5417.24	763.10		342	5995.77	755.98	
305	5432.73	762.66		343	6010.50	755.89	
306	5448.24	762.23	PCV-10	344	6025.22	755.82	
307	5463.75	761.83		345	6039.95	755.73	
308	5479.27	761.47		346	6054.67	755.66	
309	5494.77	761.09		347	6069.43	755.62	
310	5510.25	760.68		348	6084.22	755.55	
311	5525.72	760.29		349	6098.97	755.49	
312	5541.15	759.99		350	6113.63	755.43	
313	5556.48	759.70		351	6128.19	755.38	
314	5571.75	759.40		352	6142.66	755.34	
315	5586.89	759.09		353	6156.96	755.26	
316	5601.95	758.85		354	6171.14	755.20	
317	5616.93	758.58		355	6185.21	755.11	
318	5631.91	758.38		356	6199.13	755.06	
319	5646.94	758.16		357	6213.02	754.99	
320	5662.01	757.97		358	6226.86	754.96	
321	5677.06	757.78		359	6240.62	754.90	
322	5692.17	757.56		360	6254.35	754.90	
323	5707.30	757.40		361	6268.04	754.81	
324	5722.46	757.24	PTV-10	362	6281.70	754.76	
325	5737.76	757.09		363	6295.32	754.68	PCV-11
326	5753.26	757.02		364	6309.02	754.62	
327	5768.90	756.92		365	6322.78	754.62	
328	5784.58	756.84		366	6336.63	754.60	
329	5800.24	756.76		367	6350.49	754.60	
330	5815.76	756.71		368	6364.40	754.58	
331	5831.16	756.66		369	6378.24	754.59	
332	5846.43	756.58		370	6391.98	754.59	
333	5861.57	756.46		371	6405.54	754.64	
334	5876.60	756.41		372	6419.09	754.67	
335	5891.59	756.36		373	6432.59	754.70	
336	5906.62	756.31		374	6446.05	754.78	PTV-11

Tabela A1. 26 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 6

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
375	6459.47	754.85	413	6971.88	758.26
376	6473.02	754.90	414	6985.34	758.34
377	6486.75	755.00	415	6998.84	758.43
378	6500.63	755.09	416	7012.30	758.51
379	6514.34	755.18	417	7025.76	758.60
380	6527.84	755.27	418	7039.13	758.72
381	6541.24	755.35	419	7052.48	758.84
382	6554.68	755.44	420	7065.75	758.91
383	6568.30	755.51	421	7078.89	759.05
384	6582.11	755.64	422	7091.98	759.17
385	6596.02	755.70	423	7104.94	759.34
386	6609.98	755.79	424	7117.75	759.57
387	6623.90	755.90	425	7130.35	759.87
388	6637.80	755.99	426	7142.70	760.21
389	6651.65	756.09	427	7154.90	760.54
390	6665.48	756.17	428	7167.10	760.95
391	6679.27	756.25	429	7179.27	761.32
392	6693.08	756.39	430	7191.50	761.72
393	6706.81	756.49	431	7203.74	762.11
394	6720.55	756.60	432	7216.03	762.51
395	6734.17	756.70	433	7228.36	762.89
396	6747.63	756.79	434	7240.72	763.30
397	6760.90	756.88	435	7253.11	763.67
398	6773.95	756.96	436	7265.53	764.01
399	6786.72	757.08	437	7277.98	764.31
400	6799.21	757.16	438	7290.52	764.59
401	6811.66	757.24	439	7303.13	764.83
402	6824.18	757.32	440	7315.83	765.05
403	6836.91	757.41	441	7328.14	765.24
404	6849.88	757.51	442	7341.10	765.33
405	6863.07	757.59	443	7354.25	765.45
406	6876.52	757.68	444	7367.62	765.52
407	6890.22	757.76	445	7381.20	765.59
408	6904.10	757.82	446	7394.97	765.67
409	6917.85	757.89	447	7408.83	765.78
410	6931.49	757.99	448	7422.57	765.86
411	6945.00	758.09	449	7436.25	765.94
412	6958.43	758.18	450	7449.81	766.06

Tabela A1. 27 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 7

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
451	7463.28	766.16		489	7960.32	778.38	
452	7476.62	766.21		490	7973.25	778.95	
453	7489.86	766.32		491	7986.03	779.51	
454	7502.95	766.44		492	7998.64	780.11	
455	7515.95	766.45		493	8011.23	780.68	
456	7528.81	766.48		494	8023.72	781.21	
457	7541.57	766.55		495	8036.08	781.80	
458	7554.34	766.69	PCV-14	496	8048.36	782.38	
459	7567.07	766.84		497	8060.58	782.87	
460	7579.83	766.94		498	8072.72	783.38	
461	7592.66	767.10		499	8084.88	783.93	
462	7605.50	767.24		500	8097.19	784.48	
463	7618.39	767.44		501	8109.69	785.05	
464	7631.31	767.66		502	8122.30	785.64	
465	7644.27	767.88		503	8134.89	786.18	PCV-15
466	7657.27	768.10		504	8147.41	786.68	
467	7670.29	768.35		505	8159.89	787.11	
468	7683.33	768.63		506	8172.36	787.46	
469	7696.41	768.94		507	8184.88	787.84	
470	7709.46	769.23		508	8197.47	788.09	
471	7722.50	769.50		509	8210.15	788.27	
472	7735.48	769.85		510	8222.95	788.41	
473	7748.52	770.16		511	8235.70	788.52	
474	7761.62	770.56		512	8248.34	788.66	
475	7774.77	771.01		513	8260.94	788.68	
476	7787.97	771.46		514	8273.49	788.64	
477	7801.20	771.92		515	8286.07	788.57	PTV-15
478	7814.48	772.35		516	8298.58	788.50	
479	7827.78	772.81		517	8311.05	788.42	
480	7841.15	773.27	PTV-14	518	8323.40	788.40	
481	7854.52	773.79		519	8335.71	788.40	
482	7867.89	774.28		520	8348.09	788.30	
483	7881.24	774.87		521	8360.54	788.21	
484	7894.55	775.43		522	8373.05	788.17	
485	7907.80	776.04		523	8385.60	788.11	
486	7921.05	776.57		524	8398.21	788.08	
487	7934.21	777.16		525	8410.89	787.95	
488	7947.31	777.78		526	8423.65	787.89	

**Tabela A1. 28 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 8**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
527	8436.47	787.83	565	8919.57	785.55
528	8449.34	787.79	566	8931.81	785.49
529	8462.23	787.72	567	8943.90	785.44
530	8475.14	787.66	568	8955.88	785.40
531	8488.06	787.61	569	8967.72	785.34
532	8501.03	787.53	570	8979.43	785.27
533	8514.03	787.48	571	8991.00	785.22
534	8527.04	787.44	572	9002.45	785.14
535	8540.11	787.35	573	9013.77	785.09
536	8553.22	787.26	574	9024.95	785.02
537	8566.36	787.17	575	9035.99	784.96
538	8579.53	787.13	576	9046.90	784.86
539	8592.72	787.10	577	9057.72	784.78
540	8605.83	787.06	578	9068.46	784.73
541	8618.88	786.97	579	9079.07	784.67
542	8631.80	786.96	580	9089.56	784.61
543	8644.63	786.85	581	9100.01	784.56
544	8657.37	786.86	582	9110.44	784.52
545	8670.06	786.79	583	9120.90	784.45
546	8682.72	786.73	584	9131.57	784.42
547	8695.31	786.63	585	9142.47	784.36
548	8707.85	786.55	586	9153.59	784.31
549	8720.40	786.46	587	9164.97	784.25
550	8732.83	786.42	588	9176.58	784.21
551	8745.14	786.4	589	9188.39	784.16
552	8757.41	786.35	590	9200.21	784.12
553	8769.67	786.32	591	9211.96	784.08
554	8782.00	786.26	592	9223.72	784.02
555	8794.44	786.21	593	9235.50	783.98
556	8806.94	786.15	594	9247.44	783.92
557	8819.44	786.10	595	9259.64	783.89
558	8831.90	786.05	596	9271.98	783.85
559	8844.36	785.97	597	9284.39	783.77
560	8856.82	785.92	598	9296.82	783.74
561	8869.27	785.85	599	9309.31	783.68
562	8881.93	785.77	600	9321.89	783.62
563	8894.58	785.64	601	9334.55	783.59
564	8907.15	785.58	602	9347.35	783.61

PCV-16

Tabela A1. 29 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 2 - Parte 9

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
603	9360.30	783.66		641	9870.11	805.35	
604	9373.31	783.75		642	9882.89	805.96	
605	9386.34	783.91		643	9895.56	806.57	
606	9399.47	784.10		644	9908.07	807.24	
607	9412.79	784.36		645	9920.43	807.86	
608	9426.28	784.66		646	9932.65	808.43	
609	9439.90	784.98		647	9944.73	809.05	
610	9453.64	785.36		648	9956.66	809.66	
611	9467.47	785.82		649	9968.43	810.26	
612	9481.36	786.34		650	9980.07	810.77	
613	9495.26	786.88		651	9991.62	811.23	
614	9509.16	787.45		652	10003.06	811.69	PCV-17
615	9523.00	788.07	PTV-16	653	10014.43	812.15	
616	9536.79	788.74		654	10025.76	812.48	
617	9550.47	789.44		655	10037.05	812.80	
618	9564.03	790.12		656	10048.35	813.13	
619	9577.47	790.79		657	10059.72	813.39	
620	9590.80	791.45		658	10070.94	813.67	
621	9604.06	792.11		659	10081.99	813.91	
622	9617.37	792.76		660	10092.76	814.05	
623	9630.80	793.41		661	10103.21	814.12	
624	9644.33	794.05		662	10113.42	814.17	
625	9657.96	794.74		663	10123.62	814.20	
626	9671.56	795.44		664	10133.47	814.22	
627	9685.06	796.11		665	10142.91	814.20	
628	9698.42	796.78		666	10151.90	814.13	
629	9711.71	797.42		667	10160.43	814.07	
630	9724.88	798.07		668	10168.43	814.02	
631	9737.95	798.73		669	10175.83	813.95	
632	9750.94	799.37		670	10182.65	813.86	
633	9764.04	800.03		671	10189.41	813.75	
634	9777.29	800.72		672	10195.92	813.63	
635	9790.67	801.38		673	10201.61	813.51	
636	9804.14	802.04		674	10206.09	813.40	
637	9817.58	802.73		675	10210.32	813.33	
638	9830.92	803.40		676	10213.68	813.30	
639	9844.09	804.06		677	10216.85	813.25	
640	9857.18	804.73		678	10219.92	813.22	PTV-17

