

# HANDBOK



Det som är aktuellt i denna skrift finns med i den nya handledningen – HMK-Geodesi: GNSS-baserad detaljmätning 2015. Observera även aktualitetsbeskrivningen i början av dokumentet.

## Geodesi, GPS

En handbok utgiven av Lantmäteriverket©

Andra utgåvan

Gävle 1996

Grafisk utformning, bilder, Muriel Bjureberg, LMV  
Layout omslag, Mona Olsson och Muriel Bjureberg, LMV

Copyright©

Lantmäteriverket, Gävle 1993, 1996

Medgivande behövs för varje form av mångfaldigande.

Tryckning

Trycksam AB, Gävle 1996

Andra utgåvan, första tryckningen

Totalt utgiven i 6000 exemplar.

Distribution och försäljning, Lantmäteriverket, Gävle  
Telefon 026-63 30 00.

ISBN 91-7774-061-0

# FÖRORD

## Allmänt

### Bakgrund

Tekniska förklaringar och anvisningar (TFA)<sup>1</sup> till Mätning- kungörelsen (MK)<sup>2</sup> kom ut i mitten på 1970-talet.

Teknikutvecklingen har sedan dess gått mycket snabbt och nya teknik- och tillämpningsområden har tillkommit. Detta innebär att TFA till stora delar blivit föråldrad.

Lantmäteriverket har utarbetat en ersättning till TFA i form av en dokumentserie i mät- och kartfrågor. Mätningkungörelsen utgör den författningsmässiga grunden för dokumentserien.

### Syfte

I dokumentserien beskrivs den fackmannamässiga hanteringen av mätning- och karttekniska frågor samt därmed sammanhängande ADB-frågor. Dokumentserien innehåller teknikbeskrivningar samt råd och rekommendationer beträffande planering och genomförande, som innebär att nyttjarnas funktionella och kvalitetsmässiga behov kan tillgodoses.

Tanken är att dokumenten också skall kunna ligga till grund för organisations- och myndighetsspecifika regelverk samt för upphandling av tjänster och produkter inom de ämnesområden som behandlas i dokumentserien.

### Dokumentseriens utformning

Dokumentserien behandlar teknikområdena geodesi, fotogrammetri, digitalisering, databaser och kartografi samt juridik.

Dokumentens benämning är "Handbok till Mätningkungörelsen" (HMK).

Varje ämnesområde behandlas i en eller flera skrifter med namnen HMK–Geodesi, HMK–Fotogrammetri osv.

Det tas också fram bransch- och sektorsinriktade dokument, som tar upp branschspecifika produktdefinitioner och produktkrav samt återoppar tillämpliga råd och rekommendationer i

---

<sup>1</sup> TFA = LMVs meddelande 1976:1

<sup>2</sup> MK = SFS 1974:339 med ändringar

respektive ämnesdokument. Dessa dokument utarbetas av företrädare för den sektor informationen riktar sig till. Dokumenten benämns "Handbok för bygg/anläggning" etc.

Lantmäteriverket är huvudman för handböckerna till Mätningsskugörelsen och för vissa bransch- och produktinriktade dokument.

Handböckerna till Mätningsskugörelsen har följande benämningar (dokumentens beteckning anges inom parentes):

HMK–Geodesi, Stommätning (HMK–Ge:S)

HMK–Geodesi, Detaljmätning (HMK–Ge:D)

HMK–Geodesi, Markering (HMK–Ge:M)

HMK–Geodesi, GPS (HMK–Ge:GPS)

HMK–Fotogrammetri (HMK–Fo)

HMK–Digitalisering (HMK–Di)

HMK–Databaser (HMK–Da)

HMK–Kartografi (HMK–Ka)

HMK–Juridik (HMK–Ju)

### Status

I dokumentens text har

- föreskrift med direkt stöd i författning
- rekommendationer för detaljutförandet av enskilda moment markerats i avvikande manér.

Författning är den samlande benämningen på lagar, förordningar och andra föreskrifter, t.ex. myndighetsföreskrifter. Krav med sådant stöd är naturligtvis bindande.

Rekommendationer för detaljutförandet är inte bindande utan anger endast lämpliga förfaringsätt för att uppfylla ställda krav och användarnas behov.

Vid utformning av rekommendationerna har termen "bör" använts. Formulering med "skall", eller liknande förstärkningar, tillämpas endast i samband med regelrätta krav och vid återgivande av faktiska förhållanden (tekniska eller andra) i råd och rekommendationer.

Dokumentens ursprungliga status kan förstärkas i de fall de utnyttjas för utarbetande av interna regelverk och vid hänvisning i upphandlingsavtal.

## Hänvisning

Vid hänvisning till uppgift eller rekommendation i HMK används avsnittsnummer eller klartextåtergivning. Högre rubriknivåer innefattar lägre nivåer under samma avsnitt, men ej omvänt. Endast avsteg från denna huvudprincip behöver anges.

Fullständiga avsnittshänvisningar till huvudtext eller bilaga görs enligt följande exempel:

HMK–Da.4	(HMK–Da, avsnitt 4)
HMK–Ge:S.5.2.1	(HMK–Ge:S, underavsnitt 5.2.1)
HMK–Ge:D.A.3	(HMK–Ge:D, bilaga A, underavsnitt 3)
HMK–Fo.B	(HMK–Fo, bilaga B)

## HMK–Geodesi, GPS

### Innehåll

Detta dokument behandlar geodetisk mätning med GPS-teknik, ett område som är långt ifrån färdigutvecklat. GPS-systemet befinner sig fortfarande i ett försöks- och uppbyggnadsskede då dokumentet skrivs.

Tyngdpunkten ligger på stommätning med statisk GPS, innefattande nätutformning, mätning, beräkning och dokumentation. Övriga tillämpningar och mätmetoder beskrivs endast summariskt. Vissa grundläggande beskrivningar och tankegångar är dock gemensamma.

### Dokumentstruktur

Efter en introduktion följer dokumentets huvudtext. I denna ingår en teknikbeskrivning och där redovisas samtliga krav och rekommendationer, i vissa fall genom hänvisning till felgränser m.m. i bilagor. Övriga bilagor innehåller detaljer om bl.a. beräkningsformler och protokoll.

### Avgränsning mot andra HMK-dokument

Dokumentet har en stark koppling till HMK-Ge:S. Avsnitt 2 och 3, vilka behandlar geodetiska system respektive stommät, är i stort sett identiska i de båda dokumenten.

Vidare finns kopplingar och hänvisningar till HMK-Ge:M och HMK:Da vad gäller markering respektive lagring av stompunkts-data.

### Utarbetande av dokumentet

HMK-Ge:GPS har utarbetats av en projektgrupp bestående av följande personer

Lotti Jivall                      LMV

Clas-Göran Persson        LMV

som till sin hjälp har haft övrig personal på de geodetiska enheterna vid Lantmäteriverket.

Dokumentet har i utkastform varit föremål för två ordinarie remissbehandlingsomgångar: en begränsad s.k. fackkområdesremiss juli-augusti 1992 och en slutremiss februari-mars 1993. Dessutom har en mycket begränsad extra remiss genomförts i september 1993 till Lars Engberg, Stockholms stadsbyggnadskontor och Lars Jakobsson, Sjöfartsverket. Remissomgångarna har föranlett ett antal justeringar i den slutliga texten.

### Andra utgåvan

Inför den andra utgåvan har en mindre uppdatering gjorts. Denna utgåva skiljer sig från den ursprungliga på följande punkter:

- tryckfel har rättats till,
- introduktionen till GPS har uppdaterats bl.a. med avseende på att satellitsystemet nu är operationellt både för civilt och militärt bruk,
- nya referenssystem har introducerats. Satellitsystemets referenssystem har fått nya förbättrade koordinater (WGS 84 (G 730)) och i Sverige ersätter SWEREF 93 referenssystemet WGS 84 (SCANDOC). Transformationssambandet WGS 84 (SCANDOC) – RT 90, RH 70 har bytts ut mot SWEREF 93 – RR 92,
- bilaga E om fasta referensstationer har uppdaterats.

Innehållsmässigt grundar sig även denna utgåva på erfarenheter fram till 1993 men med komplettering av ovan nämnda delar. Som exempel kan nämnas att detaljmätning med GPS, som börjat komma igång på allvar 1995, inte behandlas mer utförligt än tidigare.



## HMK-Ge: GPS

HMK-Ge:GPS behandlar huvudsakligen stommätning med GPS. Beskrivningar och råd för detta är i stort sett giltiga. Det som är föråldrat för denna tillämpning är framförallt det som rör aktuella referenssystem och tillhörande transformationer samt att sessionsindelningen är mindre strikt i dagens programvaror än det som beskrivs i handboken. Behovet av stomnät och i synnerhet hierarkiska stomnät (anslutningsnät och bruksnät) kan ifrågasättas då GNSS-mätning i många fall kan göras direkt mot SWEPOS.

De GPS-tekniker som används mest idag, d.v.s. RTK och i synnerhet nätverks-RTK, fanns inte vid tiden när HMK-Ge: GPS ursprungligen gavs ut, och finns därmed inte med i handboken. Själva systemet GPS ser också ganska så annorlunda ut idag och dessutom finns det ytterligare ett satellitsystem att mäta mot nu (Glonass).

### Läsanvisningar kapitel för kapitel

1. De grundläggande begreppen och terminologin är giltiga, men beskrivningen av satellitsystemet är föråldrad. Läsaren hänvisas till LMV-rapport 2007:11 "Introduktion till GNSS".
2. Den grundläggande beskrivningen och råden är giltiga om SWEREF 93 byts mot SWEREF 99. De nya systemen SWEREF 99, inklusive projektionszoner, och RH 2000 saknas liksom uppdaterade varianter av ITRF, WGS 84 och EUREF 89/ETRS 89. Läsaren hänvisas till Infoblad n:o 1-3.
3. Giltigt, men genom avvecklingen av Mätningkungörelsen så blir hänvisningar till den ogiltiga.
4. Giltigt då det fortfarande är aktuellt att anlägga anslutnings- och bruksnät. De planeringsmodeller som beskrivs ger bra utformade och kontrollerbara nät, men är inte direkt rationellt hanterbara vid samtidig mätning med många mottagare (fler än ca 6 stycken).
5. Giltigt med följande tillägg; antennerna orienteras mot norr och hänvisningen till Mätningkungörelsen tas bort.

6. Avsnittet innehåller en hel som är användbart vad gäller beskrivningen av olika beräkningsmetoder, stegvis kvalitetskontroll och konkreta råd, men följande avsnitt är föråldrade:
  - Beräkning av initialkoordinater i ett globalt system är vanligen ej nödvändig eftersom det oftast finns utgångspunkter med SWEREF 99-koordinater.
  - I dagens programvaror är sessionsindelningen inte lika strikt som tidigare, varför kontrollen inom och mellan sessioner inte blir helt relevant. Det kan vara lämpligt att utföra motsvarande kontroller dagvis istället.
  - Beskrivningarna förutsätter anslutning till RT 90, regionsystem eller liknande, idag är oftast anslutning till SWEREF 99 aktuellt istället.
  - Vid höjdbestämmning med GPS rekommenderas idag att alltid använda aktuell geiodmodell.
  - Beskrivningen av banddata är föråldrad även om slutsatsen att utsända banddata kan användas för baslinjer upp till några tiotal km fortfarande är giltig.
  - Rekommendationer om användning av modeller för antennernas fascentrum saknas.
7. Giltigt.
8. Föråldrad beskrivning. Beskrivning av andra mätmetoder finns i LMV-rapport 2007:11 "Introduktion till GNSS".

#### Bilagor

- A Giltig, men vid kontroll av slutningsfel i slingor bestående av delvis beroende baslinjer (p.g.a. mindre strikt sessionsuppdelning i beräkningen) bör felgränserna skärpas.
- B Beskriver gamla delvis föråldrade system och saknar information om de nya.
- C C1, C2 och C4 är giltiga och användbara. C3 och därmed även C5 skall ej användas.
- D Giltig, bortsett från att första sidan skall bort (tryckfel).
- E Föråldrad.



# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

<b>FÖRORD</b> .....	<b>i</b>
<b>1</b> <b>INTRODUKTION</b> .....	<b>3</b>
<b>1.1</b> <b>Allmänt</b> .....	<b>3</b>
<b>1.2</b> <b>Terminologi</b> .....	<b>4</b>
1.2.1    Standard för GPS-terminologi .....	4
1.2.2    Baslinjer och sessioner .....	5
<b>1.3</b> <b>GPS-tekniken</b> .....	<b>5</b>
1.3.1    Satellitsystemet .....	5
1.3.2    Satellitsystemets tillgänglighet .....	6
1.3.3    Navigering och positionsbestämning med GPS .....	7
1.3.4    Kod- och bärvågsmätning .....	8
1.3.5    Absolut och relativ mätning .....	11
1.3.6    Geodetisk mätning med GPS-teknik .....	12
<b>2</b> <b>GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER</b> .....	<b>15</b>
<b>2.1</b> <b>Referenssystem</b> .....	<b>15</b>
2.1.1    Geodetiskt datum .....	16
2.1.2    Lägesangivelse .....	17
2.1.3    Referenssystem för GPS .....	17
2.1.4    Rikets referenssystem .....	19
<b>2.2</b> <b>Koordinatsystem</b> .....	<b>19</b>
2.2.1    Kartprojektion .....	19
2.2.2    Projektionssystem .....	20
2.2.3    Koordinater i plan .....	21
2.2.4    Rikstäckande koordinatsystem .....	21
2.2.5    Koordinatvärden .....	21
<b>2.3</b> <b>Höjdsystem</b> .....	<b>22</b>
2.3.1    Höjdbegrepp .....	22
2.3.2    Rikstäckande höjdsystem .....	22
2.3.3    Höjdvärden .....	23
<b>3</b> <b>STOMNÄT</b> .....	<b>25</b>
<b>3.1</b> <b>Anslutning</b> .....	<b>25</b>
3.1.1    Nyberäkning .....	26
3.1.2    Inpassning .....	26
3.1.3    Approximativ anslutning .....	27

3.2	<b>Näthierarki</b> .....	28
3.2.1	Anslutningsnät i plan.....	28
3.2.2	Anslutningsnät i höjd .....	28
3.2.3	Bruksnät .....	29
4	<b>FÖRBEREDELSE AV STOMNÄTSPROJEKT</b> .....	31
4.1	<b>Planering</b> .....	31
4.1.1	Allmänt .....	31
4.1.2	Val av mätteknik .....	32
4.2	<b>Nätutformning</b> .....	34
4.2.1	Nätuppbyggnad .....	34
4.3	<b>Rekognosering</b> .....	39
4.4	<b>Satellitäckning</b> .....	41
4.4.1	Krav på satellitkonfigurationen .....	41
4.4.2	Sessionsindelning .....	43
4.5	<b>Yttäckande nät</b> .....	44
4.5.1	Triviala och icke-triviala baslinjer .....	45
4.5.2	Mätstrategi med minst tre mottagare .....	46
4.5.3	Formelsamband .....	47
4.5.4	Grafisk redovisning .....	48
4.5.5	Mätstrategi med två mottagare .....	50
4.5.6	Praktiskt tillämpning .....	52
4.6	<b>Linjeformade nät</b> .....	56
4.7	<b>Utvärdering av planeringsförslag</b> .....	57
5	<b>MÄTNING OCH INSTRUMENTVÅRD</b> .....	61
5.1	<b>MÄTNING</b> .....	61
5.1.1	Mätning med GPS-mottagare .....	61
5.1.2	Centrering och centreringsmätning.....	61
5.1.3	Atmosfärskorrekktioner .....	62
5.1.4	Kontrollmätning med EDM-instrument .....	63
5.1.5	Dokumentation av mätningen .....	64
5.2	<b>Vård och kontroll av utrustning</b> .....	64
5.2.1	GPS-mottagare .....	64
5.2.2	Längd- och vinkelmätningssinstrument .....	65
5.2.3	Meteorologiska instrument .....	66
5.2.4	Övrig utrustning .....	67
5.3	<b>Ansvarsfrågor vid lån eller förhyrning</b> .....	68

<b>6</b>	<b>BERÄKNING, FELSÖKNING OCH UTVÄRDERING</b>	<b>69</b>
6.1	<b>Initialkoordinater</b>	<b>71</b>
6.2	<b>Utjämnning av GPS-observationer</b>	<b>73</b>
6.2.1	Allmänt	73
6.2.2	Bandata	74
6.2.3	Utjämningsmodell	74
6.2.4	Baslinjeprogram och multistationsprogram	76
6.3	<b>Kontroller inom och mellan sessioner</b>	<b>77</b>
6.3.1	Baslinjer från baslinjeprogram	77
6.3.2	Baslinjer från multistationsprogram	77
6.3.3	Transformation av koordinatdifferenser	77
6.3.4	Felgränser	78
6.4	<b>Nätutjämnning</b>	<b>78</b>
6.4.1	Allmänt	78
6.4.2	Korrelation och viktsättning	79
6.4.3	Utvärdering	80
6.5	<b>Anslutning till koordinatsystem i plan</b>	<b>82</b>
6.5.1	Helmertinpassning	83
6.5.2	Utjämnning med fasta punkter	84
6.6	<b>Anslutning till höjdsystem</b>	<b>85</b>
6.6.1	Tredimensionell Helmertinpassning	86
6.6.2	Matematisk anpassning av en yta	87
6.6.3	Utjämnning med fasta punkter	89
<b>7</b>	<b>REDOVISNING OCH DOKUMENTATION</b>	<b>91</b>
7.1	<b>Redovisning av stornätsprojekt</b>	<b>91</b>
7.2	<b>Arkivering</b>	<b>92</b>
7.2.1	Nätkartor	92
7.2.2	Punktbeskrivningar	92
7.2.3	Lagring i databas	93
7.3	<b>Markering</b>	<b>93</b>
<b>8</b>	<b>ANDRA METODER OCH TILLÄMPNINGAR</b>	<b>97</b>
8.1	<b>Snabb statisk mätning</b>	<b>97</b>

8.2	Kinematisk bärvägsmätning.....	98
8.3	Bärvägsunderstödd kodmätning .....	98
8.4	Tillämpningar med lägre krav på tillförlitlighet och noggrannhet.....	99

**BILAGOR**

<b>A</b>	<b>FELGRÄNSER .....</b>	<b>103</b>
<b>A.1</b>	<b>Kontroller mellan sessioner .....</b>	<b>103</b>
A.1.1	Dubbelmätta baslinjer .....	103
A.1.2	Slutningsfel i slingor .....	104
<b>A.2</b>	<b>Nätutjämning .....</b>	<b>105</b>
<b>A.3</b>	<b>Kontrollmätning med EDM-instrument .....</b>	<b>105</b>
<b>B</b>	<b>GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER .....</b>	<b>107</b>
<b>B.1</b>	<b>Referenssystem .....</b>	<b>107</b>
B.1.1	Rikets referenssystem .....	107
B.1.2	Referenssystem för GPS .....	108
<b>B.2</b>	<b>Geoid .....</b>	<b>109</b>
<b>B.3</b>	<b>Projektionssystem .....</b>	<b>111</b>
B.3.1	Projektionszoner .....	111
<b>B.4</b>	<b>Koordinatvärden.....</b>	<b>113</b>
<b>C</b>	<b>KOORDINATTRANSFORMA-TIONER .....</b>	<b>115</b>
<b>C.1</b>	<b>Transformation mellan X, Y, Z och <math>\varphi</math>, <math>\lambda</math>, h .....</b>	<b>115</b>
<b>C.2</b>	<b>Gauss´ konforma projektion .....</b>	<b>116</b>
<b>C.3</b>	<b>Transformation mellan referenssystem för GPS och svenska referenssystem .....</b>	<b>121</b>
<b>C.4</b>	<b>Transformation av koordinatdifferenser .....</b>	<b>126</b>
<b>C.5</b>	<b>Testexempel .....</b>	<b>126</b>

<b>D</b>	<b>EXEMPEL PÅ PROTOKOLL OCH PUNKTBESKRIVNINGAR .....</b>	<b>129</b>
<b>D.1</b>	<b>Rekognoseringsprotokoll för GPS-mätning .....</b>	<b>130</b>
<b>D.2</b>	<b>Protokoll för GPS-mätning .....</b>	<b>132</b>
<b>D.3</b>	<b>Punktbeskrivning plan och höjd .....</b>	<b>133</b>
D.3.1	Riksnätspunkt i plan .....	134
D.3.2	Riksnätspunkt i höjd .....	135
D.3.3	Brukspunkt i plan (polygonpunkt) .....	136
D.3.4	Brukspunkt i höjd (höjdfix) .....	137
<b>E</b>	<b>FASTA REFERENSSTATIONER .....</b>	<b>139</b>
	<b>SAKREGISTER .....</b>	<b>141</b>
	<b>EGNA ANTECKNINGAR .....</b>	<b>145</b>



# 1 INTRODUKTION

## 1.1 Allmänt

GPS – Global Positioning System – är ett satellitbaserat navigations- och positionsbestämningssystem uppbyggt av amerikanska försvaret.

Systemet, som består av 24 produktionssatelliter, förklarades operationellt för civilt bruk december 1993 och för militärt bruk juli 1995.

GPS har fått stor betydelse för civila tillämpningar. I Sverige används det för bl.a. geodetisk mätning, positionsbestämning i vetenskapliga projekt, navigering, flygfotografering, utprovning av militära system och positionsbestämning i GIS-tillämpningar.

En stor tillämpning inom mättningsverksamheten är stommätning. Huvudsakligen är det frågan om plana stommätning för större infrastrukturprojekt, anslutning av lokala stommätning samt kontroll och nymätning av kommunala huvudstommätning. I många fall används höjdkomponenten mer eller mindre som en biprodukt. Inmätning av stödpunkter för fotogrammetri och positionsbestämning med tröghetsteknik är andra tillämpningar.

Utvecklingen av snabbare mätmetoder och billigare mottagare börjar nu ge GPS-tekniken möjlighet att konkurrera med konventionell teknik även vid detaljmätning.

Vid flygfotografering kan GPS användas för navigering, utlösning av kameran i förutbestämda lägen samt för bestämning av kamerans position vid exponeringen. Lantmäteriverket använder GPS rutinmässigt för navigering och utlösning av kameran samt för att i efterhand beräkna kamerapositionen.

I vissa tillämpningar sker positionsbestämningen genom relativ GPS-mätning mot fasta referensstationer, dvs. stationer med kända positioner där data registreras kontinuerligt. Gränsutstakning, anslutning av förrättningsmätningar i glesbygd och inmätning av provytor är exempel på tillämpningar där data från sådana stationer används. Ett rikstäckande nät av 20 fasta referensstationer har byggts upp av Lantmäteriverket i samarbete med Onsala Rymdobservatorium. Nätet drivs och vidareutvecklas av Lantmäteriverket och förväntas bli helt operationellt i början av 1997.

Föreliggande dokument behandlar huvudsakligen stommätning med statisk GPS, då det är inom detta område som den största erfarenhetsbanken finns. Erfarenheterna är visserligen baserade på ett försöks- och uppbyggnadsskede av satellit-systemet, men de är relevanta även för det operationella systemet.

Synsättet på noggrannhet och felgränser i HMK-Ge:S har anammats. Det innebär att det endast finns en noggrannhetsklass för stommätning. Felgränserna är utformade efter den noggrannhet som normalt uppnås med rutinmässiga metoder. Bakgrunden till att endast en noggrannhetsklass finns är bl.a. att okunskapen om det framtida utnyttjandet av ett stommät gör att kvalitetskraven bör ställas högt.

Andra tillämpningar än stommätning samt andra mätmetoder än statisk GPS har inte hunnit lika långt i utvecklingen och beskrivs endast summariskt i detta dokument.

Terminologin för koordinatsystemfrågor är något oklar. För närvarande pågår ett internationellt terminologiarbete inom detta område. I avvaktan på det används här en terminologi som åtminstone är enhetlig för alla HMK-dokument.

Som tidigare nämnts behandlas här ett område som är långt ifrån färdigutvecklat. Utvecklingen både på mottagar- och tillämpningssidan går snabbt framåt. Det gör att livslängden för detta dokument är något kortare än för övriga geodesidokument. Den här utgåvan innehåller en första uppdatering, men fler mer omfattande uppdateringar kommer att behövas. Dokumentet är dock upplagt med relativt ingående beskrivningar och bakgrunder, ungefär som en "lärobok". Förhoppningsvis ger detta läsaren tillräckligt med kunskap för att i viss mån själv modifiera en del råd då förutsättningarna ändras.

## 1.2 Terminologi

### 1.2.1 Standard för GPS-terminologi

En standard för GPS-terminologi (SS 63 70 01: Satellitbaserad positionsbestämning – GPS-terminologi) har utarbetats av arbetsgruppen TK80/AG2, GPS-terminologi inom SIS-STG med stöd av Tekniska Nomenklaturcentralen (TNC).

Utgåva 2 av standarden omfattar ca 250 termer inom området satellitbaserad positionsbestämning, med tonvikt



på satellitsystemet GPS. Även en del termer från angränsande ämnesområden finns med, t.ex. från astronomi, geodesi och teleteknik.

Termerna finns både på svenska och engelska, men förklaringar och kommentarer är på svenska.

I detta dokument – HMK–Ge:GPS – har målsättningen varit att följa standarden. Här ges ingen sammanställning över de GPS-specifika termer som används, utan läsaren hänvisas till ovan nämnda standard.

## 1.2.2 Baslinjer och sessioner

Två vanligt förekommande begrepp i samband med GPS-mätning är baslinje och session. Med *session* (egentligen observationssession) menas den tidsperiod då GPS-data samlas in samtidigt av två eller flera GPS-mottagare. Antalet punkter som berörs av en session är lika många som det antal GPS-mottagare som används simultant.

En *baslinje* definieras i detta sammanhang som en rymdvektor mellan två GPS-stationer. Denna vektor beskrivs matematiskt av de tre komponenterna  $\Delta X$ ,  $\Delta Y$  och  $\Delta Z$ , dvs. koordinatdifferenserna mellan de två stationerna i X-, Y- respektive Z-led i ett rätvinkligt, tredimensionellt koordinatsystem.

En baslinje bestäms genom samtidig mätning på de berörda GPS-stationerna och definierar indirekt avståndet och riktningen mellan dem.

## 1.3 GPS-tekniken

### 1.3.1 Satellitsystemet

GPS-systemet ägs och byggs upp av USA:s försvarsmakt. Det blev operationellt 1993 för civilt bruk och 1995 för militärt bruk och består (1996) av 24 produktionssatelliter (block II/IIA). Uppskjutning av nästa generations satelliter (block IIR) beräknas starta under 1996. Därefter följer block IIF som börjar skjutas upp i början av 2000-talet.

Satelliterna går i banor, ca 20200 km ovanför jordytan med en omloppstid på knappt 12 timmar. Från jorden sett återupprepas satellitkonfigurationen fyra minuter tidigare varje dygn.