Tabela A1. 30 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
1	1036.54	817.94	PCV-02	38	1551.47	839.52	PCV-03
2	1041.33	817.95		39	1568.94	840.36	
3	1046.92	818.05		40	1586.25	841.17	
4	1053.32	818.18		41	1603.39	841.89	
5	1060.87	818.38		42	1620.35	842.47	
6	1069.30	818.54		43	1637.14	843.04	
7	1077.92	818.71		44	1653.84	843.55	
8	1087.32	818.94		45	1670.51	843.96	
9	1097.49	819.18		46	1686.44	844.28	
10	1108.35	819.43		47	1701.02	844.59	
11	1119.72	819.70		48	1714.93	844.79	
12	1131.57	820.02		49	1728.85	844.97	
13	1143.91	820.37		50	1742.98	845.08	
14	1156.83	820.74		51	1757.41	845.19	
15	1170.46	821.20		52	1772.19	845.20	
16	1184.76	821.68		53	1787.26	845.20	
17	1199.67	822.23		54	1802.60	845.17	
18	1215.20	822.84		55	1818.02	845.07	
19	1230.51	823.46		56	1833.54	844.89	
20	1245.97	824.08		57	1849.32	844.68	
21	1261.68	824.79	PTV-02	58	1865.49	844.40	PTV-03
22	1277.66	825.51		59	1882.03	844.07	PCV-04
23	1293.83	826.27		60	1899.00	843.62	PTV-04
24	1310.20	827.10		61	1916.36	843.22	
25	1326.69	827.96		62	1933.92	842.82	
26	1343.33	828.87		63	1951.31	842.54	
27	1360.09	829.74		64	1968.55	842.41	
28	1376.97	830.56		65	1985.98	842.38	
29	1393.96	831.42		66	2003.62	842.49	
30	1411.05	832.28		67	2021.39	842.70	
31	1428.24	833.19		68	2039.04	843.03	
32	1445.61	834.12		69	2056.36	843.51	
33	1463.05	834.99		70	2073.30	844.06	
34	1480.64	835.91		71	2089.97	844.66	
35	1498.32	836.83		72	2106.43	845.25	
36	1516.09	837.73		73	2122.60	845.85	
37	1533.85	838.66		74	2138.46	846.42	

Tabela A1. 31 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 2

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
75	2154.14	846.96		112	2594.97	856.50	
76	2169.58	847.49		113	2598.13	856.56	
77	2184.89	848.05		114	2601.88	856.63	
78	2200.05	848.62	PCV-05	115	2607.51	856.75	
79	2215.10	849.11		116	2611.55	856.84	
80	2230.05	849.57		117	2617.10	856.96	
81	2244.92	850.03		118	2622.97	857.09	
82	2259.71	850.46		119	2629.19	857.23	
83	2274.45	850.87		120	2635.67	857.38	
84	2289.12	851.23		121	2642.72	857.54	
85	2303.75	851.60		122	2649.88	857.70	
86	2318.33	851.91		123	2657.15	857.85	
87	2332.91	852.17		124	2664.49	858.01	
88	2347.46	852.44		125	2671.80	858.17	
89	2362.03	852.68		126	2679.69	858.35	
90	2376.58	852.84		127	2688.15	858.53	
91	2391.10	852.93		128	2697.12	858.72	
92	2405.56	852.92	PTV-05	129	2706.40	858.91	
93	2419.80	853.17	PCV-06	130	2715.90	859.10	
94	2433.82	853.32		131	2725.64	859.29	
95	2447.40	853.56		132	2735.60	859.48	
96	2460.46	853.77		133	2745.78	859.69	
97	2473.02	853.95	PTV-06	134	2756.16	859.90	PCV-07
98	2485.15	854.20		135	2766.75	860.08	
99	2496.78	854.45		136	2777.53	860.24	
100	2507.93	854.69		137	2788.52	860.41	
101	2518.52	854.91		138	2799.68	860.55	
102	2528.47	855.11		139	2811.05	860.71	
103	2537.71	855.30		140	2822.58	860.81	
104	2546.35	855.48		141	2834.15	860.91	
105	2554.21	855.64		142	2845.63	861.00	
106	2561.21	855.78		143	2856.86	861.08	
107	2567.83	855.92		144	2867.98	861.14	
108	2574.12	856.05		145	2879.02	861.18	
109	2580.03	856.18		146	2890.04	861.23	
110	2585.59	856.30		147	2901.08	861.22	
111	2590.63	856.40		148	2912.15	861.16	

Tabela A1. 32 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 3

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
149	2923.28	861.11		185	3344.4	848.53
150	2934.51	861.04		186	3355.71	847.99
151	2945.85	860.95		187	3367.03	847.43
152	2957.31	860.83		188	3378.40	846.86
153	2968.88	860.68		189	3389.84	846.28
154	2980.61	860.51		190	3401.33	845.71
155	2992.45	860.35		191	3412.89	845.14
156	3004.42	860.15		192	3424.47	844.54
157	3016.52	859.94		193	3436.09	843.94
158	3028.77	859.72		194	3447.71	843.36
159	3041.16	859.50		195	3459.33	842.80
160	3053.53	859.24		196	3471.03	842.25
161	3065.77	858.96		197	3482.80	841.65
162	3077.73	858.69		198	3494.61	841.05
163	3089.44	858.42		199	3506.50	840.46
164	3101.11	858.14		200	3518.42	839.87
165	3112.91	857.84		201	3530.35	839.28
166	3124.88	857.51		202	3542.27	838.70
167	3137.01	857.18		203	3554.18	838.10
168	3149.21	856.82		204	3566.06	837.49
169	3161.34	856.44		205	3577.95	836.91
170	3173.34	856.03		206	3589.83	836.29
171	3185.22	855.62		207	3601.72	835.67
172	3197.00	855.21		208	3613.68	835.07
173	3208.67	854.77		209	3625.92	834.46
174	3220.23	854.32		210	3638.43	833.83
175	3231.69	853.86		211	3651.02	833.18
176	3243.06	853.40		212	3663.58	832.56
177	3254.40	852.91	PTV-07	213	3676.14	831.95
178	3265.66	852.39		214	3688.59	831.33
179	3276.92	851.87		215	3700.96	830.74
180	3288.16	851.31		216	3713.19	830.16
181	3299.39	850.75		217	3725.34	829.55
182	3310.63	850.21		218	3737.40	828.92
183	3321.87	849.65		219	3749.25	828.32
184	3333.12	849.08		220	3761.28	827.69

Tabela A1. 33 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3- Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
221	3773.06	827.11	257	4211.91	805.12
222	3784.69	826.51	258	4224.02	804.54
223	3796.18	825.93	259	4236.11	803.92
224	3807.50	825.36	260	4248.35	803.30
225	3818.66	824.82	261	4260.64	802.70
226	3829.64	824.26	262	4272.97	802.10
227	3840.44	823.75	263	4285.32	801.49
228	3851.21	823.24	264	4297.73	800.86
229	3862.25	822.68	265	4310.15	800.26
230	3873.59	822.11	266	4322.50	799.64
231	3885.23	821.51	267	4334.82	799.06
232	3897.16	820.90	268	4347.11	798.48
233	3909.38	820.28	269	4359.49	797.85
234	3921.88	819.66	270	4372.15	797.22
235	3934.68	819.03	271	4384.99	796.62
236	3947.74	818.36	272	4397.83	796.02
237	3961.07	817.73	273	4410.75	795.42
238	3974.69	817.02	274	4423.66	794.81
239	3988.58	816.26	275	4436.57	794.18
240	4002.79	815.53	276	4449.44	793.65
241	4017.04	814.79	277	4462.44	793.22
242	4030.53	814.10	278	4475.33	792.90
243	4043.68	813.43	279	4487.89	792.59
244	4056.52	812.79	280	4500.23	792.26
245	4069.05	812.18	281	4512.30	791.96
246	4081.16	811.60	282	4524.45	791.65
247	4093.18	811.01	283	4536.53	791.36
248	4105.19	810.41	284	4548.33	791.08
249	4117.10	809.82	285	4559.87	790.79
250	4128.92	809.23	286	4571.29	790.53
251	4140.65	808.65	287	4582.70	790.26
252	4152.48	808.03	288	4594.11	789.99
253	4164.32	807.45	289	4605.56	789.71
254	4176.16	806.89	290	4617.06	789.44
255	4188.01	806.33	291	4628.61	789.15
256	4199.89	805.72	292	4640.20	788.89

PCV-08

PTV-08

Tabela A1. 34 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 5

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
293	4651.83	788.59		329	5099.49	774.96
294	4663.50	788.29		330	5113.25	774.47	
295	4675.23	788.03		331	5127.16	773.97	
296	4686.98	787.74		332	5140.94	773.46	
297	4698.77	787.44		333	5154.33	773.00	
298	4710.60	787.16		334	5167.56	772.54	
299	4722.47	786.87		335	5180.67	772.08	
300	4734.38	786.61		336	5193.74	771.61	
301	4746.33	786.34		337	5206.92	771.13	
302	4758.33	786.01		338	5220.18	770.66	
303	4770.39	785.70		339	5233.27	770.19
304	4782.51	785.41		340	5246.32	769.72	
305	4794.69	785.09		341	5259.45	769.26	
306	4806.95	784.72		342	5272.73	768.78	
307	4819.31	784.37		343	5286.14	768.29	
308	4831.72	784.04		344	5299.68	767.79	
309	4844.22	783.70		345	5313.39	767.29	
310	4856.80	783.34		346	5327.20	766.77	
311	4869.48	782.96		347	5340.97	766.26	
312	4882.18	782.56		348	5354.72	765.79	
313	4894.81	782.15		349	5368.51	765.30
314	4907.33	781.76		350	5382.35	764.84	
315	4919.84	781.37		351	5396.20	764.41	
316	4932.36	780.96		352	5410.09	763.97	
317	4944.81	780.50		353	5423.92	763.54	
318	4957.22	780.07		354	5437.39	763.13	
319	4969.58	779.62		355	5450.86	762.74	
320	4981.93	779.19		356	5464.20	762.36	
321	4994.42	778.75		357	5477.59	762.00	
322	5007.04	778.29		358	5491.02	761.67	
323	5019.82	777.84		359	5504.52	761.31
324	5032.73	777.38		360	5518.07	760.96	
325	5045.80	776.91		361	5531.66	760.66	
326	5059.00	776.44		362	5545.31	760.35	
327	5072.35	775.95		363	5558.95	760.04	
328	5085.84	775.46		364	5572.60	759.77	

Tabela A1. 35 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 6

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
365	5586.27	759.50		401	6081.01	755.56	
366	5599.91	759.21		402	6094.70	755.49	
367	5613.58	759.00		403	6108.41	755.44	
368	5627.46	758.75		404	6121.96	755.40	
369	5641.56	758.52		405	6135.27	755.35	
370	5655.74	758.33		406	6148.34	755.28	
371	5669.82	758.11		407	6161.19	755.23	
372	5683.78	757.91		408	6173.85	755.18	
373	5697.71	757.71		409	6186.36	755.12	
374	5711.62	757.56		410	6198.80	755.04	
375	5725.51	757.40		411	6211.31	754.97	
376	5739.34	757.25		412	6223.95	754.95	
377	5753.10	757.10	PTV-10	413	6236.69	754.91	
378	5766.77	757.00		414	6249.49	754.89	
379	5780.31	756.94		415	6262.40	754.87	
380	5793.84	756.90		416	6275.42	754.79	
381	5807.27	756.79		417	6288.52	754.72	
382	5820.71	756.71		418	6301.72	754.66	
383	5834.17	756.68		419	6315.06	754.63	
384	5847.61	756.60		420	6328.48	754.58	PCV-11
385	5861.11	756.51		421	6342.01	754.56	
386	5874.69	756.44		422	6355.66	754.54	
387	5888.41	756.38		423	6369.40	754.52	
388	5902.17	756.29		424	6383.30	754.52	
389	5916.00	756.26		425	6397.38	754.49	
390	5929.77	756.20		426	6411.59	754.52	
391	5943.59	756.18		427	6425.82	754.56	
392	5957.40	756.16		428	6439.88	754.60	
393	5971.21	756.12		429	6453.66	754.63	
394	5985.03	756.07		430	6467.27	754.73	PTV-11
395	5998.82	755.97		431	6480.75	754.78	
396	6012.60	755.88		432	6494.19	754.84	
397	6026.33	755.83		433	6507.58	754.92	
398	6040.03	755.74		434	6520.91	755.03	
399	6053.71	755.65		435	6534.30	755.10	
400	6067.35	755.58		436	6547.77	755.19	

Tabela A1. 36 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 7

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
437	6561.34	755.20	473	7057.27	758.66	PCV-12
438	6574.98	755.36	474	7071.10	758.81	
439	6588.71	755.46	475	7084.96	758.94	
440	6602.54	755.57	476	7098.88	759.02	
441	6616.56	755.66	477	7112.86	759.17	
442	6630.72	755.74	478	7126.91	759.36	
443	6645.06	755.85	479	7141.04	759.61	
444	6659.58	755.95	480	7155.16	759.95	
445	6674.25	756.04	481	7169.35	760.33	PTV-12
446	6689.08	756.14	482	7183.53	760.75	
447	6704.04	756.22	483	7197.71	761.20	
448	6719.15	756.38	484	7211.90	761.63	
449	6734.05	756.49	485	7226.07	762.04	
450	6748.57	756.61	486	7240.22	762.52	
451	6762.75	756.69	487	7254.24	762.97	
452	6776.29	756.82	488	7268.16	763.43	
453	6790.13	756.91	489	7282.04	763.85	
454	6803.66	756.99	490	7295.89	764.18	PCV-13
455	6817.20	757.07	491	7309.71	764.50	
456	6830.75	757.18	492	7323.57	764.79	
457	6844.34	757.29	493	7337.44	765.02	
458	6857.79	757.35	494	7351.31	765.23	PTV-13
459	6871.04	757.46	495	7365.17	765.34	
460	6884.07	757.55	496	7379.02	765.42	
461	6896.96	757.62	497	7392.85	765.53	
462	6909.82	757.70	498	7406.67	765.60	
463	6922.67	757.77	499	7420.47	765.72	
464	6935.65	757.81	500	7434.25	765.82	
465	6948.77	757.91	501	7448.03	765.88	
466	6962.00	758.00	502	7461.78	765.98	
467	6975.31	758.05	503	7475.54	766.05	
468	6988.76	758.12	504	7489.28	766.16	
469	7002.29	758.12	505	7503.00	766.24	
470	7015.96	758.26	506	7516.71	766.33	
471	7029.68	758.39	507	7530.37	766.41	
472	7043.45	758.52	508	7544.01	766.45	

Tabela A1. 37 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 8

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
509	7557.65	766.53	PCV-14	545	8024.42	780.12	PCV-15
510	7571.30	766.65		546	8036.07	780.65	
511	7584.99	766.73		547	8047.65	781.22	
512	7598.71	766.89		548	8059.12	781.72	
513	7612.40	767.07		549	8070.51	782.21	
514	7626.12	767.23		550	8081.87	782.71	
515	7639.85	767.40		551	8093.18	783.20	
516	7653.61	767.62		552	8104.20	783.68	
517	7667.37	767.88		553	8115.23	784.21	
518	7681.10	768.14		554	8126.33	784.72	
519	7694.79	768.38		555	8137.51	785.24	
520	7708.43	768.68		556	8148.84	785.74	
521	7722.00	768.99		557	8160.40	786.20	
522	7735.49	769.28	PTV-14	558	8172.18	786.66	PTV-15
523	7748.90	769.61		559	8184.30	787.05	
524	7762.26	769.99		560	8196.45	787.43	
525	7775.47	770.37		561	8208.62	787.76	
526	7788.57	770.74		562	8220.83	788.05	
527	7801.59	771.15		563	8233.07	788.23	
528	7814.59	771.55		564	8245.43	788.37	
529	7827.55	771.97		565	8257.93	788.48	
530	7840.45	772.39		566	8270.25	788.59	
531	7853.31	772.84		567	8282.36	788.55	
532	7866.10	773.31		568	8294.55	788.51	
533	7878.82	773.77		569	8307.07	788.48	
534	7891.44	774.27	PTV-14	570	8319.88	788.44	PTV-15
535	7903.98	774.79		571	8332.93	788.41	
536	7916.41	775.30		572	8346.14	788.34	
537	7928.71	775.85		573	8359.47	788.30	
538	7940.94	776.39		574	8372.89	788.22	
539	7953.07	776.90		575	8386.33	788.15	
540	7965.16	777.44		576	8399.72	788.08	
541	7977.14	778.02		577	8412.96	788.02	
542	7989.08	778.56		578	8426.05	787.96	
543	8000.92	779.07		579	8438.98	787.87	
544	8012.70	779.63		580	8451.76	787.82	

**Tabela A1. 38 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 9**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
581	8464.45	787.76	617	8954.63	785.45
582	8477.12	787.71	618	8969.49	785.40
583	8489.77	787.69	619	8984.20	785.34
584	8502.36	787.62	620	8998.75	785.25
585	8514.85	787.55	621	9013.12	785.16
586	8527.23	787.51	622	9027.33	785.08
587	8539.52	787.46	623	9041.36	785.01
588	8551.86	787.38	624	9055.21	784.94
589	8564.24	787.29	625	9068.92	784.85
590	8576.69	787.23	626	9082.56	784.75
591	8589.26	787.14	627	9096.20	784.67
592	8601.93	787.08	628	9109.86	784.62
593	8614.70	787.05	629	9123.52	784.56
594	8627.57	787.00	630	9137.21	784.50
595	8640.52	786.93	631	9150.89	784.42
596	8653.59	786.86	632	9164.61	784.35
597	8666.76	786.79	633	9178.38	784.27
598	8680.03	786.69	634	9192.25	784.20
599	8693.40	786.62	635	9206.21	784.14
600	8706.88	786.60	636	9220.33	784.05
601	8720.52	786.54	637	9234.62	783.96
602	8734.34	786.50	638	9249.12	783.89
603	8748.37	786.48	639	9263.77	783.86
604	8762.57	786.40	640	9278.61	783.79
605	8776.96	786.32	641	9293.65	783.70
606	8791.52	786.26	642	9308.80	783.65
607	8806.24	786.18	643	9323.81	783.63
608	8820.97	786.13	644	9338.58	783.56
609	8835.72	786.08	645	9353.15	783.52
610	8850.51	786.01	646	9367.55	783.52
611	8865.31	785.90	647	9381.88	783.56
612	8880.13	785.84	648	9396.24	783.67
613	8894.98	785.74	649	9410.60	783.83
614	8909.86	785.64	650	9425.06	784.06
615	8924.77	785.55	651	9439.63	784.34
616	8939.70	785.48	652	9454.30	784.64