Med det färdiga systemets satellitkonfiguration kommer det att bli möjligt att från nästan varje punkt på jordytan samtidigt ta emot navigationssignaler från minst fyra satelliter dygnet runt.

Satelliterna sänder ut signaler på frekvenserna *L1* (1575.42 MHz) och *L2* (1227.60 MHz). På *L1*-frekvensen sänds både s.k. *P(Y)*-kod (Precision) och s.k. *C/A*-kod (Coarse/Acquisition) medan *L2*-frekvensen endast innehåller *P(Y)*-kod. *C/A*-koden är civilt tillgänglig och *P(Y)*-koden kan antingen vara tillgänglig i okryptad form, *P*-kod, eller i krypterad form, *Y*-kod. Dessutom sänds ett *satellitmeddelande*, med överföringshastigheten 50 bitar per sekund, som innehåller nödvändig information för att beräkna satellitens position och satellitklockans korrektion. Se figur 1.1.

På fem s.k. *monitorstationer*, utplacerade i huvudsak längs ekvatorn, registreras kontinuerligt signaler från alla satelliter som befinner sig ovanför respektive stations horisont. Data från monitorstationerna sänds till driftsledningscentralen i Colorado Springs, där satelliternas banparametrar och korrektioner till satellitklockorna beräknas och predikteras framåt i tiden. De framräknade värdena sänds sedan upp till satelliterna från någon av de tre monitorstationerna som har utrustning för detta. Därifrån sänds de sedan ut i ovan nämnda satellitmeddelande.

<b>L1</b> 0.19 m	<b>C/A</b> 300 m	<b>P(Y)</b> 30 m
<b>L2</b> 0.24 m		<b>P(Y)</b> 30 m

Satellitmeddelande
--------------------

Figur 1.1. GPS signalstruktur.

### 1.3.2 Satellitsystemets tillgänglighet

GPS förklarades operationellt i två steg:

- *IOC*, *Initial Operational Capability*, inträffade efter det att block I- och block II-satelliterna tillsammans uppgick till 24 stycken och

kunde tillhandahålla de för SPS-tjänsten nedan specificerade positions- och tidsnoggrannheterna. IOC inträffade i december 1993, dvs. GPS blev då operationellt för civila tillämpningar.

- *FOC, Full Operational Capability*, innebär att systemet består av 24 block II-satelliter samt eventuella operativa block I-satelliter och är fullt uttestat för militära tillämpningar. FOC inträffade i mitten av 1995, dvs. GPS blev då operativt även för militära tillämpningar.

Med 24 satelliter skall positionsbestämning mot 4 satelliter kunna utföras jorden runt, dygnet runt.

För tillgången till satellitsignalerna finns de två nivåerna *SPS (Standard Positioning Service)* och *PPS (Precise Positioning Service)*. SPS-tjänsten är tillgänglig för civila tillämpningar medan PPS-tjänsten är avsedd för militära ändamål.

- SPS-tjänsten innebär tillgång till C/A-kod och satellitmeddelande. Satelliternas tid och banddata har ett brus pålagt så att ett specificerat positionsmedelfel i planet på 50 meter och 70 meter i höjd erhålls. Medelfelet i tidsöverföringen är specificerat till 170 ns.
- PPS-tjänsten innebär, förutom tillgång till SPS-tjänsten, tillgång till krypterad P-kod (Y-kod) både på L1- och L2-frekvenserna samt möjlighet att kompensera för degraderingen av satellitmeddelandet och banddata.

Instrumenttillverkarna har olika koncept för att kunna utföra bärvågsmätningar på L2-frekvensen utan tillgång till Y-kod när P-koden är krypterad. Det går inte att i dag bedöma vilket koncept som ger bäst signal/brusförhållande eller vilken som är den effektivaste metoden för positionsbestämning.

Framtida planer för GPS-systemet framgår av USA:s federala radionavigeringsplan (FRP), som ges ut vartannat år av transportdepartementet i samarbete med försvarsdepartementet.

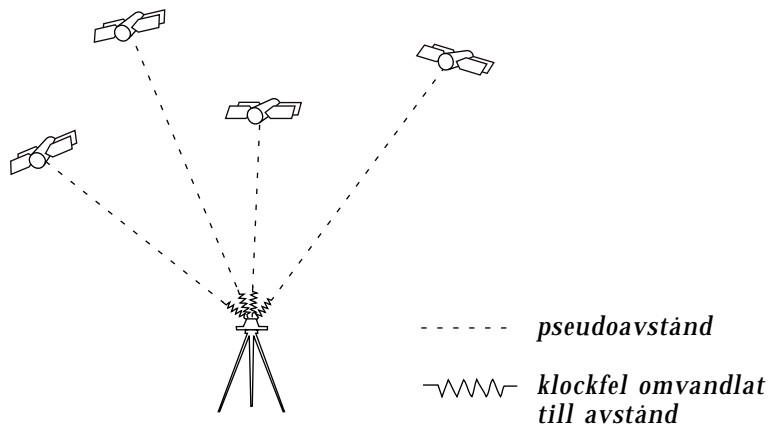
### 1.3.3 Navigering och positionsbestämning med GPS

Olika tillämpningar ställer olika krav på noggrannhet och aktualitet hos positionsbestämningen. Detta har i sin tur lett till att olika mät- och beräkningsmetoder, anpassade till de varierande kraven, utvecklats. Beroende på ställda krav brukar man skilja på navigering, kinematisk positionsbestämning och statisk positionsbestämning.

*Navigering* innebär förflyttning mellan två punkter med löpande kurs- och positionsuppdatering, vilket kräver positionsbestämning i realtid. Vid *kinematisk positionsbestämning* är GPS-mottagaren i rörelse men beräkningen kan ske både i realtid och i efterhand. Vid *statisk positionsbestämning*, slutligen, står mottagaren stilla och beräkningen utförs i allmänhet i efterhand.

Grundprincipen för positionsbestämning med GPS går ut på att GPS-mottagaren mäter tiden det tar för signalen att gå från satelliten till mottagaren. Med kännedom om signalens utbredningshastighet (ljushastigheten) kan avståndet mellan satellit och mottagare beräknas. Vidare kan satellitens position vid tidpunkten för signalens utsändande beräknas ur satellitmeddelandet.

Genom avstånds- och positionsbestämning på detta sätt för minst tre satelliter är det möjligt att beräkna mottagarantennens position. På grund av bristande synkronisering mellan mottagarens och satelliternas klockor krävs det i realiteten mätning mot minst fyra satelliter för att erhålla den tredimensionella positionen hos mottagarantennen, se figur 1.2.



*Figur 1.2. Princip för positionsbestämning med GPS.*

### 1.3.4 Kod- och bärvågsmätning

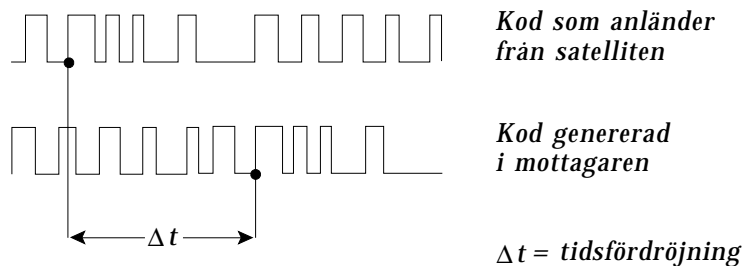
För avståndsmätningen mot satelliterna används två principiellt olika metoder, *kodmätning* respektive *bärvågsmätning*.

#### Kodmätning

I GPS-mottagaren skapas en kopia av koden som genereras i satelliten. Den från satelliten mottagna koden jämförs sedan med den i mottagaren genererade koden och fördröjningen mellan de båda koderna kan mätas upp med hjälp av tidsmarkeringar.

Den uppmätta fördröjningen motsvarar den tid det tar för den utsända signalen att gå från satellit till mottagare, s.k. gångtid. Ur gångtiden kan sedan avståndet mellan satellit och mottagare beräknas eftersom signalens utbredningshastighet är känd.

Detta avstånd brukar betecknas *pseudoavstånd* (engelska: pseudorange) eftersom det i allmänhet innehåller fel som uppkommer på grund av att mottagarklockan ej är fullständigt synkroniserad med satellitklockan. Upplösningen i pseudoavståndsmätningen kan uppskattas till några meter då P-koden används och ett femtontal meter för C/A-koden.



Figur 1.3. Kodmätning.

#### Bärvågsmätning

I GPS-mottagaren skapas en signal som har samma frekvens som GPS-systemets bärvåg. Den från satelliten mottagna signalen, vars frekvens är dopplerförskjuten, kombineras med den i mottagaren genererade frekvensen. Bärvågen innehåller inga tidsmärken och därigenom kan signalens gångtid (fördröjning) ej mätas upp direkt.

Däremot kan fasen för den mottagna signalen bestämmas mycket noggrant, med upplösningen någon hundraleds period. Avståndet mellan satellit och mottagare kan i princip uttryckas som ett antal hela bärvågsperioder plus del av period. Bestämning av delen av perioden sker genom fasmätning, som är en relativt okomplicerad procedur. Vid bibehållen låsning av satellit-signalen till mottagaren räknas förändringen av antalet hela våglängder från den tidpunkt då mottagaren först låste på signalen.

För att kunna bestämma avståndet mellan satellit och mottagare måste antalet hela perioder vid den tidpunkt då mätningen började, s.k. *periodobekanta* (engelska: cycle ambiguity), bestämmas. Bestämningen av periodobekanta utförs för närvarande vid efterbearbetningen av observationsdata. Vidare leder tillfälliga avbrott i signallåsningen till att ett okänt antal perioder "förloaras", s.k. *periodbortfall* (engelska: cycle slips). Korrigering för denna störning sker i dag också vid efterbearbetningen. Upplösningen vid bärvågsfasmätning kan uppskattas till några millimeter.

### Jämförelser

Kodmätning har den fördelen att den kräver kort observationstid (bråkdelar av en sekund) och ej är beroende av kontinuerlig mätning under längre tidsperioder (minuter till timmar). Positionen kan t.ex. erhållas några gånger per sekund. Vidare kan kodmätning utföras med en enkel typ av mottagare, men ger å andra sidan inte så noggranna resultat. Eftersträvar man hög noggrannhet krävs en mer avancerad typ av mottagare som kan mäta på bärvågen.

Av principbeskrivningen ovan framgår att bärvågsmätning är känslig för signalavbrott, t.ex. att något föremål tillfälligt bryter siktlinjen mellan satellit och mottagare, samt kräver bestämning av periodobekanta. För närvarande är alla navigeringstillämpningar baserade på kodmätning eller kombinerad kod- och bärvågsmätning, s.k. bärvågsunderstödd kodmätning, medan bärvågsmätning används vid de tillämpningar där meternoggrannhet eller bättre krävs.

Utöver de begränsningar som ovan nämnda metoder är behäftade med finns även andra faktorer som allvarligt begränsar noggrannheten. Främst kan nämnas bristande noggrannhet i satellitbanorna, vilken brukar anges till 20-80 meter samt fördröjningar av signalen i troposfären och jonosfären, som om de inte beaktas kan orsaka fel i avståndsbestämningen mot

satelliterna på 2-20 meter respektive 5-150 meter beroende på satellitens höjd över horisonten.

### 1.3.5 Absolut och relativ mätning

Bestämning av positioner med en mottagare benämns *absolut navigering/positionsbestämning*. För att uppnå högre noggrannhet tillgrips s.k. *relativ mätning*. Den relativa mätningen innebär att mätdata från två eller flera mottagare som samtidigt mäter mot samma satelliter kombineras. Om inte mottagarna är placerade för långt från varandra kommer felen i avstånden till satelliterna att bli ungefär lika stora på alla mottagarstationerna. Förfarandet går att använda för såväl kod- som bärvägs-mätning.

Med relativ mätning kan anslutning till rikets nät praktiskt genomföras på olika sätt beroende på önskad positionsnoggrannhet:

- Stommätning. För varje mätprojekt användes två eller flera mottagare som placeras ut i det aktuella mätområdet enligt ett schema som tagits fram ur en nätplaneringsmodell. Anslutning till riksnäten i plan och höjd sker genom mätning på ett antal riksnätspunkter i det aktuella området.
- Positionsbestämning med medelfel på decimeter- till meter-nivå. I detta fall kan anslutning till riksnäten i plan och höjd ske med hjälp av en eller fler fasta referensstationer, beroende på det aktuella kravet på tillförlitlighet. En fast referensstation är en station med känd position där GPS-observationsdata registreras kontinuerligt för att kunna distribueras till användare inom stationens täckningsområde. Användaren behöver i denna tillämpning i princip bara en GPS-mottagare.

I dag sänds vanligtvis korrekationer i realtid från referensstationer istället för direkta observationsdata. Det rekommenderade standardformatet *RTCM SC-104* används för denna utsändning. Denna princip benämns *differentiell GPS, DGPS*.

Observationsdata från referensstationerna kan erhållas i efterhand för efterbearbetning och vanligen används då det rekommenderade standardformatet *RINEX* (Receiver INdependent EXchange format).

Tabell 1.1 ger en grov uppskattning av vilken noggrannhet som erhålls med de olika mätmetoderna.