PCV-16

Tabela A1. 39 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 3 - Parte 10

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
653	9468.69	785.00		689	9945.02	807.78	
654	9483.95	785.45		690	9956.66	808.35	
655	9498.79	785.99		691	9968.01	808.93	
656	9513.59	786.58		692	9979.37	809.54	
657	9528.32	787.16		693	9990.68	810.12	
658	9542.95	787.80	PTV-16	694	10001.87	810.62	
659	9557.47	788.50		695	10012.95	811.08	
660	9571.83	789.24		696	10024.01	811.53	PCV-17
661	9586.05	789.95		697	10035.19	811.98	
662	9600.13	790.66		698	10046.57	812.40	
663	9614.07	791.36		699	10058.15	812.71	
664	9627.90	792.03		700	10069.92	813.05	
665	9641.59	792.72		701	10081.70	813.34	
666	9655.16	793.40		702	10093.18	813.61	
667	9668.65	794.03		703	10104.24	813.85	
668	9681.98	794.71		704	10114.93	813.99	
669	9695.21	795.37		705	10125.30	814.04	
670	9708.33	796.03		706	10135.37	814.08	
671	9721.34	796.67		707	10145.17	814.14	
672	9734.26	797.31		708	10154.65	814.17	
673	9747.12	797.94		709	10163.75	814.17	
674	9759.92	798.56		710	10172.35	814.15	
675	9772.66	799.20		711	10180.39	814.11	
676	9785.34	799.86		712	10187.85	814.04	
677	9797.97	800.50		713	10194.84	813.93	
678	9810.57	801.08		714	10201.39	813.74	
679	9823.12	801.69		715	10207.56	813.57	
680	9835.64	802.31		716	10213.28	813.48	
681	9848.11	802.95		717	10218.54	813.53	
682	9860.51	803.61		718	10223.50	813.58	
683	9872.84	804.25		719	10228.28	813.48	
684	9885.15	804.86		720	10232.96	813.28	
685	9897.32	805.42		721	10237.38	813.16	
686	9909.40	806.04		722	10241.44	813.11	
687	9921.38	806.62		723	10244.98	813.10	
688	9933.23	807.24		724	10248.24	813.16	PTV-17

Tabela A1. 40 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
1	1036.87	818.13	PCV-02	37	1509.41	837.58	PCV-03
2	1042.33	818.22		38	1525.65	838.43	
3	1048.96	818.34		39	1542.02	839.23	
4	1056.52	818.45		40	1558.47	840.03	
5	1064.97	818.63		41	1574.85	840.85	
6	1074.04	818.81		42	1591.17	841.54	
7	1083.57	819.04		43	1607.45	842.15	
8	1093.76	819.25		44	1623.68	842.69	
9	1104.52	819.50		45	1639.91	843.25	
10	1115.87	819.78		46	1656.17	843.65	
11	1128.06	820.08		47	1672.52	844.08	
12	1140.80	820.51		48	1688.90	844.42	
13	1153.76	820.91		49	1705.33	844.69	
14	1166.84	821.32		50	1721.83	844.97	
15	1180.07	821.74	PTV-02	51	1738.46	845.10	PTV-03
16	1193.39	822.20		52	1755.21	845.19	
17	1206.77	822.73		53	1772.10	845.20	
18	1220.06	823.26		54	1789.14	845.21	
19	1233.36	823.79		55	1806.28	845.15	
20	1246.74	824.35		56	1823.56	844.98	
21	1260.13	824.93		57	1840.99	844.52	
22	1273.73	825.56		58	1858.63	844.43	
23	1287.48	826.22		59	1876.37	844.09	PCV-04
24	1300.57	826.92		60	1894.15	843.62	
25	1314.80	827.65		61	1911.97	843.22	PTV-04
26	1329.74	828.43		62	1929.80	842.82	
27	1345.42	829.22		63	1947.70	842.51	
28	1361.51	830.09		64	1965.63	842.39	
29	1377.84	830.85		65	1983.51	842.40	
30	1394.40	831.73		66	2001.40	842.51	
31	1411.07	832.56		67	2019.42	842.74	
32	1427.71	833.42		68	2037.66	843.12	
33	1444.25	834.28		69	2056.09	843.64	
34	1460.68	835.13		70	2074.61	844.22	
35	1477.01	835.94		71	2093.20	844.91	
36	1493.26	836.78		72	2111.65	845.55	

Tabela A1. 41 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, processo cinemático 4 - Parte 2

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
73	2129.85	846.24		109	2678.21	858.91	
74	2147.84	846.87		110	2694.16	859.30	
75	2165.61	847.46		111	2711.18	859.62	
76	2183.14	848.09		112	2728.70	859.95	PCV-07
77	2200.46	848.70	PCV-05	113	2746.42	860.25	
78	2217.57	849.28		114	2764.35	860.49	
79	2234.56	849.79		115	2782.51	860.75	
80	2251.37	850.30		116	2800.94	860.95	
81	2267.91	850.75		117	2819.67	861.11	
82	2284.20	851.15		118	2838.72	861.20	
83	2300.30	851.58		119	2858.10	861.27	
84	2316.16	851.90		120	2877.56	861.27	
85	2331.62	852.23		121	2897.00	861.20	
86	2346.73	852.48		122	2916.36	861.04	
87	2361.55	852.71		123	2935.61	860.85	
88	2376.14	852.84		124	2954.75	860.59	
89	2390.70	852.97		125	2973.78	860.29	
90	2405.33	853.20	PTV-05	126	2992.68	860.00	
91	2420.07	853.44	PCV-06	127	3011.38	859.69	
92	2434.86	853.68		128	3029.87	859.31	
93	2449.70	853.96		129	3048.14	858.89	
94	2464.66	854.24	PTV-06	130	3066.17	858.46	
95	2479.60	854.54		131	3083.54	858.02	
96	2494.28	854.90		132	3101.32	857.55	
97	2508.77	855.17		133	3118.98	857.04	
98	2523.36	855.53		134	3136.59	856.50	
99	2538.06	855.83		135	3154.17	855.92	
100	2552.85	856.16		136	3171.70	855.27	
101	2567.64	856.47		137	3189.18	854.56	
102	2582.08	856.80		138	3206.55	853.90	
103	2596.09	857.13		139	3223.82	853.20	PTV-07
104	2609.66	857.40		140	3241.01	852.43	
105	2622.95	857.68		141	3258.10	851.62	
106	2636.32	857.99		142	3275.16	850.78	
107	2649.74	858.30		143	3292.21	849.93	
108	2663.42	858.63		144	3309.19	849.09	

Tabela A1. 42 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 3

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
145	3326.14	848.25	182	3928.28	818.19
146	3343.07	847.41	183	3941.20	817.57
147	3359.93	850.37	184	3953.90	816.86
148	3376.78	845.75	185	3966.48	816.21
149	3393.58	844.85	186	3979.23	815.56
150	3410.37	844.06	187	3992.26	814.93
151	3427.11	843.21	188	4005.88	814.27
152	3443.81	842.39	189	4020.33	813.50
153	3460.52	841.54	190	4035.49	812.74
154	3477.19	840.76	191	4050.76	812.01
155	3493.84	839.91	192	4065.87	811.27
156	3510.47	839.02	193	4080.82	810.53
157	3527.09	838.21	194	4095.67	809.77
158	3543.66	837.40	195	4110.42	809.01
159	3560.26	836.58	196	4125.12	808.24
160	3577.00	835.75	197	4139.69	807.55
161	3593.94	834.92	198	4154.25	806.84
162	3611.08	834.08	199	4168.98	806.16
163	3628.11	833.22	200	4183.97	805.40
164	3645.67	832.33	201	4199.17	804.64
165	3663.33	831.46	202	4214.66	803.88
166	3680.88	830.57	203	4230.41	803.11
167	3698.39	829.71	204	4246.44	802.33
168	3716.32	828.75	205	4262.82	801.56
169	3734.00	827.88	206	4279.71	800.70
170	3751.29	827.02	207	4297.18	799.81
171	3768.18	826.12	208	4315.09	798.94
172	3784.66	825.30	209	4333.19	798.03
173	3800.77	824.50	210	4351.34	797.13
174	3816.45	823.79	211	4369.52	796.26
175	3831.72	823.03	212	4387.73	795.38
176	3846.59	822.28	213	4405.94	794.53
177	3861.07	821.53	214	4424.11	793.82
178	3875.19	820.82	215	4442.22	793.15
179	3888.94	820.13	216	4460.21	792.72
180	3902.20	819.45	217	4478.01	792.23
181	3915.37	818.80	218	4495.70	791.80

PCV-08

PTV-08

Tabela A1. 43 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
219	4513.23	791.36		256	5141.05	772.66	
220	4530.59	790.94		257	5157.70	772.04	
221	4547.81	790.54		258	5174.34	771.48	
222	4564.97	790.16		259	5190.95	770.85	
223	4582.09	789.73		260	5207.53	770.24	
224	4599.23	789.35		261	5224.04	769.67	
225	4616.34	788.93		262	5240.50	769.05	
226	4633.44	788.47		263	5256.98	768.44	
227	4650.57	788.08		264	5273.44	767.86	
228	4667.75	787.66		265	5289.89	767.28	
229	4684.97	787.25		266	5306.38	766.66	
230	4702.21	786.86		267	5322.88	766.08	
231	4719.49	786.43		268	5339.39	765.5	
232	4736.80	786.00		269	5355.92	764.95	
233	4754.08	785.52		270	5372.47	764.42	
234	4771.33	785.12		271	5389.02	763.92	
235	4788.51	784.62	PCV-09	272	5405.65	763.38	
236	4805.64	784.15		273	5422.37	762.91	
237	4822.73	783.70		274	5439.18	762.41	PCV-10
238	4839.73	783.14		275	5456.12	761.93	
239	4856.67	782.66		276	5473.16	761.54	
240	4873.54	782.11		277	5490.30	761.09	
241	4890.34	781.61		278	5507.61	760.68	
242	4907.09	781.06	PTV-09	279	5525.25	760.26	
243	4923.82	780.44		280	5543.44	759.90	
244	4940.54	779.83		281	5561.88	759.55	
245	4957.25	779.24		282	5580.43	759.18	
246	4973.97	778.64		283	5599.04	758.90	
247	4990.67	778.04		284	5617.51	758.57	
248	5007.35	777.47		285	5635.88	758.27	
249	5024.05	776.87		286	5654.10	758.03	
250	5040.77	776.24		287	5672.16	757.75	
251	5057.52	775.65		288	5690.09	757.52	
252	5074.24	775.05		289	5707.88	757.31	
253	5090.97	774.45		290	5725.52	757.10	PTV-10
254	5107.67	773.89		291	5743.04	756.98	
255	5124.37	773.26		292	5760.46	756.94	

Tabela A1. 44 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 5

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
293	5777.80	756.82		330	6425.14	754.65	■
294	5795.17	756.77		331	6442.26	754.74	PTV-11
295	5812.51	756.69		332	6459.27	754.83	
296	5829.84	756.63		333	6476.23	754.89	
297	5847.16	756.58		334	6493.29	755.01	
298	5864.42	756.41		335	6510.45	755.12	
299	5881.63	756.37		336	6527.73	755.22	
300	5898.78	756.32		337	6545.12	755.34	
301	5915.88	756.26		338	6562.60	755.45	
302	5932.97	756.20		339	6580.11	755.55	
303	5950.09	756.14		340	6597.60	755.67	
304	5967.38	756.09		341	6615.10	755.77	
305	5984.99	755.99		342	6632.57	755.93	
306	6003.00	755.89		343	6649.96	756.05	
307	6021.22	755.80		344	6667.28	756.17	
308	6039.39	755.69		345	6684.44	756.30	
309	6057.39	755.60		346	6701.48	756.42	
310	6075.39	755.56		347	6718.34	756.56	
311	6093.38	755.45		348	6735.02	756.70	
312	6111.37	755.41		349	6751.53	756.82	
313	6129.28	755.32		350	6767.88	756.93	
314	6147.13	755.26		351	6784.08	757.03	
315	6164.92	755.17		352	6800.15	757.14	
316	6182.63	755.08		353	6816.05	757.25	
317	6200.26	755.02		354	6831.80	757.35	
318	6217.81	754.92		355	6847.40	757.45	
319	6235.31	754.88		356	6862.96	757.56	
320	6252.69	754.84		357	6878.52	757.66	
321	6269.96	754.75		358	6894.02	757.76	
322	6287.11	754.66		359	6909.52	757.86	
323	6304.11	754.59	PCV-11	360	6925.03	757.95	
324	6321.04	754.59		361	6940.55	758.04	
325	6338.18	754.56		362	6956.13	758.14	
326	6355.63	754.59		363	6971.73	758.24	
327	6373.20	754.54		364	6987.42	758.34	
328	6390.64	754.54		365	7003.11	758.45	
329	6407.94	754.64		366	7018.80	758.56	

Tabela A1. 45 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 6

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
367	7034.48	758.68	PCV-12	404	7598.04	767.19	
368	7050.13	758.83		405	7613.15	767.38	
369	7065.84	758.90		406	7628.43	767.63	
370	7081.56	759.09		407	7643.88	767.87	
371	7097.28	759.23		408	7659.49	768.16	
372	7113.00	759.50	PTV-12	409	7675.19	768.48	
373	7128.62	759.85		410	7691.00	768.85	
374	7144.29	760.26		411	7706.93	769.18	
375	7159.94	760.77		412	7722.96	769.56	
376	7175.61	761.23		413	7739.10	769.97	
377	7191.26	761.76	PCV-13	414	7755.32	770.43	PTV-14
378	7206.87	762.23		415	7771.63	770.94	
379	7222.45	762.72		416	7788.08	771.51	
380	7238.00	763.22		417	7804.63	772.04	
381	7253.41	763.69		418	7821.24	772.61	
382	7268.83	764.10	PTV-13	419	7837.87	773.20	
383	7284.22	764.47		420	7854.53	773.86	
384	7299.62	764.77		421	7871.21	774.48	
385	7315.02	765.03		422	7887.89	775.22	
386	7330.45	765.23		423	7904.51	775.96	
387	7345.90	765.37	PCV-14	424	7921.24	776.72	PCV-15
388	7361.41	765.49		425	7937.95	777.47	
389	7376.86	765.54		426	7954.66	778.18	
390	7392.19	765.66		427	7971.28	778.95	
391	7407.29	765.76		428	7987.86	779.69	
392	7422.05	765.84	PTV-14	429	8004.37	780.41	
393	7436.61	765.92		430	8020.86	781.15	
394	7451.27	766.05		431	8037.27	781.90	
395	7465.96	766.13		432	8053.62	782.62	
396	7480.64	766.21		433	8069.94	783.33	
397	7495.30	766.37	PCV-15	434	8086.38	784.05	
398	7509.94	766.43		435	8102.81	784.77	
399	7524.56	766.45		436	8119.20	785.54	
400	7539.17	766.57		437	8135.54	786.24	
401	7553.78	766.72		438	8151.83	786.91	
402	7568.38	766.86	PTV-15	439	8168.16	787.40	
403	7583.09	767.00		440	8184.55	787.85	

**Tabela A1. 46 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 7**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
441	8201.04	788.18		478	8787.49	786.19
442	8217.64	788.39		479	8802.58	786.10
443	8234.28	788.55		480	8817.62	786.07
444	8250.78	788.68		481	8832.60	785.98
445	8267.09	788.65		482	8847.53	785.92
446	8283.29	788.59	PTV-15	483	8862.45	785.82
447	8299.37	788.51		484	8877.32	785.77
448	8315.35	788.45		485	8892.14	785.60
449	8331.22	788.39		486	8906.86	785.53
450	8346.99	788.30		487	8921.59	785.52
451	8362.62	788.22		488	8936.35	785.42
452	8378.12	788.15		489	8951.14	785.40
453	8393.46	788.08		490	8965.98	785.31
454	8408.86	787.97		491	8980.77	785.25
455	8424.49	787.88		492	8995.47	785.15
456	8440.46	787.83		493	9010.03	785.04
457	8456.75	787.75		494	9024.53	784.96
458	8473.26	787.71		495	9038.83	784.89
459	8489.81	787.58		496	9052.90	784.75
460	8506.27	787.50		497	9066.72	784.67
461	8522.65	787.42		498	9080.33	784.62
462	8538.94	787.33		499	9093.74	784.56
463	8555.09	787.28		500	9106.95	784.50
464	8571.14	787.15		501	9120.29	784.42
465	8586.95	787.10		502	9133.94	784.38
466	8602.75	787.04		503	9147.93	784.33
467	8618.46	786.96		504	9162.21	784.26
468	8634.10	786.91		505	9176.75	784.20
469	8649.66	786.84		506	9191.57	784.18
470	8665.17	786.74		507	9206.56	784.09
471	8680.61	786.69		508	9221.65	784.01
472	8695.98	786.59		509	9236.80	783.92
473	8711.32	786.50		510	9252.01	783.88
474	8726.64	786.36		511	9267.41	783.79
475	8741.93	786.36		512	9283.09	783.74
476	8757.17	786.29		513	9299.11	783.65
477	8772.36	786.24		514	9315.36	783.57

Tabela A1. 47 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 4 - Parte 8

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
515	9331.69	783.54	PCV-16	552	9931.72	808.41	
516	9348.00	783.53		553	9946.77	809.15	
517	9364.28	783.64		554	9961.68	809.92	
518	9380.56	783.76		555	9976.42	810.60	
519	9397.11	784.00		556	9991.01	811.18	
520	9413.91	784.35		557	10005.26	811.79	PCV-17
521	9430.75	784.73		558	10019.08	812.29	
522	9447.50	785.16		559	10032.36	813.67	
523	9464.16	785.69		560	10045.08	813.00	
524	9480.78	786.27		561	10057.34	813.32	
525	9497.39	786.94		562	10069.05	813.57	
526	9514.02	787.63		563	10080.28	813.82	
527	9530.59	788.41	PTV-16	564	10091.06	813.98	
528	9547.12	789.27		565	10101.58	814.02	
529	9563.56	790.07		566	10112.10	814.07	
530	9579.93	790.89		567	10122.06	814.13	
531	9596.20	791.70		568	10131.38	814.15	
532	9612.39	792.47		569	10140.11	814.14	
533	9628.48	793.24		570	10143.28	814.07	
534	9644.48	794.02		571	10151.33	813.95	
535	9660.37	794.88		572	10159.08	813.91	
536	9676.15	795.66		573	10166.88	813.79	
537	9691.85	796.45		574	10173.96	813.72	
538	9707.57	797.22		575	10180.36	813.61	
539	9723.39	798.00		576	10186.18	813.54	
540	9739.40	798.79		577	10191.31	813.44	
541	9755.54	799.60		578	10195.63	813.34	
542	9772.05	800.45		579	10199.46	813.29	
543	9788.63	801.27		580	10202.89	813.24	
544	9805.10	802.08		581	10205.74	813.24	
545	9821.47	802.94		582	10208.31	813.22	
546	9837.72	803.72		583	10210.70	813.21	
547	9853.84	804.58		584	10213.24	813.15	
548	9869.79	805.33		585	10215.57	813.12	
549	9885.57	806.08		586	10217.23	813.12	
550	9901.16	806.88		587	10218.19	813.07	
551	9916.53	807.68		588	10218.22	813.09	PTV-17