Mätmetod	Medelfel
Absolut positionsbestämning Kodmätning	några tiotal meter
Relativ positionsbestämning Fasta referensstationer Kodmätning Bärvågsmätning	någon till några meter någon centimeter till några decimeter
Stommätning Bärvågsmätning	någon till några centimeter

*Tabell 1.1. Olika mätmetoders noggrannhet.*

### 1.3.6 Geodetisk mätning med GPS-teknik

Vid geodetisk mätning (stom- och detaljmätning) med GPS-teknik används metoden relativ bärvågsmätning tillämpad på något av följande tre sätt:

- *Statisk mätning*: GPS-mottagarna ställs upp över de punkter som skall mätas in. Ur 1-2 timmars enfrekvensmätningar kan ett relativt positionsmedelfel på 1-2 mm/km erhållas för avstånd upp till 20 km. För längre avstånd samt vid jonosfäriska störningar erfordras i allmänhet mätningar på både L1- och L2-frekvenserna för att ge möjlighet att korrigera för jonosfärsrefraktionen.
- *Snabb statisk mätning*: Snabb statisk mätning (engelska: rapid static) är en relativt ny metod. Metoden är användbar för baslinjer upp till 10-15 km och kräver en observationstid på 5-20 minuter. De i dag vanligaste varianterna av metoden förutsätter tillgång till båda frekvenserna (L1 och L2) samt P-kod på L2. Noggrannheten blir nästan lika bra som vid statisk mätning.
- *Semikinematisk mätning*: En eller flera GPS-mottagare ställs upp statiskt under mätningen (referensmottagare) och en eller flera mottagare flyttas runt till de stationer som skall positionsbestämmas. För positionsbestämning med cm-noggrannhet



erfordras någon minuts observationstid per punkt. De rörliga mottagarna måste behålla signalläsning till minst fyra satelliter som är gemensamma med de som observeras av referensmottagarna.

Vid geodetisk stommätning, där i allmänhet högsta noggrannhet eftersträvas, har hittills statisk relativ bärvågsmätning använts. Av noggrannhets- och rationalitetsskäl utnyttjas ofta fler än två mottagare samtidigt.

### Tekniska frågeställningar

Förutom valet av mottagare, beräkningsprogram och mätmetod, påverkar följande faktorer genomförandet av GPS-mätningar och den noggrannhet som erhålls:

- Störningar vid mottagning av satellitsignalerna. De främsta störningskällorna vid geodetisk mätning med GPS är:
  - signalavbrott (periodbortfall) på grund av hinder mellan mottagarantenn och satelliter, t.ex. skog eller byggnader (fri sikt erfordras)
  - inverkan från jonosfären (skiktet 50-1000 km från markytan) och troposfären (skiktet från markytan upp till 20 km)
  - flervägsfel eller signalreflektioner orsakade av t.ex. vatten, byggnader eller stora metallkonstruktioner
  - störningar från andra sändare, radiokommunikationsutrustning, bärbar telefon etc.
- Information om GPS-satelliternas banor. För geodetisk mätning kommer felet i satellitpositionerna att påverka noggrannheten i mottagarantennens relativa position, dvs. banfelens inverkan i den framräknade positionen beror på avståndet mellan stationerna.
- Referenssystem. Den beräknade positionen för GPS-mottagarens antenn erhålls initialt i ett globalt referenssystem, t.ex. WGS 84 (World Geodetic System 1984) eller ITRF (IERS Terrestrial Reference Frame). I allmänhet är det nödvändigt att transformera de ur GPS-observationerna erhållna positionerna till det referenssystem som används i tillämpningen.

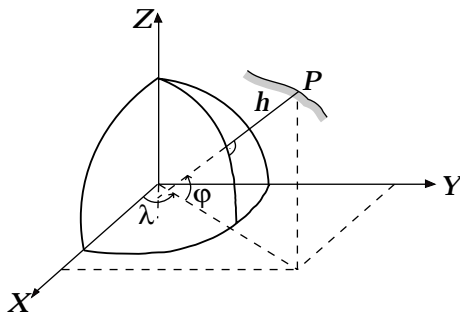


## 2 GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER

### 2.1 Referenssystem

En punkts läge i rymden anges enklast i ett tredimensionellt rätvinkligt koordinatsystem. I geodetiska tillämpningar används ett s.k. *geocentriskt kartesiskt system* med origo i jordens medelpunkt (tyngdpunkt). Z-axeln sammanfaller med rotationsaxeln (positiv mot nordpolen), X-axeln ligger i meridianplanet genom Greenwich och Y-axeln är orienterad så att axlarna tillsammans utgör ett högersystem.

Alternativt kan läget anges i ett *geografiskt koordinatsystem* med vinklar, latitud ( $\varphi$ ) och longitud ( $\lambda$ ), i två vinkelräta plan (*meridianplanet* och *ekvatorialplanet*) samt ett avstånd från jordens medelpunkt eller från en referensyta (sfär, rotationsellipsoid). Detta är naturligare och mer praktiskt eftersom avståndet från referensytan har en motsvarighet i höjdbegreppet, se figur 2.1.



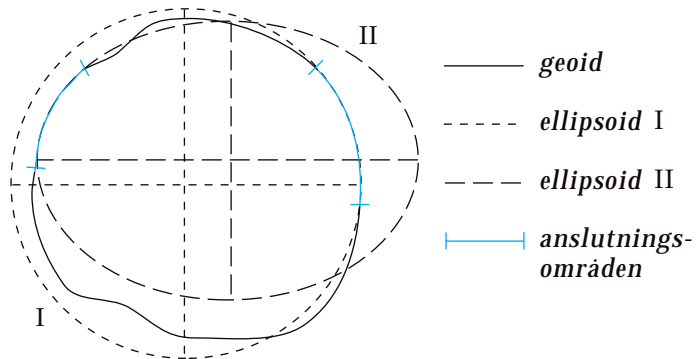
Figur 2.1. Referenssystem.

Valet av en rotationsellipsoid, dvs. den yta som erhålls när en ellips roteras kring sin lillaxel, som referensyta beror på att denna yta är en god approximation av jordens form och dessutom möjlig att uttrycka matematiskt.

Den valda *referensellipsoiden* definieras av rotationsellipsoidens storlek, form och läge. Genom att variera dessa storheter kan referensellipsoiden fås att ansluta sig till jorden i dess helhet eller inom ett begränsat område, se figur 2.2.

*Geodetiska koordinater* är relaterade till en viss bestämd referens-ellipsoid och består av *geodetisk latitud*, *geodetisk longitud* och *höjd över ellipsoiden*. Geodetisk latitud är vinkeln mellan ellipsoidens normal och ekvatorsplan. Geodetisk longitud är vinkeln mellan ellipsoidnormalens meridianplan och ett godtyckligt valt nollmeridianplan (t.ex. Greenwich meridianplan).

Överräkning mellan geocentriska kartesiska koordinater och geodetiska koordinater behandlas i bilaga C.1.



**Figur 2.2.** Referensellipsoider.

Med en punkts höjd över havet menas avståndet längs lodlinjen till *geoiden* (den nivåyta som innehåller den ostörda medelhavsytan). Geoidens form kan ej exakt uttryckas med en matematisk formel utan anges som avvikelser från en matematiskt definierad rotationsellipsoid. Det ger upphov till olika *geoidhöjds-system* beroende på valet av referensellipsoid.

### 2.1.1 Geodetiskt datum

Begreppet *geodetiskt datum* används för att definiera det referenssystem som tillämpas vid lägesangivelser. Ett (tredimensionellt) geodetiskt datum reglerar bl.a.

- referensellipsoidens storlek och form, dvs. dess båda halvaxlar eller storaxeln och avplattningen
- referensellipsoidens läge i förhållande till jordens masscentrum
- geoidens form och läge i förhållande till referensellipsoiden.

I bilaga B ges dels parametrar för den referensellipsoid som används vid mättnings- och kartläggningsarbeten i Sverige, dels uppgifter om geoidens form och läge i förhållande till denna referensellipsoid. Geoiden beskrivs med geoidhöjder i *Rikets geoidhöjdssystem 1992* (RN 92).

### 2.1.2 Lägesangivelse

Läget för en punkt på eller i nära anslutning till jordytan kan anges med X-, Y- och Z-koordinat i ett geocentriskt system eller med latitud ( $\varphi$ ), longitud ( $\lambda$ ) och höjd samt i båda fallen uppgifter om använt geodetiskt datum. Observera att, för en och samma punkt, ger olika datum olika värden på dessa storheter.

Ett mer praktiskt sätt att ange punkters lägen är att övergå till koordinater i ett *plant koordinatsystem* genom en avbildning (projektion) av referensellipsoiden på ett plan. I detta fall krävs uppgift om såväl geodetiskt datum som projektionssystem för att punktens läge skall bli entydigt. Höjder redovisas i ett separat *höjdsystem*.

OBS! Höjdvärden tillsammans med koordinater i planet utgör ej ett tredimensionellt rätvinkligt koordinatsystem.

### 2.1.3 Referenssystem för GPS

GPS-mätningar och GPS-beräkningar sker i ett globalt referenssystem, dvs. ett system med origo mycket nära jordens tyngdpunkt och med en referensellipsoid med god global anslutning till geoiden.

Det finns flera olika globala referenssystem som kan vara aktuella.

Primärt använder GPS-systemet idag *WGS 84 (G 730)* genom att bandata i satellitmeddelandet ges i detta system. *WGS 84 (G 730)* härstammar från GPS-mätningar på monitorstationerna och ett antal IGS-stationer, anslutna till *ITRF 91*.

Efterberäknade bandata kan dock erhållas även i andra referenssystem, t.ex. *ITRF 89* eller *ITRF 93*. *ITRF* baseras på VLBI-, SLR-, LLR- och GPS-mätningar.

I Europa har *ITRF 89* förtätats. Resultatet benämns *EUREF 89* och innehåller fem punkter i Sverige.

I samband med tillkomsten av *SWEPOS*-nätet skapades ett nytt referenssystem, *SWEREF 93*, som är anslutet till *EUREF 89* och

ITRF 89. SWEREF 93 realiserades bl. a. av de 20 fasta referensstationerna i SWEPOS. SWEPOS finns beskrivet i bilaga E.

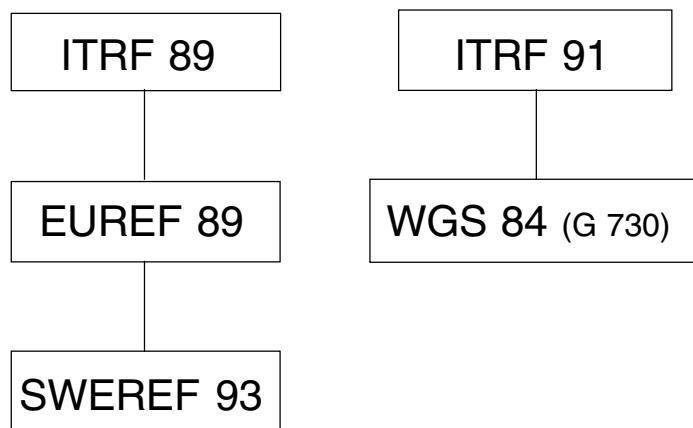
Skillnaden mellan de olika globala referenssystemen ligger på decimeternivå. För de flesta tillämpningar, däribland stommätning med GPS, spelar det ingen större roll vilket av dessa som används. Huvudsaken är att samma referenssystem konsekvent utnyttjas. Många organisationer har för europeiskt samarbete enats om att i geodetiska och kartografiska sammanhang enbart använda EUREF 89 eller förtätningar därav.

Använt referenssystem för GPS-beräkningarna bör anges.

Som referenssystem för GPS-mätningar i Sverige rekommenderas SWEREF 93.

Vid användning av data från SWEPOS bör SWEREF 93 användas.

Sambandet mellan de olika referenssystemen för GPS-mätning åskådliggörs i figur 2.3. Se vidare bilaga B.12.



*Figur 2.3. Sambandet mellan de olika referenssystemen.*

Förkortningar använda i detta avsnitt:

WGS 84	= World Geodetic System 1984
G 730	= GPS, GPS-vecka 730
IGS	= International GPS Service for Geodynamics
ITRF 89	= IERS Terrestrial Reference Frame 1989
IERS	= International Earth Rotation Service
VLBI	= Very Long Baseline Interferometry
SLR	= Satellite Laser Ranging
LLR	= Lunar Laser Ranging
EUREF 89	= European Reference Frame 1989

### 2.1.4 Rikets referenssystem

Traditionella geodetiska system är bl.a. av mättnings- och beräkningstekniska skäl separerade i plan och höjd. För att få en motsvarighet till det tredimensionella referenssystem som används vid GPS-mätning (t.ex. SWEREF 93), kan ett tredimensionellt system konstrueras av ett horisontellt koordinatsystem (latitud och longitud), ett höjdsystem och ett geoidhöjdssystem. I Sverige är *Rikets referenssystem 1992* (RR 92) en sådan kombination och består av RT 90, RH 70 och RN 92. Koordinatsystemet RT 90 och höjdsystemet RH 70 beskrivs i avsnitt 2.2 respektive 2.3.

## 2.2 Koordinatsystem

### 2.2.1 Kartprojektion

Med (*kart*)projektion menas avbildning av referensellipsoiden eller del därav på en plan yta. Ingen projektionsmetod är emellertid felfri vid avbildning av en buktig yta på ett plan.