Tabela A1. 48 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 1

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
1	1035.04	817.69	PCV-02	35	1519.48	837.83	PCV-03
2	1041.64	817.82		36	1537.14	838.78	
3	1049.54	818.02		37	1554.82	839.61	
4	1058.03	818.20		38	1572.55	840.45	
5	1066.93	818.38		39	1590.31	841.26	
6	1076.61	818.59		40	1608.14	841.99	
7	1087.03	818.85		41	1625.72	842.56	
8	1098.03	819.10		42	1643.15	843.13	
9	1109.59	819.35		43	1660.50	843.66	
10	1121.64	819.68		44	1677.76	844.05	
11	1134.32	820.04		45	1695.21	844.46	
12	1147.70	820.40		46	1712.64	844.73	
13	1161.49	820.83		47	1730.07	844.99	
14	1175.38	821.31		48	1747.44	845.12	
15	1189.65	821.82	PTV-02	49	1764.86	845.18	PTV-03
16	1204.33	822.37		50	1782.30	845.19	
17	1219.37	822.95		51	1799.85	845.17	
18	1234.75	823.56		52	1817.48	845.08	
19	1250.42	824.21		53	1835.10	844.84	
20	1266.36	824.94		54	1852.64	844.61	
21	1282.52	825.66		55	1870.19	844.32	
22	1298.85	826.43		56	1887.76	843.92	PCV-04
23	1315.29	827.25		57	1905.25	843.46	
24	1331.76	828.18		58	1922.59	843.01	PTV-04
25	1348.29	829.06		59	1939.72	842.63	
26	1364.89	829.95		60	1956.58	842.43	
27	1381.59	830.76		61	1973.15	842.28	
28	1398.39	831.60		62	1989.40	842.30	
29	1415.31	832.49		63	2005.22	842.38	
30	1432.35	833.40		64	2020.57	842.57	
31	1449.55	834.27		65	2035.38	842.82	
32	1466.86	835.14		66	2049.77	843.17	
33	1484.30	836.02		67	2063.77	843.58	
34	1501.85	836.97		68	2077.42	844.04	

Tabela A1. 49 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 2

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
69	2090.82	844.57		103	2534.70	855.55
70	2104.12	844.98		104	2545.18	855.77	
71	2117.27	845.49		105	2554.25	855.96	
72	2130.29	845.94		106	2562.66	856.14	
73	2143.53	846.45		107	2570.51	856.31	
74	2157.00	846.92		108	2578.00	856.47	
75	2170.56	847.46		109	2585.00	856.61	
76	2184.13	847.96		110	2591.26	856.74	
77	2197.63	848.46		111	2596.18	856.84	
78	2211.08	848.90		112	2599.86	856.91	
79	2224.44	849.34		113	2602.88	856.97	
80	2237.71	849.74		114	2602.89	856.97	
81	2250.87	850.13		115	2602.94	856.97	
82	2263.95	850.53		116	2603.01	856.97	
83	2276.84	850.88		117	2603.34	856.98	
84	2289.63	851.20		118	2604.17	857.00	
85	2302.64	851.52		119	2605.64	857.03	
86	2315.91	851.81		120	2607.71	857.08	
87	2329.33	852.06		121	2610.23	857.14	
88	2342.82	852.29		122	2612.96	857.20	
89	2356.39	852.55		123	2616.25	857.28	
90	2370.05	852.78		124	2619.84	857.36	
91	2383.82	852.87		125	2623.61	857.45	
92	2397.71	853.01		126	2627.59	857.56	
93	2411.51	853.22		127	2631.61	857.66	
94	2424.88	853.45	PTV-05	128	2635.65	857.76	
95	2437.77	853.64		129	2640.00	857.86	
96	2450.30	853.85		130	2645.03	857.98	
97	2462.79	854.07		131	2650.40	858.12	
98	2475.21	854.29		132	2657.06	858.27	
99	2487.54	854.56	PTV-06	133	2665.12	858.45	
100	2499.56	854.81		134	2674.20	858.66	
101	2511.46	855.06		135	2683.43	858.86	
102	2523.27	855.31		136	2693.44	859.09	

**Tabela A1. 50 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 3**

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
137	2704.24	859.33		171	3260.72	851.31	
138	2715.81	859.59		172	3277.64	850.51	
139	2728.16	859.88	PCV-07	173	3294.57	849.68	
140	2741.29	860.10		174	3311.54	848.83	
141	2754.88	860.30		175	3328.49	848.02	
142	2768.54	860.48		176	3345.46	847.14	
143	2782.78	860.66		177	3362.46	846.28	
144	2797.52	860.80		178	3379.48	845.42	
145	2812.65	860.93		179	3396.55	844.59	
146	2828.00	861.02		180	3413.64	843.71	
147	2843.59	861.12		181	3430.75	842.89	
148	2859.41	861.23		182	3447.86	842.04	
149	2875.48	861.21		183	3465.01	841.17	
150	2891.82	861.13		184	3482.19	840.33	
151	2908.45	861.04		185	3499.42	839.46	
152	2925.39	860.86		186	3516.71	838.60	
153	2942.58	860.64		187	3534.06	837.72	
154	2960.03	860.41		188	3551.45	836.87	
155	2977.72	860.14		189	3568.90	835.97	
156	2995.66	859.83		190	3586.20	835.08	
157	3013.82	859.49		191	3603.10	834.25	
158	3032.20	859.10		192	3619.62	833.39	
159	3050.74	858.66		193	3635.82	832.57	
160	3069.37	858.23		194	3651.86	831.79	
161	3087.75	857.75		195	3667.84	831.03	
162	3105.70	857.28		196	3683.84	830.24	
163	3123.42	856.76		197	3699.87	829.44	
164	3140.98	856.21		198	3715.94	828.63	
165	3158.38	855.61		199	3732.03	827.80	
166	3175.67	854.96		200	3748.14	826.98	
167	3192.82	854.33		201	3764.28	826.16	
168	3209.84	855.65		202	3780.45	825.36	
169	3226.83	852.90	PTV-07	203	3796.66	824.56	
170	3243.77	852.14		204	3812.83	823.79	

Tabela A1. 51 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5- Parte 4

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
205	3829.03	822.97	240	4382.34	795.48	
206	3845.21	822.16	241	4398.08	794.71	PCV-08
207	3861.41	821.33	242	4413.81	793.99	
208	3877.60	820.50	243	4429.47	793.41	
209	3893.80	819.69	244	4445.13	793.01	
210	3910.04	818.84	245	4460.80	792.61	PTV-08
211	3926.28	818.05	246	4476.45	792.19	
212	3942.51	817.26	247	4492.11	791.80	
213	3958.64	816.38	248	4507.71	791.40	
214	3974.73	815.58	249	4523.21	791.07	
215	3990.74	814.75	250	4538.58	790.67	
216	4006.50	813.94	251	4553.84	790.33	
217	4022.02	813.15	252	4569.00	789.95	
218	4037.52	812.43	253	4584.08	789.59	
219	4053.04	811.67	254	4599.22	789.21	
220	4068.58	810.91	255	4614.39	788.85	
221	4084.14	810.15	256	4629.63	788.47	
222	4099.71	809.40	257	4644.89	788.12	
223	4115.30	808.61	258	4660.20	796.76	
224	4130.92	807.77	259	4675.53	787.36	
225	4146.58	807.03	260	4690.91	787.00	
226	4162.22	806.27	261	4706.32	786.63	
227	4177.88	805.46	262	4721.76	786.28	
228	4193.54	804.71	263	4737.23	785.87	
229	4209.23	803.94	264	4752.74	785.51	
230	4224.93	803.15	265	4768.32	785.12	PCV-09
231	4240.61	802.39	266	4783.94	784.63	
232	4256.30	801.62	267	4799.63	784.21	
233	4272.03	800.80	268	4815.39	783.78	
234	4287.78	800.02	269	4831.19	783.33	
235	4303.52	799.24	270	4847.07	782.82	
236	4319.28	798.50	271	4862.97	782.32	
237	4335.05	797.70	272	4878.81	781.80	
238	4350.82	796.93	273	4894.56	781.33	
239	4366.58	796.20	274	4910.24	780.78	PTV-09

Tabela A1. 52 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 5

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
275	4925.85	780.25	310	5460.14	761.78
276	4941.37	779.68	311	5475.94	761.40
277	4956.83	779.16	312	5491.83	760.97
278	4972.24	778.59	313	5507.80	760.61
279	4987.55	778.05	314	5523.84	760.25
280	5002.79	777.50	315	5539.93	759.89
281	5017.96	776.95	316	5556.09	759.60
282	5033.05	776.41	317	5572.26	759.26
283	5048.12	775.87	318	5588.48	758.98
284	5063.16	775.32	319	5604.75	758.71
285	5078.11	774.79	320	5621.06	758.46
286	5093.01	774.25	321	5637.41	758.19
287	5107.84	773.70	322	5653.75	757.94
288	5122.62	773.18	323	5670.09	757.73
289	5137.37	772.65	324	5686.36	757.55
290	5152.18	772.14	325	5702.45	757.36
291	5167.06	771.61	326	5718.30	757.19
292	5182.03	771.06	327	5733.89	757.13
293	5197.09	770.53	328	5749.28	757.06
294	5212.25	770.00	329	5764.65	756.99
295	5227.54	769.41	330	5780.15	756.92
296	5242.92	768.87	331	5795.77	756.85
297	5258.41	768.30	332	5811.50	756.77
298	5273.99	767.74	333	5827.32	756.69
299	5289.60	767.15	334	5843.32	756.61
300	5305.21	766.60	335	5859.52	756.52
301	5320.78	766.04	336	5875.83	756.43
302	5336.31	765.51	337	5892.33	756.34
303	5351.78	764.99	338	5908.92	756.25
304	5367.20	764.49	339	5925.58	756.16
305	5382.60	764.02	340	5942.29	756.08
306	5398.03	763.51	341	5959.00	756.00
307	5413.46	763.07	342	5975.67	755.92
308	5428.92	762.64	343	5992.31	755.85
309	5444.46	762.20	344	6008.98	755.78

Tabela A1. 53 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 6

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
345	6025.61	755.69		380	6619.13	755.82	
346	6042.25	755.62		381	6635.63	755.88	
347	6058.89	755.54		382	6652.11	756.00	
348	6075.51	755.47		383	6668.61	756.11	
349	6092.10	755.39		384	6685.08	756.25	
350	6108.67	755.35		385	6701.54	756.40	
351	6125.22	755.29		386	6717.99	756.52	
352	6141.74	755.22		387	6734.43	756.62	
353	6158.27	755.14		388	6750.86	756.77	
354	6174.80	755.04		389	6767.29	756.86	
355	6191.43	754.97		390	6783.74	756.97	
356	6208.15	754.94		391	6800.17	757.08	
357	6224.94	754.91		392	6816.60	757.19	
358	6241.91	754.87		393	6833.01	757.30	
359	6259.03	754.77		394	6849.48	757.41	
360	6276.34	754.70		395	6865.95	757.52	
361	6293.79	754.62	PCV-11	396	6882.47	757.63	
362	6311.37	754.56		397	6898.99	757.74	
363	6329.05	754.53		398	6915.50	757.85	
364	6346.71	754.52		399	6932.00	757.95	
365	6364.28	754.50		400	6948.53	758.06	
366	6381.80	754.47		401	6965.05	758.17	
367	6399.28	754.58		402	6981.51	758.28	
368	6416.65	754.59		403	6997.95	758.39	
369	6433.97	754.68	PTV-11	404	7014.33	758.50	
370	6451.19	754.72		405	7030.61	758.61	PCV-12
371	6468.35	754.79		406	7046.82	758.80	
372	6485.41	754.91		407	7062.99	758.93	
373	6502.39	755.02		408	7079.14	759.04	
374	6519.30	755.14		409	7095.32	759.25	
375	6536.13	755.23		410	7111.47	759.50	
376	6552.88	755.35		411	7127.57	759.88	
377	6569.53	755.48		412	7143.58	760.29	PTV-12
378	6586.12	755.58		413	7159.58	760.77	
379	6602.65	755.68		414	7175.59	761.29	

Tabela A1. 54 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 7

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
415	7191.59	761.78		450	7777.46	771.16	
416	7207.59	762.27		451	7793.31	771.67	
417	7223.57	762.80		452	7809.16	772.17	
418	7239.52	763.29		453	7825.00	772.73	
419	7255.45	763.80	PCV-13	454	7840.74	773.33	PTV-14
420	7271.38	764.19		455	7856.34	773.89	
421	7287.36	764.55		456	7871.79	774.52	
422	7303.37	764.86		457	7887.05	775.18	
423	7319.44	765.07	PTV-13	458	7902.13	775.82	
424	7335.63	765.27		459	7917.05	776.47	
425	7351.96	765.37		460	7931.76	777.13	
426	7368.41	765.51		461	7946.32	777.83	
427	7385.00	765.65		462	7960.76	778.48	
428	7401.74	765.75		463	7975.07	779.11	
429	7418.61	765.82		464	7989.33	779.75	
430	7435.63	765.93		465	8003.52	780.35	
431	7452.79	766.04		466	8017.71	781.02	
432	7470.07	766.07		467	8031.90	781.68	
433	7487.41	766.25		468	8046.15	782.28	
434	7504.88	766.37		469	8060.48	782.89	
435	7522.48	766.44		470	8074.85	783.51	
436	7540.17	766.58		471	8089.19	784.18	
437	7557.95	766.70	PCV-14	472	8103.54	784.88	
438	7575.77	766.90		473	8117.90	785.53	PCV-15
439	7593.62	767.14		474	8132.30	786.12	
440	7611.49	767.34		475	8146.70	786.67	
441	7629.33	767.63		476	8161.13	787.14	
442	7647.14	767.96		477	8175.67	787.53	
443	7664.75	768.29		478	8190.35	787.93	
444	7681.75	768.64		479	8205.23	788.20	
445	7698.18	769.01		480	8220.31	788.36	
446	7714.20	769.35		481	8235.64	788.50	
447	7730.02	769.80		482	8251.22	788.54	
448	7745.81	770.22		483	8266.99	788.49	
449	7761.62	770.69		484	8282.91	788.44	PTV-15

Tabela A1. 55 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 8

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)
485	8298.95	788.38	520	8867.01	785.69
486	8315.09	788.33	521	8882.26	785.63
487	8331.32	788.24	522	8897.44	785.51
488	8347.66	788.17	523	8912.57	785.45
489	8364.04	788.09	524	8927.65	785.41
490	8380.43	788.02	525	8942.70	785.35
491	8396.83	787.98	526	8957.76	785.27
492	8413.23	787.84	527	8972.83	785.18
493	8429.68	787.78	528	8987.96	785.10
494	8446.12	787.68	529	9003.19	785.03
495	8462.57	787.67	530	9018.50	784.95
496	8479.03	787.57	531	9033.88	784.86
497	8495.48	787.48	532	9049.34	784.74
498	8511.95	787.42	533	9064.89	784.65
499	8528.45	787.32	534	9080.46	784.57
500	8544.93	787.20	535	9096.05	784.51
501	8561.44	787.11	536	9111.67	784.42
502	8577.88	787.02	537	9127.32	784.35
503	8594.33	786.98	538	9142.99	784.28
504	8610.76	786.90	539	9158.63	784.21
505	8627.17	786.81	540	9174.21	784.13
506	8643.55	786.71	541	9189.76	784.06
507	8659.93	786.68	542	9205.26	783.95
508	8676.27	786.59	543	9220.74	783.87
509	8692.62	786.53	544	9236.19	783.83
510	8708.93	786.45	545	9251.65	783.74
511	8725.23	786.41	546	9267.10	783.67
512	8741.51	786.30	547	9282.52	783.62
513	8757.70	786.22	548	9297.94	783.58
514	8773.75	786.17	549	9313.29	783.51
515	8789.63	786.09	550	9328.57	783.49
516	8805.36	786.02	551	9343.76	783.50
517	8820.92	785.97	552	9358.85	783.54
518	8836.36	785.89	553	9373.82	783.69
519	8851.72	785.79	554	9388.68	783.86

PCV-16

Tabela A1. 56 - Cotas, posição de estações e pontos notáveis de curvas verticais
GPS, Processo Cinemático 5 - Parte 9

Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)		Estação	Distância à interseção via Washington Luiz (m)	Cotas (m)	
555	9403.60	784.11		591	9912.69	807.5	
556	9418.66	784.41		592	9927.42	808.22	
557	9433.78	784.72		593	9942.30	808.98	
558	9448.92	785.12		594	9957.24	809.78	
559	9464.03	785.63		595	9972.28	810.49	
560	9479.08	786.22		596	9987.51	811.11	
561	9494.03	786.81		597	10002.89	811.77	PCV-17
562	9508.87	787.46		598	10018.32	812.33	
563	9523.58	788.14	PTV-16	599	10033.70	812.70	
564	9538.15	788.85		600	10048.85	813.15	
565	9552.58	789.58		601	10063.49	813.50	
566	9566.87	790.29		602	10077.50	813.79	
567	9581.00	791.01		603	10090.91	813.96	
568	9595.01	791.70		604	10103.70	813.99	
569	9608.87	792.37		605	10115.76	814.08	
570	9622.65	793.04		606	10126.99	814.11	
571	9636.32	793.71		607	10137.28	814.10	
572	9649.88	794.38		608	10146.62	814.09	
573	9663.28	795.05		609	10154.99	814.02	
574	9676.35	795.70		610	10162.41	813.97	
575	9689.88	796.39		611	10169.04	813.84	
576	9703.68	797.04		612	10175.36	813.65	
577	9717.56	797.73		613	10181.13	813.51	
578	9731.46	798.43		614	10186.40	813.45	
579	9745.34	799.15		615	10191.27	813.46	
580	9759.16	799.84		616	10195.80	813.51	
581	9772.97	800.54		617	10200.05	813.44	
582	9786.74	801.16		618	10204.23	813.29	
583	9800.52	801.86		619	10208.17	813.10	
584	9814.30	802.54		620	10211.81	813.06	
585	9828.06	803.29		621	10215.01	813.02	
586	9841.84	804.00		622	10217.52	813.04	
587	9855.65	804.69		623	10219.28	813.07	
588	9869.62	805.35		624	10220.21	813.11	
589	9883.78	806.04		625	10220.40	813.10	PTV-17
590	9898.14	806.77					

Anexo II - Resíduos durante análise de regressão sobre dados de rampas

O presente anexo contém um conjunto de gráficos para resumo dos valores de resíduos obtidos durante estudos de análise de regressão sobre os dados obtidos nos levantamentos efetuados para execução do trabalho “GPS e perfil vertical de rodovias”.