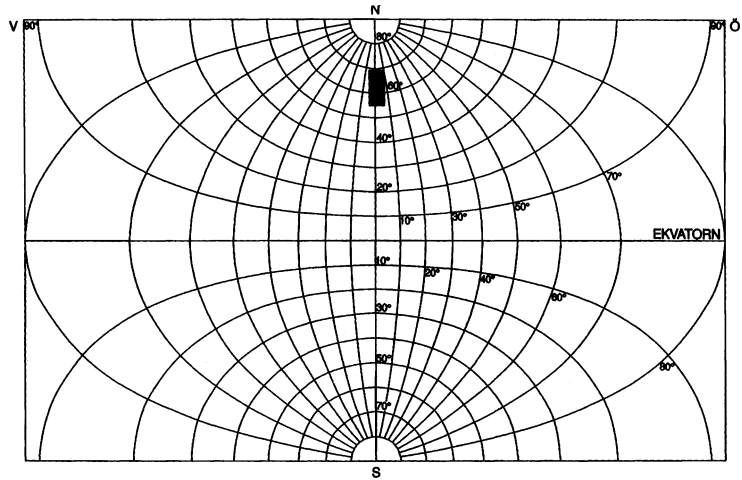
Vid valet av projektion måste man ta hänsyn till två omständigheter: dels att projektionsfelen begränsas, dels att projektionskorrektionerna är lätta att beräkna. Projektionen byggs därför upp så att den får speciella, eftersträlvade egenskaper.

Beträffande projektionsfelen står valet mellan *vinkelriktiga* och *ytriktiga* projektioner, eventuellt i kombination med en viss *längdriktighet*.

De flesta svenska kartor är gjorda i *Gauss' konforma projektion*, även kallad Gauss-Krügers projektion, Gauss' hannoverska projektion eller Transversal Mercatorprojektion. Gauss' konforma projektion är en vinkelriktig (*konform*) projektion med en rätlinjig och längdriktig meridian (*medelmeridian*). Projektionen är därför

gynnsam utefter medelmeridianen, dvs. för långsmala, nord-sydligt orienterade områden, se figur 2.4.

I bilaga C.2 ges formler för Gauss' konforma projektion.



Figur 2.4. Gradnätets utseende i Gauss' konforma projektion.

## 2.2.2 Projektionssystem

Avbildningen av hela Sverige i en enda projektion innebär att avståndet från medelmeridianen i vissa fall kan uppgå till 400 km. För att minska projektkorrektionerna till för praktiskt bruk acceptabla värden har landet delats in i sex projektionssystem, dvs. relativt smala nordsydligt orienterade områden, vart och ett med sin medelmeridian. Därigenom begränsas avståndet från medelmeridianen i områdenas ytterkanter till ca 100 km eller något däröver.

De använda medelmeridianerna är 7.5 gon V, 5 gon V, 2.5 gon V, 0 gon, 2.5 gon O och 5 gon O. Projektionssystemet benämns efter sin medelmeridian. Vid landsomfattande arbeten, såsom den topografiska och ekonomiska kartläggningen m.m., används system 2.5 gon V för hela Sverige. Meridianen 0 gon i rikets system går av historiska skäl genom Stockholms gamla observatorium och svarar mot meridianen 18°03'29.8" öster om Greenwich, vilket omräknat ger 20.064753086... gon.



### 2.2.3 Koordinater i plan

Koordinater i Gauss' konforma projektion anges i ett koordinatsystem där x-koordinaterna räknas positiva norrut med början från ekvatorn och y-koordinaterna positiva österut med början från medelmeridianen, se figur 2.4. Vinklar och riktningar räknas positiva medurs och orienterade riktningar anges med systemets positiva x-axel som utgångsriktning.

### 2.2.4 Rikstäckande koordinatsystem

Det svenska rikstäckande koordinatsystemet *Rikets koordinatsystem 1990* (RT 90), baseras på en gemensam utjämning av bl.a. samtliga mätningar ingående i den rikstriangulering som genomfördes under åren 1967-1982. Detta referenssystem används från 1988 i framställningen av de allmänna kartorna.

Under tiden som rikstrianguleringen pågick beräknades koordinater för punkterna regionsvis i 12 skilda regioner, från RT R01 till RT R12. Dessa regionsystem är mer eller mindre fristående system och utgör följaktligen inget enhetligt rikstäckande koordinatsystem.

Utöver de koordinater som härrör från ovanstående beräkningar används i vissa fall koordinater från tidigare mättnings- och beräkningsepoker, såsom *Rikets koordinatsystem 1938* (RT 38) och diverse lokala system.

### 2.2.5 Koordinatvärden

Koordinatvärdena, som grovt sett är avstånden till ekvatorn respektive medelmeridianen, blir normalt stora tal. För att ange dessa krävs upp till 11 teckenpositioner. De inledande siffrorna i siffergrupperna är i de flesta fall konstanta. Av praktiska skäl, för att reducera antalet siffror och undvika negativa tal, påförs därför koordinatvärdena såväl positiva som negativa tillägg.

Vid beräkning av projektkorrektioner och överräkning mellan olika projektionssystem krävs dock fullständiga koordinater, samt uppgift om medelmeridian, dvs. läget för koordinatsystemets origo måste vara känt.

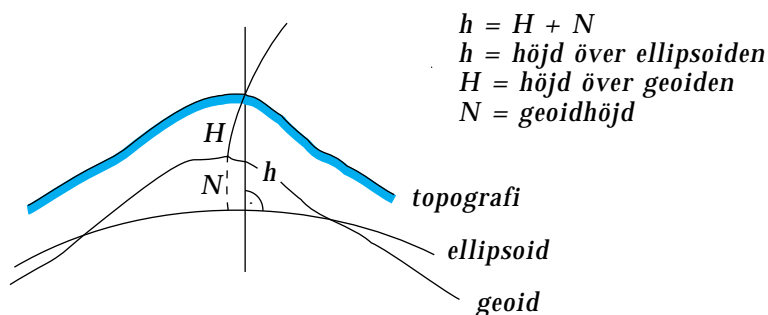
I anslutning till koordinatuppgift skall koordinatsystem anges. Angivelsen utformas så att systemets origo framgår.

Se även bilaga B.3 och B.4.

## 2.3 Höjdsystem

### 2.3.1 Höjdbegrepp

Med höjd avses vanligen avståndet längs lodlinjen från geoiden (höjd över havet). I vissa sammanhang förekommer även begreppet höjd över ellipsoiden. Skillnaden mellan dessa båda höjder är lika med geoidens avvikelse från rotationsellipsoiden (se figur 2.5), och är alltså beroende av vald referensellipsoid. Inom Sverige varierar denna avvikelse (*geoidhöjd*) med något 10-tal meter, se bilaga B.2.



Figur 2.5. Höjd över geoid och ellipsoid.

### 2.3.2 Rikstäckande höjdsystem

Grunden för det moderna rikssystemet i höjd är den andra precisionsavvägningen, som genomfördes åren 1951-1967. Denna avvägning resulterade i införandet av *Rikets höjdsystem 1970* (RH 70).

Den nu pågående riksavvägningen avser en förtätning av den andra precisionsavvägningen. Höjder från de nya mätningarna

beräknas fortlöpande allteftersom projektet fortskrider. Som utgångspunkter för beräkningen används de precisionspunkter i RH 70 som befunnits vara stabila och oskadade.

Höjderna beräknas således i system RH 70. För att det skall vara möjligt att skilja dessa nybestämningar från tidigare höjdbestämningar har dock beteckningen *RHB 70* införts för samtliga höjder beräknade inom ramen för den nya riksavvägningen – såväl nymarkerade som äldre punkter.

Detta innebär att *RHB 70* bör betraktas som ett mellansteg för att åstadkomma goda brukshöjder. När riksavvägningen är avslutad – i början på 2000-talet – kommer ett nytt höjdsystem att införas, som baseras på en gemensam utjämning av samtliga mätningar.

Äldre system är *Rikets höjdsystem 1900* (RH 00).

Förutom ovan nämnda rikssystem förekommer även lokala höjdsystem.

### 2.3.3 Höjdvärden

I RH 70 används en vid en europeisk utjämning antagen nollnivå för havsytan, som definieras av den holländska normalhöjdpunkten *Normaal Amsterdams Peil* (NAP).

I RH 00 användes som nollnivå den nivåyta som sammanföll med medelhavsytan i Stockholm år 1900, vilken definierades med hjälp av normalhöjdpunkten i Stockholm.

Skillnaden i höjdvärden mellan RH 00 och RH 70 beror dessutom på landhöjningen, som är mycket olika i olika delar av landet. Den totala systemskillnaden varierar därför från några centimeter i Skåne upp till ca 8 decimeter i Norrlands kustland.

Skillnaden mellan RH 70 och *RHB 70* är naturligtvis betydligt mindre, eftersom det här är fråga om ett och samma höjdsystem. I de fall stora krav på noggrannheten ställs bör dock även i detta fall en beteckningsmässig åtskillnad göras, och om möjligt skall endast punkter ingående i den nya, noggrannare riksavvägningen användas vid ytterligare förtätning.

I anslutning till höjduppgift skall höjdsystem anges.



## 3 STOMNÄT

### 3.1 Anslutning

Vid kartläggning skall detaljernas läge bestämmas i förhållande till någon referens. En sådan referens utgörs vanligen av stompunkter ingående i bruksnät. Framtagandet av bruksnät har därför en central betydelse som grund för bl.a. framställning av storskaliga kartor.

Eftersom all lägesbestämning kräver ett väldefinierat referenssystem skall bruksnäten anslutas till riksnäten med anslutningsnät. Genom detta förfarande erhålls ett gemensamt geodetiskt datum för lägesbestämningen i landet.

Riksnäten i plan och höjd är separerade från varandra av bl.a. mättnings- och beräkningstekniska skäl. I det följande redovisas hur förtätningen av dessa nät bör struktureras.

Stomnät i plan och höjd skall enligt mättningskungörelsen anslutas till rikets nät. Om särskilda skäl föreligger kan Lantmäteriverket medge undantag från anslutningskravet.

Med anslutning till rikets nät avses i detta sammanhang etablerandet av ett samband mellan det lokala stomnätet och riksnätet. Det är fullt tillfredsställande om anslutningen görs till något regionsystem eftersom sambandet mellan dessa och riksnätet bestäms av Lantmäteriverket.

Även om riksnätets höjd- och/eller koordinatvärden inte används i den egna verksamheten kan dessa användas som kommunikationslänk mellan databaser som har lägesanknutits till olika referenssystem genom att baserna relateras till varandra via detta nät.

I tillämpningar med höga noggrannhetskrav och för nya projekt är det välmotiverat att utnyttja de moderna riksnäten. Mer komplicerat är det att byta system. Ett byte bör dock övervägas om det gamla, lokala systemet företer stora brister: för liten yttäckning, dålig eller okänd noggrannhet etc.

Nya stompunkter bestäms i gällande referenssystem genom anslutning till närbelägna stompunkter av högre ordning. Vid mindre komplettering kan dock anslutning göras till punkter av samma ordning.

Anslutning av befintliga nät beskrivs i följande text. I första hand avses plana nät, men motsvarande förfarande kan appliceras på höjdnät. Anslutning av ett nymätt GPS-nät till överordnat nät behandlas i avsnitt 6.5 och 6.6.

### 3.1.1 Nyberäkning

Med nyberäkning avses att gå tillbaka till mätningarna och genomföra en ny koordinatberäkning. Det ger i regel det bästa resultatet, men är endast genomförbart vid små datamängder.

### 3.1.2 Inpassning

Med inpassning avses ett transformationsförfarande där man, med hjälp av ett lämpligt antal punkter med kända koordinater i båda systemen (*passpunkter*), först bestämmer värden på transformationsparametrarna och därefter använder det fastställda sambandet för att transformera övriga punkters koordinater.

Till en transformationsformel bör knytas uppgift om den förväntade noggrannheten vid överräkningen, t.ex. vid inpassningen erhållet grundmedelfel och antalet passpunkter eller överbestämningar.

Den vanligaste inpassningsmodellen är *Helmerttransformation*, som utförs i planet mellan två rätvinkliga koordinatsystem. Metoden innebär bestämning av två translationer, en vridning och en skaländring. Ibland används även *unitär transformation*, som innebär att skalan inte ändras.

Inpassning med Helmertransformering och unitär transformation förutsätter att koordinatsystemen ligger i samma projektionsplan, dvs. har samma medelmeridian. Är så inte fallet måste systemen före inpassningen räknas över till ett gemensamt projektionsplan.

Unitär transformation och Helmertransformering är s.k. likformighetstransformationer, vilket innebär att en figur inte ändrar form till följd av transformationen.

Då det inte finns någon grund att tro att geodetiska stornät har systematiska skalskillnader i olika riktningar bör *affin transformation* ej användas i stornätssammanhang.

Eftersom sambandet vid inpassning är bestämt empiriskt, och passpunkternas koordinater inte är felfria, erhålls motsägelser mellan transformerade och ursprungliga koordinater. Detta måste beaktas vid den fortsatta användningen.

Grundregeln vid koordinattransformation är att man behåller oförändrade koordinater på passpunkterna. Om transformationen ger upphov till stora inpassningsfel, och om man på goda grunder kan misstänka att detta beror på brister i det överordnade systemet, bör dock en förändring av passpunkternas koordinater i detta system övervägas.

Vill man bibehålla det transformerade nätets geometriska form och interna noggrannhet bör alltid passpunkternas koordinater transformeras.

### 3.1.3 Approximativ anslutning

En approximativ anslutning kan ske med en gemensam punkt och en riktning.

Metoden kan t.ex. användas för att möjliggöra inläggning av enstaka fastigheter på småskaliga kartor. Approximativ anslutning ger dock ringa möjligheter till kontroll eller noggrannhetsbedömning.

Detta förfarande används också i samband med s.k. byggplatsnät, med hög intern noggrannhet. Dessa nät kan på så sätt inpassas i t.ex. ett kommunalt nät utan att den goda geometrin påverkas negativt.

En bättre metod i dessa sammanhang är unitär transformation, varvid även passpunkternas koordinater transformeras.

## 3.2 Näthierarki

De nationella näten, såsom rikets koordinatsystem och rikets höjdnät, har i allmänhet sådana punktavstånd att en direkt användning för t.ex. storskalig kartläggning och teknisk projektering är svår. Förtätning av dessa nät är därför ofta nödvändig.

Förtätning av riksnäten bör genomföras så att man erhåller en bra anslutning mot överordnade nät och god anslutningsmöjlighet vid efterföljande förtätning med bruksnät.

Geodetiska stamnät uppdelas med hänsyn till funktion och framställningssätt enligt följande:

- anslutningsnät i plan
- anslutningsnät i höjd
- bruksnät i plan och/eller höjd.

### 3.2.1 Anslutningsnät i plan

Anslutningspunkter i plan (huvudstompunkter) är stompunkter vars huvudsakliga funktion är att tjäna som utgångspunkter vid bestämning av de lokala bruksnäten.

I plana anslutningsnät är lämpligt avstånd mellan punkterna 2-5 km.

### 3.2.2 Anslutningsnät i höjd

Anslutningspunkter i höjd är stompunkter vars huvudsakliga funktion är att tjäna som utgångspunkter vid bestämning av de lokala bruksnäten.



I anslutningsnät i höjd är lämpligt avstånd mellan punkterna ca 0.5 km.

### 3.2.3 Bruksnät

Brukspunkter är stompunkter vars funktion är att tjäna som utgångspunkter vid detaljmätning (inmätning och utsättning). Bruksnäten kan vara kombinerade, dvs. bestämda i såväl plan som höjd, eller åtskilda.

I bruksnät är lämpligt avstånd mellan punkterna 0.1-0.5 km.



## 4 FÖRBEREDELSE AV STOMNÄTSPROJEKT

Inga mätningar kan göras helt fria från fel. De olika feltyper som måste beaktas vid geodetisk stommätning kan indelas i tre huvudgrupper:

- systematiska fel
- grova fel
- tillfälliga fel.

Vid bestämning av punkter i stornät bör nätutformning, mätning och beräkning utföras så att inverkan av systematiska, grova och tillfälliga fel reduceras till ett minimum.

### 4.1 Planering

#### 4.1.1 Allmänt

En bra planering av ett stornätsprojekt ger möjlighet att med begränsade resurser erhålla ett gott resultat, som svarar mot det aktuella och förväntade behovet. Planeringen av stornätsarbetet är sammansatt av flera olika faser, som ibland återkommer flera gånger och tillsammans resulterar i ett program eller en projektplan.

Planeringsarbetet inför stornätsarbeten bör utmynna i ett program eller en projektplan, vars syfte är att dokumentera resultatet från planeringen och rekognoseringen till underlag för genomförandet. Handlingen är också avsedd att kunna tjäna som underlag för framtida uppföljningar, kompletteringar och kontroller.

Programmet/planen bör anpassas till projektets omfattning och allt efter behov innehålla följande:

- Mål och syfte med stamnätsprojektet
  - behovsanalys
  - områdesavgränsning
  - kvalitetskrav
- Utredningar
  - tidigare beslut
  - befintliga stamnät
  - anslutningsfrågor
  - ekonomiska förutsättningar
- Förslag till nytt stamnät
  - val av koordinat-/höjdsystem
  - nättyp/nätutformning
  - nätkarta mätprogram
  - kvalitetskrav
  - markerings- och redovisningsanvisningar
- Tidplan m.m.
  - tidplan, kritiska tidpunkter
  - arbetsfördelning
  - ansvarsförhållanden.

Vad gäller mål och syfte med projektet bör särskilt utredas om ett ringa merarbete kan medföra att fler syften uppfylls än det som var anledning till att projektet kom till stånd. En marginell höjning av noggrannheten och antalet punkter, samt en mer genomtänkt punktplacering, kan ofta öka ett näts användbarhet betydligt.

En väl genomförd planering ger förutsättningar för en hög kvalitet i stamnätet. En dåligt genomförd planering medför ofta krav på extraordinära insatser för att ge en acceptabel kvalitet i slutresultatet.

I det följande redovisas råd, anvisningar och hjälpmedel för genomförandet av ett stamnätsprojekt – dels i allmänna, dels i mer teknikberoende termer.

Se vidare avsnitt 7.1.

#### 4.1.2 Val av mätteknik

I första hand är det traditionell mätteknik, GPS eller en kombination av dessa som är aktuell, men även andra mättekniker bör övervägas, t.ex. tröghetsteknik och fotogrammetri.

Alternativa mättekniker bör jämföras med avseende på kvalitet, ekonomi m.m. innan ett ställningstagande görs.

Noggrannhetsmässigt är GPS och konventionell teknik jämbördiga för planbestämning, men för höjdbestämning kan GPS i dag inte konkurrera med precisionsavvägning. Tröghetstekniken ger något lägre noggrannhet än GPS såväl i plan som höjd. För stomnät i höjd är det därför egentligen bara precisionsavvägning som är aktuell, men i plan finns alltså större valmöjligheter.

Följande faktorer påverkar ställningstagandet:

- Tillgången till utrustning och personal.
- Siktförhållandena – både mellan punkterna (för konventionella mätningar) och uppåt (för GPS-mätningar).
- Punkttätheten. Om punkterna ligger tätt och dessutom har inbördes sikt är oftast konventionell teknik effektivast.
- Tidsfaktorn. När skall nätet vara klart? GPS-mätningar går betydligt snabbare än konventionella mätningar om det är fråga om anslutningsnät.

För plana stomnät visar det sig i regel att en kombination av GPS och traditionella metoder ger det fördelaktigaste resultatet, och ofta genomförs ett stomnätsprojekt i två delar: anslutningsnätet med GPS-teknik och bruksnätet med konventionell teknik.

Anledningen är att GPS bäst kommer till sin rätt vid längre punktavstånd, speciellt där direktsikt inte finns mellan de punkter som skall mätas in. Konventionella mätmetoder kan också ge noggrannare resultat än GPS på korta avstånd.

I det följande förutsätts GPS ha valts för anslutningsnätet och konventionell teknik för bruksnätet. Om GPS skall användas också till bruksnätet kan snabb statisk mätning vara en lämplig metod – se avsnitt 8.1.

GPS är dock en tredimensionell teknik och även om höjdkomponenten inte duger för stomnät i höjd kan den vara användbar i andra, mindre noggranna sammanhang. Vid plan stommätning med GPS behövs endast ett litet merarbete vid val av kända punkter för att man även skall få "brukshöjder" på nypunkterna.

## 4.2 Nätutformning

För att erhålla bästa möjliga stompunkter med avseende på noggrannhet, ekonomi och tillgänglighet måste stor omsorg läggas på planering av nätets utformning och på utredning av vilka mätningar som skall genomföras.

Momenten nätuppbyggnad, rekognosering och val av mätstrategi ingår, och i de flesta fall behöver de upprepas innan definitiv nätutformning kan fastställas.

### 4.2.1 Nätuppbyggnad

Vid anläggande av stomnät bör man vid planering av punkternas läge beakta faktorer som

- kommande användning
- tillgänglighet
- möjlighet till varaktig markering
- befintlig eller tillgänglig teknisk utrustning
- förväntad noggrannhet i lägesbestämningen.

Förhållandet mellan dessa faktorer varierar mellan olika nättypen beroende på nätets funktion.

Anslutningsnätens punkter är normalt inte utgångspunkter för detaljmätning utan utgör dels en enhetlig stomme för fortsatt förtätning, dels en realisering av referenssystemet som förväntas bestå under överskådlig tid. De främsta kraven blir därför att punkterna skall kunna markeras varaktigt samt att en nättyp väljs så att noggrannheten i lägesbestämningen blir hög.

Andra och delvis motsägande krav är att anslutningspunkterna skall ligga så till att bruksnätet lätt kan anslutas och att bruksnätets regionala noggrannhet stärks. Ett sätt att ta hänsyn till de sistnämnda kraven är att "planera baklänges". Det innebär att brukspunkternas lägen planeras utgående från användarnas behov. Först därefter löses anslutningen till det överordnade nätet.

Bruksnätens punkter bör placeras så att de lätt kan utnyttjas vid den dagliga användningen, dvs. tillgängligheten har hög prioritet.

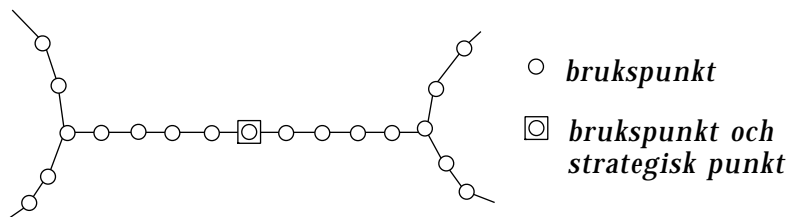
## Nypunkter

Enligt ovan skisserade metod planeras bruksnätet först. Ur bruksnätet väljs sedan ett antal "strategiska punkter" ut, som även skall ingå i anslutningsnätet.

Valet av strategiska punkter bör göras så att bruksnätets noggrannhet (geometri) stärks och så att ett bra regionalt samband erhålls till punkterna i anslutningsnätet.

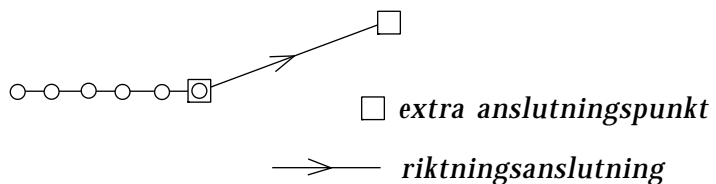
Det lämpligaste sättet att välja strategiska punkter är följande:

- I långa polygontåg väljs enstaka punkter ut för att staga upp tåget, se figur 4.1.



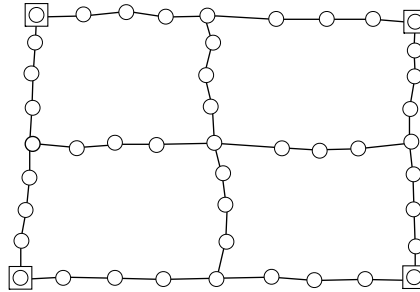
Figur 4.1. Stagning av långa polygontåg.

- I änden av "flygande polygontåg" läggs punkter ut för att möjliggöra riktningsanslutning. Dessa bör placeras så långt ifrån varandra som möjligt för att upprätthålla riktningsnoggrannheten, se figur 4.2. Alternativt behövs endast en ändpunkt om sikt finns mot någon annan befintlig punkt, t.ex. en högpunkt eller om bruksnätet mäts med GPS.



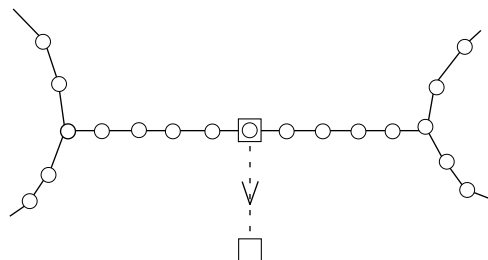
Figur 4.2. Punktpar för riktningsanslutning.

- I mindre nät väljs enstaka punkter ut i bruksnätets rand, se figur 4.3.
- I större nät väljs dels randpunkter, dels punkter i ett "rutnät" lagt över bruksnätet.



*Figur 4.3. Strategiska punkter i randen av ett bruksnät.*

- Vid utnyttjande av beräkningsprogram som inte kan hantera koordinatanslutning måste alltid punktpar i stället för centrala punkter väljas ut. Exempelvis måste en punktkonfiguration som den som redovisas i figur 4.4 då väljas i stället för den i figur 4.1.



*Figur 4.4. Punktpar i stället för enstaka strategiska punkter.*

### Kända punkter

Urvalet av punkter i det överordnade nät som skall användas för anslutning är beroende av vilken typ av stomnät som skall upprättas.



Först måste klargöras om högsta noggrannhet eftersträvas (projektering och byggande) eller om äldre punkter i området kan och bör utnyttjas för anslutningen ("lantmåteritekniska" ändamål).

I det första fallet, med krav på högsta noggrannhet, finns två alternativ:

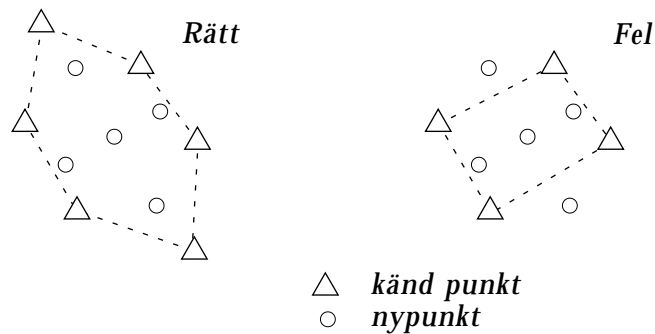
- Vid lokala projekt, t.ex. byggarbetsplatser, görs en approximativ anslutning av ett fritt utjämnat nät genom transformation till ett lokalt koordinatsystem, exempelvis det kommunala.
- Om det däremot är fråga om en mer regional verksamhet (järnvägar, bilvägar etc.) bör i stället motsvarande anslutning ske till ett stamnät som täcker hela det aktuella området. Då är oftast riksnätet (RT 90) det bästa valet.