A2 - 1 - Topografia - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 1 até a Figura A2 14 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento topográfico.

Figura A2 1 - Resíduos durante o ajuste da rampa 1-2 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 2 - Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 3 - Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Topografia **Figura A2 4 - Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Topografia** **Figura A2 5 - Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Topografia** **Figura A2 6 - Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Topografia**

Figura A2 7 - Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 8 - Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 9 - Resíduos durante o ajuste da rampa 11-12 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 10 - Resíduos durante o ajuste da rampa 12-13 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 11 - Resíduos durante o ajuste da rampa 13-14 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 12 - Resíduos durante o ajuste da rampa 14-15 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 13 - Resíduos durante o ajuste da rampa 15-16 por análise de regressão - Topografia

Figura A2 14 - Resíduos durante o ajuste da rampa 16-17 por análise de regressão - Topografia

A2 - 2 - Stop and Go - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 15 até a Figura A2 23 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento "Stop and Go".

Figura A2 15.-Resíduos durante o ajuste da rampa 0-1 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 16.-Resíduos durante o ajuste da rampa 1-2 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 17.-Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 18.-Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 19.-Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 20.-Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 21.-Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 22.-Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Stop and Go

Figura A2 23.-Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Stop and Go

A2 - 3 - Cinemático 1 - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 24 até a Figura A2 36 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento "Cinemático 1".

Figura A2 24 - Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 25 - Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Cinemático 1 **Figura A2 26 - Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Cinemático 1** **Figura A2 27 - Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Cinemático 1** **Figura A2 28 - Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Cinemático 1**

Figura A2 29 - Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 30 - Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 31 - Resíduos durante o ajuste da rampa 11-12 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 32 - Resíduos durante o ajuste da rampa 12-13 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 33 - Resíduos durante o ajuste da rampa 13-14 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 34 - Resíduos durante o ajuste da rampa 14-15 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 35 - Resíduos durante o ajuste da rampa 15-16 por análise de regressão - Cinemático 1

Figura A2 36 - Resíduos durante o ajuste da rampa 16-17 por análise de regressão - Cinemático 1

A2 - 4 - Cinemático 2 - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 37 até a Figura A2 49 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento "Cinemático 2".

Figura A2 37 - Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 38 - Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 39 - Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 40 - Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 41 - Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 42 - Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 43 - Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 44 - Resíduos durante o ajuste da rampa 11-12 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 45 - Resíduos durante o ajuste da rampa 12-13 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 46 - Resíduos durante o ajuste da rampa 13-14 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 47 - Resíduos durante o ajuste da rampa 14-15 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 48 - Resíduos durante o ajuste da rampa 15-16 por análise de regressão - Cinemático 2

Figura A2 49 - Resíduos durante o ajuste da rampa 16-17 por análise de regressão - Cinemático 2

A2 - 5 - Cinemático 3 - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 50 até a Figura A2 62 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento "Cinemático 3".

Figura A2 50. - Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 51. - Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 52. - Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 53. - Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 54. - Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 55. - Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 56. - Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 57. - Resíduos durante o ajuste da rampa 11-12 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 58. - Resíduos durante o ajuste da rampa 12-13 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 59. - Resíduos durante o ajuste da rampa 13-14 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 60. - Resíduos durante o ajuste da rampa 14-15 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 61. - Resíduos durante o ajuste da rampa 15-16 por análise de regressão - Cinemático 3

Figura A2 62. - Resíduos durante o ajuste da rampa 16-17 por análise de regressão - Cinemático 3

A2 - 6 - Cinemático 4 - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 63 até a Figura A2 75 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento “Cinemático 3”.

Figura A2 63. - Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 64. - Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 65. - Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 66. - Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 67. - Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 68. - Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 69. - Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 70. - Resíduos durante o ajuste da rampa 11-12 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 71. - Resíduos durante o ajuste da rampa 12-13 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 72. - Resíduos durante o ajuste da rampa 13-14 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 73. - Resíduos durante o ajuste da rampa 14-15 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 74. - Resíduos durante o ajuste da rampa 15-16 por análise de regressão - Cinemático 4

Figura A2 75. - Resíduos durante o ajuste da rampa 16-17 por análise de regressão - Cinemático 4

A2 - 7 - Cinemático 5 - Resíduos durante análise de regressão

A Figura A2 76 até a Figura A2 88 resumem os valores de resíduos obtidos durante o ajuste de expressões para representar as rampas escolhidas a partir dos dados obtidos durante o levantamento "Cinemático 3".

Figura A2 76. - Resíduos durante o ajuste da rampa 2-3 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 77. - Resíduos durante o ajuste da rampa 4-5 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 78. - Resíduos durante o ajuste da rampa 6-7 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 79. - Resíduos durante o ajuste da rampa 7-8 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 80. - Resíduos durante o ajuste da rampa 8-9 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 81. - Resíduos durante o ajuste da rampa 9-10 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 82. - Resíduos durante o ajuste da rampa 10-11 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 83. -Resíduos durante o ajuste da rampa 11-12 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 84. - Resíduos durante o ajuste da rampa 12-13 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 85. - Resíduos durante o ajuste da rampa 13-14 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 86. - Resíduos durante o ajuste da rampa 14-15 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 87. - Resíduos durante o ajuste da rampa 15-16 por análise de regressão - Cinemático 5

Figura A2 88. - Resíduos durante o ajuste da rampa 16-17 por análise de regressão - Cinemático 5

Sumário do Anexo II

<i>A2 - 1 - Topografia - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 1</i>
<i>A2 - 2 - Stop and Go - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 5</i>
<i>A2 - 3 - Cinemático 1 - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 7</i>
<i>A2 - 4 - Cinemático 2 - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 11</i>
<i>A2 - 5 - Cinemático 3 - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 14</i>
<i>A2 - 6 - Cinemático 4 - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 18</i>
<i>A2 - 7 - Cinemático 5 - Resíduos durante análise de regressão.....</i>	<i>A2 21</i>

Índice de tabelas do Anexo II

<i>Figura A2 1 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>1-2 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 1</i>
<i>Figura A2 2 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>2-3 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 1</i>
<i>Figura A2 3 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>4-5 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 2</i>
<i>Figura A2 4 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>6-7 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 2</i>
<i>Figura A2 5 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>7-8 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 2</i>
<i>Figura A2 6 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>8-9 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 2</i>
<i>Figura A2 7 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>9-10 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 3</i>
<i>Figura A2 8 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>10-11 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 3</i>
<i>Figura A2 9 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>11-12 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 3</i>
<i>Figura A2 10 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>12-13 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 3</i>
<i>Figura A2 11 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>13-14 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 4</i>
<i>Figura A2 12 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>14-15 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 4</i>
<i>Figura A2 13 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>15-16 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 4</i>
<i>Figura A2 14 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>16-17 por análise de regressão - Topografia</i>	<i>A2 4</i>
<i>Figura A2 15.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>0-1 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 5</i>
<i>Figura A2 16.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>1-2 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 5</i>
<i>Figura A2 17.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>2-3 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 5</i>
<i>Figura A2 18.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>4-5 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 6</i>
<i>Figura A2 19.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>6-7 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 6</i>
<i>Figura A2 20.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>7-8 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 6</i>
<i>Figura A2 21.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>8-9 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 6</i>
<i>Figura A2 22.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>9-10 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 7</i>
<i>Figura A2 23.-Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>10-11 por análise de regressão - Stop and Go</i>	<i>A2 7</i>
<i>Figura A2 24 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>2-3 por análise de regressão - Cinemático 1....</i>	<i>A2 7</i>
<i>Figura A2 25 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>4-5 por análise de regressão - Cinemático 1....</i>	<i>A2 8</i>
<i>Figura A2 26 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>6-7 por análise de regressão - Cinemático 1....</i>	<i>A2 8</i>
<i>Figura A2 27 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>7-8 por análise de regressão - Cinemático 1....</i>	<i>A2 8</i>
<i>Figura A2 28 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>8-9 por análise de regressão - Cinemático 1....</i>	<i>A2 8</i>
<i>Figura A2 29 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>9-10 por análise de regressão - Cinemático 1....</i>	<i>A2 9</i>
<i>Figura A2 30 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>10-11 por análise de regressão - Cinemático 1...</i>	<i>A2 9</i>
<i>Figura A2 31 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>11-12 por análise de regressão - Cinemático 1...</i>	<i>A2 9</i>
<i>Figura A2 32 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>12-13 por análise de regressão - Cinemático 1...</i>	<i>A2 9</i>
<i>Figura A2 33 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>13-14 por análise de regressão - Cinemático 1. A2 10</i>	
<i>Figura A2 34 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>14-15 por análise de regressão - Cinemático 1. A2 10</i>	
<i>Figura A2 35 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>15-16 por análise de regressão - Cinemático 1. A2 10</i>	
<i>Figura A2 36 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>16-17 por análise de regressão - Cinemático 1. A2 10</i>	
<i>Figura A2 37 - Resíduos durante o ajuste da rampa</i>	<i>2-3 por análise de regressão - Cinemático 2.....</i>	<i>A2 11</i>

- [illegible]