I det andra fallet är i stället utgångspunkten att en anpassning skall göras till de äldre punkter som finns i det aktuella området. Det beror på att det av praktiska skäl är olämpligt att ändra dessa punkters koordinater, och de kommer därför att påverka bestämningen av de nya punkterna. På så sätt erhålls en bättre överensstämmelse mellan gammalt och nytt – dock till priset av att noggrannheten vanligen blir något sämre totalt sett.

Det är viktigt att samtliga överordnade punkter som i framtiden kan tänkas komma till användning inom området tas med. Annars kan problem ändå uppkomma vid samtidigt utnyttjande av nybestämda och äldre punkter.

Punkter för anslutning till överordnat nät bör väljas så att de inramar det område som projektet omfattar.

På så sätt undviks "*extrapolation*", vilken är en olämplig metod vid stamnätsförtätning. En situation med "*interpolation*" skall alltid eftersträvas, se figur 4.5.



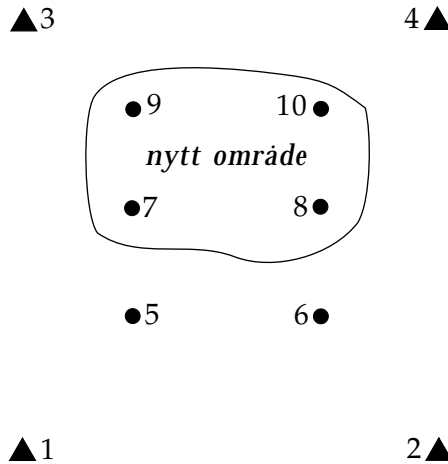
**Figur 4.5.** Interpolation respektive extrapolation vid stomnätsförtätning.

Kravet på antalet kända punkter är i viss mån beroende av antalet nypunkter och deras utbredning samt ändamålet med stomnätet. Det finns dock en undre gräns:

För såväl plan- som höjdbestämmning, genom transformation eller utjämning med fasta punkter, bör minst 4 kända punkter användas.

Kända punkter i höjd kan antingen utgöras av tidigare höjdbestämda punkter, eventuellt sammanfallande med de i plan kända punkterna, eller åstadkommas genom att några av nypunkterna avvägs. Punkterna bör vara placerade så att extrapolation i plan och höjd undviks.

Något som har blivit allt vanligare i samband med användning av GPS-teknik är att förtätningen sker punktvis, vid olika tillfällen, i stället för i ett sammanhang.



*Figur 4.6. Förtätning i två steg.*

I figur 4.6 har sekundärpunkterna 5-8 bestämts i ett skede med hjälp av mätningar mot primärpunkterna 1-4. I ett senare skede önskas utbyggnad av sekundärnätet med punkterna 9 och 10.

Enbart användning av punkterna 3, 4, 7 och 8 eller 1-4 som utgångspunkter för denna senare förtätning kan ej rekommenderas. Ett mer homogent och kontrollerbart nät erhålls om man alltid ansluter till primärpunkterna. Dvs. mätning bör ske dels mot punkt 7 och 8 (för närsambandets skull), dels mot samtliga punkter 1-4 (för den regionala kontrollen).

### 4.3 Rekognosering

Syftet med rekognoseringen är dels att utröna vilka delar av den preliminära nätutformningen som går att utföra, dels att bestämma stompunkternas läge och i övrigt förbereda fältarbetet.

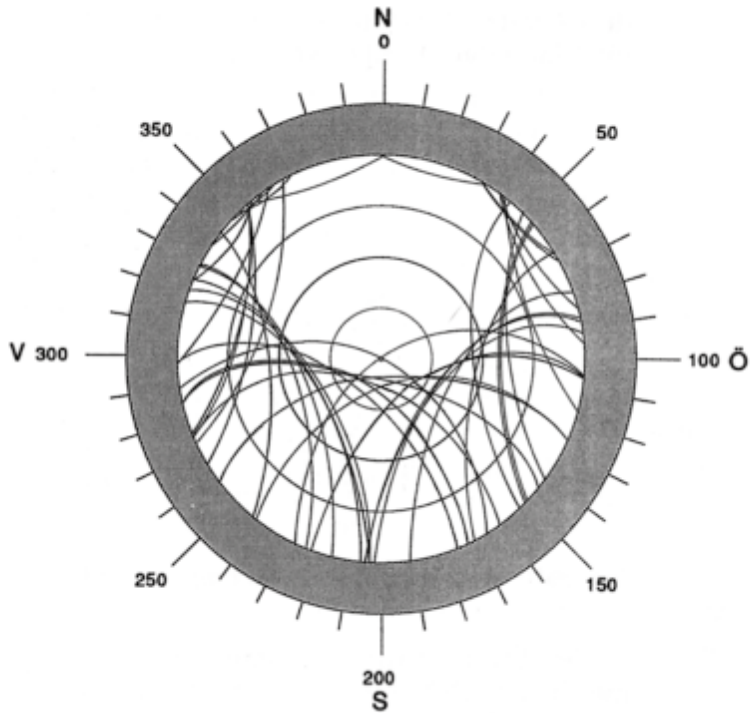
Följande bör alltid behandlas:

- identifiering av befintliga punkter och eventuell justering av tillhörande punktbeskrivningar

- placering av nypunkter och upprättande av punktbeskrivningar för dessa
- alternativa punktlägen
- siktkontroll och röjningsbehov
- behov av signaleringsmateriel, torn/master
- behov av excentriska uppställningar
- markeringstyper
- markägarkontakter
- lämpliga transportvägar.

Vid rekognosering i samband med användning av GPS-teknik bör särskilt utredas:

- Finns fri sikt till satelliterna? Eventuella sikthinder markeras i en polärskiss på rekognoseringsprotokollet. Avstånd, höjd-vinkel eller höjd, asimut samt typ av hinder skall framgå. Skilj på löv- och barrträd, då t.ex. glesa avlövide träd kan gå att mäta igenom. Helt fri horisont ovanför 15° förbättrar möjligheten till bra mätningar. Bilaga D innehåller ett exempel på ett rekognoseringsprotokoll.
- Om mast behövs bör erforderlig mastehöjd uppskattas. Sett ifrån olika platser på jorden finns det delar av himlavalvet där det aldrig går några satelliter. I Sverige finns ett sådant område på norra delen av himlavalvet – se figur 4.7. Ett *polärdiagram* över satelliternas banor kan vara till stor hjälp vid bedömningen av sikthinders betydelse.
- Punktens tillgänglighet. Avstånd från bilväg är t.ex. väsentlig information vid planering av flyttning av mottagare mellan sessioner. Information om nycklar till eventuell vägbom, grind, byggnad m.m. bör också finnas.
- Närhet till störningskällor. Radio-, TV- och telesändare samt stora kraftledningar kan påverka GPS-mätningen. Olika mottagartyper är olika känsliga, varför det är svårt att ge generella regler. Ibland är det antennen och ibland är det mottagaren som påverkas. I det senare fallet är det möjligt att skärma av mottagaren. Endast genom erfarenhet kan man konstatera om en mottagare störs av en viss typ av störningskälla. Det är dock bra att redan i planeringsstadiet vara beredd på att det kan bli problem med vissa punkter.
- Tillgång till el. Ange eventuellt behov av förlängningssladd, alternativt lång antennkabel, om el finns.



*Figur 4.7. Polardiagram med satellitkonstellationen september 1993 sedd från Gävle.*

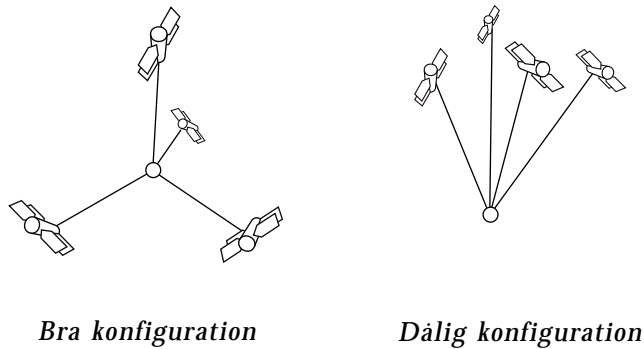
Rekognoseringen inför en GPS-mätning bör dokumenteras i rekognoseringsprotokoll.

## 4.4 Satellittäckning

### 4.4.1 Krav på satellitkonfigurationen

All tredimensionell positionsbestämning kräver i praktiken minst fyra samtidiga satelliter.

Några metoder kräver t.o.m. fler satelliter. Alltså: Ju fler satelliter, desto bättre. Dessutom är det gynnsamt om satelliterna är väl fördelade över himlen, se figur 4.8.



Figur 4.8. Bra och dålig satellitkonfiguration.

För absolut positionsbestämning finns kvalitetsmått på geometrin, s.k. DOP-tal, som de flesta satellitprognosprogram levererar. *DOP* står för "dilution of precision" och är ett mått på det geometriska bidraget till osäkerheten i en positionsbestämning. Den kompletta formeln för noggrannhetsangivelser lyder

$$\sigma = \text{DOP} \cdot \sigma_0$$

där

$\sigma$  = medelfelet i positionsbestämningen

$\sigma_0$  = mätmedelfelet.

Det förekommer flera olika DOP-tal beroende på vilka obekanta som skall bestämmas. Vanligast är *GDOP* och *PDOP*, vilka motsvarar absolutpositionsbestämning med tre positionskoordinater och klockfel respektive endast tre positionskoordinater som obekanta.

För relativ statisk positionsbestämning med bärvågmätning finns inga vedertagna kvalitetsmått som motsvarar *PDOP* och *GDOP*. Geometrifrågan blir mer komplicerad i det statistiska fallet,

dels på grund av att baslinjernas orientering påverkar kraven på satellitgeometrin, dels på grund av att det är satellitgeometrin över en längre tidsperiod som är av intresse.

En förutsättning för den statiska metoden är att satellitgeometrin förändras under observationsintervallet. En stor förändring av geometrin, dvs. att satelliterna under mätningen hinner förflytta sig en längre sträcka över himlavalvet, underlättar bestämningen av periodobekanta och är därmed en positiv egenskap.

Det finns kvalitetsmått även för satellitgeometrin vid statisk mätning, t.ex. *DGDOP*, *RDOP* och *BDOP*, men de har inte fått någon allmän spridning.

*DGDOP* härrör från trippeldifferenslösningen (lösning som bygger på differenser mellan dubbeldifferenser från olika epoker, se vidare avsnitt 6.2). Den bakomliggande tanken är att en stark geometri för trippeldifferenslösningen ger goda möjligheter att bestämma periodobekanta.

*RDOP* beräknas för dubbeldifferenser efter det att periodobekanta har fixerats till heltal. *BDOP* finns i olika varianter vid dubbeldifferensberäkning, både före och efter bestämningen av periodobekanta samt vid själva bestämningen av dessa.

Från geometrisk synpunkt är det alltså gynnsamt om satelliterna är väl spridda, dvs. att de även är belägna på låga elevationer, samt att de förflyttar sig mycket under mätintervallet.

Låga elevationer innebär dock att signalerna från satelliterna får ett lägre signalbrusförhållande eftersom vägen genom troposfären blir längre. Som en kompromiss mellan dessa krav brukar den undre gränsen för elevationsvinkeln till satelliterna (*elevationsgränsen*) sättas till  $15^\circ$  för enfrekvensmätning och tvåfrekvensmätning med P-kod på L2. För tvåfrekvensmätning med kvadreringsteknik (teknik där den kodmodulerade bärvågen kvadreras för att en kodfri signal skall erhållas) eller annan teknik som försämrar signalbrusförhållandet brukar elevationsgränsen höjas till  $20^\circ$ . Rekommendationer för elevationsgränsen är i viss mån mottagarberoende.

#### 4.4.2 Sessionsindelning

Den tillgängliga observationstiden vid GPS-mätning uppdelas i sessioner, under vilka man utför observationer på olika kombinationer av punkter så att hela nätet täcks in av jämnt fördelade mätningar. Vid planering av sessioner måste hänsyn tas till såväl satellittillgång som problem av mer logistisk karaktär, t.ex. tran-

sporttider. Följande faktorer är viktiga att ta hänsyn till och gäller i första hand statisk mätning.

- Mätning under en session bör ske mot minst 4 samtidiga satelliter.
- Observationstidens längd beror bl.a. på hur långa baslinjer som skall mätas, på hur stark satellitgeometrin är (antalet satelliter, spridningen av satelliterna och hur snabbt geometrin förändras), graden av jonosfäriska störningar samt på hur mycket hinder det är på punkterna. Längden på observationstiden bör dock inte understiga 45-60 minuter för statisk mätning, eftersom satellitgeometrin annars inte hinner ändras tillräckligt under mätningen.
- Sessionerna bör planeras så att det finns god tid att flytta de mottagare som skall placeras på andra punkter i nästa session, även om smärre problem uppstår under förflyttningen.
- Då master används vid mätningen bör sessionerna planeras så att dessa ej behöver resas fler gånger än nödvändigt.
- Om sikten mot satelliterna är skyddad i en mindre sektor på någon punkt, t.ex. av ett enstaka träd, bör hänsyn tas till detta vid sessionsindelningen så att mätning på denna punkt sker när satelliterna ej befinner sig i den skyddade sektorn. Alternativt förlängs observationstiden då sådana punkter mäts.

## 4.5 Yttäckande nät

Nätuppbyggnaden bör utformas så att en välbestämd och välkontrollerad relation mellan nybestämda och äldre punkter erhålls.

Den följande GPS-planeringsmetodik har utvecklats vid Lantmäteriverket och är ämnad att ge handfasta principer för lösningen av ett förhållandevis komplicerat problem. Avsikten är naturligtvis att underlätta och inte lägga band på planeringsfasen, vilket är en risk om teoretiseringen drivs alltför långt. Även den rutinerade planeraren bör ha nytta av metodiken, men med ökad erfarenhet ökas även möjligheten till (välgrundade) avsteg och "genvägar".

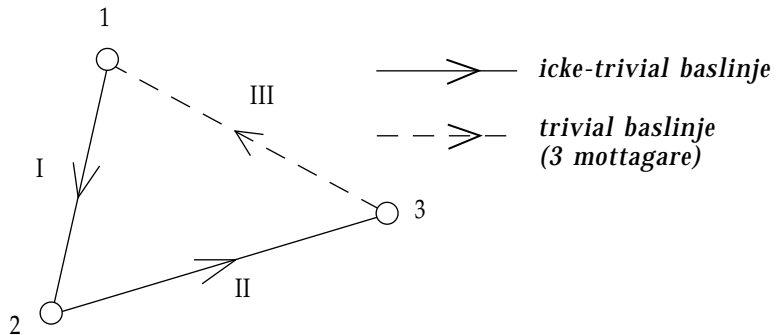


Grundförutsättningen för nätplaneringen är att urvalet av punkter och punktplaceringen är fastlagda, samt att punkterna är konfigurerade någorlunda likformigt och yttäckande.

Planeringsmetoden lämpar sig väl för anslutningsnät, då den ger ett väl kontrollerat nät. Observera att även om nypunkterna i nätet bildar en linje, t.ex. i ett vägprojekt, ger anslutningspunkterna mot överordnat nät oftast en yttäckning som gör att metoden fungerar bra även i dessa fall. Om avstånden mellan nypunkterna är mycket korta i förhållande till avstånden mellan anslutningspunkterna, kan en kombination av yttäckande och linjeformat nät vara lämplig.

#### 4.5.1 Triviala och icke-triviala baslinjer

GPS-nät byggs upp av baslinjer, vilka kan delas upp i två grupper. I en viss session utgörs de *icke-triviala baslinjerna* av de rymdvektorer som inte kan konstrueras genom addition eller subtraktion av andra vektorer inom sessionen. Övriga benämns *triviala baslinjer*.



**Figur 4.9.** Triviala och icke triviala baslinjer i en session med tre GPS-mottagare.

Detta betraktelsesätt åskådliggörs i figur 4.9. Baslinje III är en trivial baslinje som kan bildas genom vektoraddition av de icke-triviala baslinjerna I och II eftersom  $I + II = III$ . Av figuren framgår dock att urvalet inte är entydigt; vi kunde t.ex. lika gärna ha betraktat baslinjerna II och III som icke-triviala och I som trivial eftersom  $II + III = I$ . Det finns alltså utrymme för visst godtycke, men det viktiga är att ha insikt om denna distinktion och att kunna beräkna antalet baslinjer av vardera slaget.

Antalet baslinjer, triviala och icke-triviala, för en session med  $m$  stycken mottagare, ges av följande formler:

$$b = m - 1$$
$$b' = \frac{(m-1)(m-2)}{2}$$

där

$b$  = antalet icke-triviala baslinjer i sessionen

$b'$  = antalet triviala baslinjer

Summering av  $b$  och  $b'$  ger det totala antalet baslinjer i en session:

$$b + b' = m \frac{(m-1)}{2}$$

#### 4.5.2 Mätstrategi med minst tre mottagare

Planeringsmetoden bygger på följande tre principer:

1. Alla punkter betraktas ur planeringssynpunkt som nypunkter – således även tidigare bestämda (kända) punkter.
2. Endast icke-triviala baslinjer tas med i planeringen.
3. Nätet byggs upp av kvadrater bildade av icke-triviala baslinjer.

Den första principen beror på att det i geodetiska sammanhang alltid är fråga om relativ mätning. Dessutom ges möjlighet till kontroll av kända punkters inbördes lägen samt en välbestämd relation mellan nybestämda och äldre punkter.

Den andra principen har sin orsak i att om samtliga baslinjer tas med finns det risk för en alltför optimistisk föreställning om hur väl bestämt GPS-nätet är.

Den tredje principen kan verka mer gripen ur luften. Varför inte trianglar, som vid traditionell stommätning, i stället för kvadrater? En närmare analys visar dock att denna princip är lika välgrundad som de två övriga.

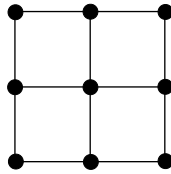
De viktigaste motiven är

att stora yttäckande nät uppbyggda av icke-triviala baslinjekvadrater, uppfyller den gamla tumregeln "en överbestämning per obekant" samt

att ett nät av kvadrater automatiskt ger lämpliga baslinjeslingor för felsökning före utjämning.

### 4.5.3 Formelsamband

Den ideala nätkonfigurationen på vilka nedanstående formelsamband baseras är ett teoretiskt GPS-nät, vars punkter är hopbundna till (icke-triviala) baslinjekvadrater som tillsammans bildar ett kvadratisk, helt regelbundet gitter, se figur 4.10.



*Figur 4.10. Ett symmetriskt GPS-nät uppbyggt av kvadrater.*

Det är många gånger möjligt att åstadkomma en liknande konfiguration i praktiken, även om symmetrin då inte blir lika fulländad och kvadraterna mer övergår till allmänna fyrhörningar.

Utgående från antalet punkter ( $p$ ) i nätet och antalet tillgängliga mottagare ( $m$ ) för mätningarnas genomförande beräknas ett antal hjälpstorheter.

– Antalet nödvändiga sessioner ( $s$ ) ges av uttrycket

$$s = \frac{2(p - \sqrt{p})}{(m - 1)}$$

som avrundas till närmaste högre heltal.

– Det totala antalet icke-triviala baslinjer ( $B$ ) i nätet beräknas som

$$B = s(m - 1)$$

– Antalet kvadrater/fyrhörningar ( $k$ ), slutligen, erhålls ur

$$k = B - p + 1$$

Uttrycket för  $k$  är dock en approximation. Det är inte alltid möjligt – eller åtminstone inte alltid lämpligt – att konstruera exakt detta antal fyrhörningar i ett nät.

#### EXEMPEL

Under antagandet  $m = 4$  erhålls följande storheter för nätet i figur 4.10 ( $p=9$ ):

$$s = 2(9 - 3)/(4 - 1) = 4$$

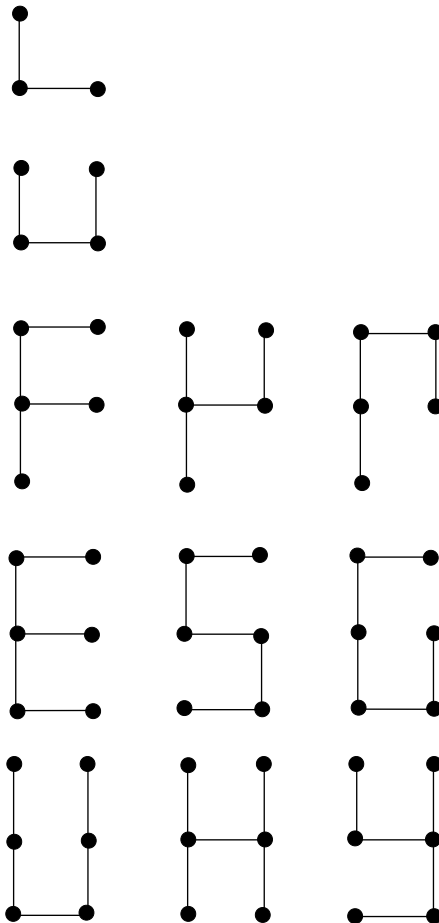
$$B = 4(4 - 1) = 12$$

$$k = 12 - 9 + 1 = 4$$

#### 4.5.4 Grafisk redovisning

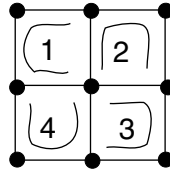
Uppgiften vid planeringen är i korthet att med  $B$  stycken baslinjer konstruera ca  $k$  stycken fyrhörningar och att i denna konfiguration placera in  $s$  st. sessioner. Detta underlättas av, för att inte säga kräver, ett grafiskt framställningssätt.

Först konstrueras rutnätet som i figur 4.10. Därefter åskådliggörs sessionerna, beroende på antalet mottagare, med hjälp av "grundelement" av den typ som redovisas i figur 4.11. Ytterligare varianter finns.



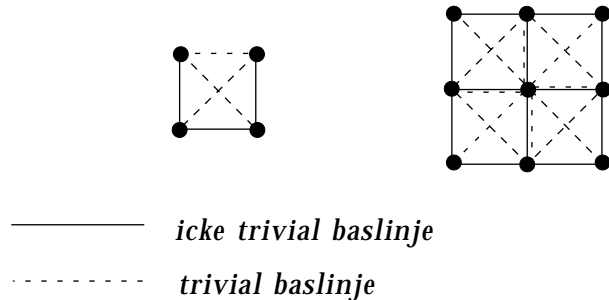
*Figur 4.11. De viktigaste grundelementen för sessioner med 3-6 mottagare.*

I figur 4.12 ges en grafisk redovisning av sessionsindelningen för nätet i figur 4.10 då  $m=4$ . Där framgår också metodiken tydligt: genom att man sammanför närliggande punkter till sessioner och knyter ihop dessa så att varje ny session har minst två punkter gemensamma med föregående, säkerställs bl.a. en hög närnoggrannhet, ett bra samband mellan sessionerna samt en låg flyttfrekvens och korta flyttavstånd för mottagarna.



**Figur 4.12.** Planering av sessioner i nätet från figur 4.10 ( $m = 4, p = 9$ ).

Linjerna i grundelementen avser icke-triviala baslinjer. I figur 4.13 har även de triviala baslinjerna ritats ut, vilka också kan vara av visst intresse.



**Figur 4.13.** Totalt antal baslinjer i nätet från figur 4.10 – grafisk redovisning för en session samt av nätet som helhet.

### 4.5.5 Mätstrategi med två mottagare

Den i föregående avsnitt föreslagna planeringsmetoden fungerar även vid användning av endast två mottagare. Skillnaden är att inga triviala baslinjer erhålls samt att det inte är möjligt med en gemensam baslinje mellan sessionerna. Det finns även olikheter i hur slumpmässiga och systematiska fel hanteras. Med den kunskap vi har i dag kan extremfallet med två mottagare betraktas som likvärdigt med de fall där fler mottagare används.

Formelsambanden är desamma som i föregående avsnitt. Då fyrhörningarna i nätet väl är bildade är det enkelt att planera in sessioner, alla baslinjer skall ju mätas och varje baslinje motsvarar en session. Att bestämma ordningen för hur sessionerna skall

mätas och hur mottagarna skall förflyttas kräver dock lite mer eftertanke.

Vid användning av två mottagare faller det sig naturligt att arbeta med en fast och en rörlig mottagare. Det är naturligtvis godtyckligt vilken mottagare som är fast och dessutom behöver denna inte vara fast under hela mätprojektet.

Då närsambandet är viktigt kan inte en mottagare vara fast stationerad under hela projektet, utan endast temporärt under ett antal sessioner.

Tidsperioden då en mottagare är fast stationerad på en station kallas *sessionsgrupp* ( $S$ ).

Varje sessionsgrupp består av flera sessioner. I ett nät av fyrhörningar är det lämpligt med tre sessioner per sessionsgrupp.

Tumregeln för hur många sessionsgrupper som behövs blir då lika med antalet sessioner som skulle krävas vid mätning med 4 mottagare, dvs.

$$S = \frac{2(p - \sqrt{p})}{3} = \frac{s}{3}$$

#### EXEMPEL

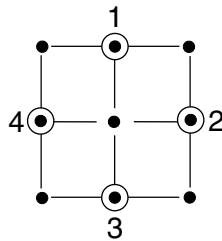
För nätet i figur 4.10 ( $p = 9$ ) erhålls följande storheter:

$$s = B = 2(9 - 3) = 12$$

$$k = 12 - 9 + 1 = 4$$

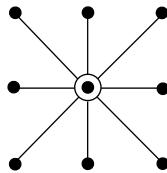
$$S = 12/3 = 4$$

I figur 4.14 ges en grafisk redovisning av indelningen i sessionsgrupper. Mellan sessionsgrupperna är det lämpligt att flytta den fasta mottagaren och låta den andra stå kvar på senast mätta punkt.



*Figur 4.14. Planering av sessionsgrupper av nätet i figur 4.10.*

En alternativ mätstrategi, som ligger nära till hands, är att placera en mottagare fast under hela projektet och låta den andra besöka övriga punkter. I exemplet ovan skulle den fasta mottagaren placeras på punkten i centrum – se figur 4.15.



*Figur 4.15. Olämplig mätstrategi för stommätning.*

Om den rörliga mottagaren endast besöker varje punkt en gång, erhålls då ett nät helt utan överbestämningar, vilket är oacceptabelt för stommätning. För att få ett överbestämt nät med denna metod krävs att varje punkt besöks två gånger, dvs. för detta exempel behövs 16 sessioner. Metoden med fyrhörningar blir då effektivare eftersom man där får den nödvändiga kontrollen med endast 12 sessioner. Om avstånden mellan den fasta mottagaren och nypunkterna är längre än avstånden mellan nypunkterna blir dessutom närnoggrannheten lidande.

#### 4.5.6 Praktiskt tillämpning

Detta avsnitt visar tillämpningen av den i avsnitt 4.5.2-4.5.4 beskrivna mätstrategin.



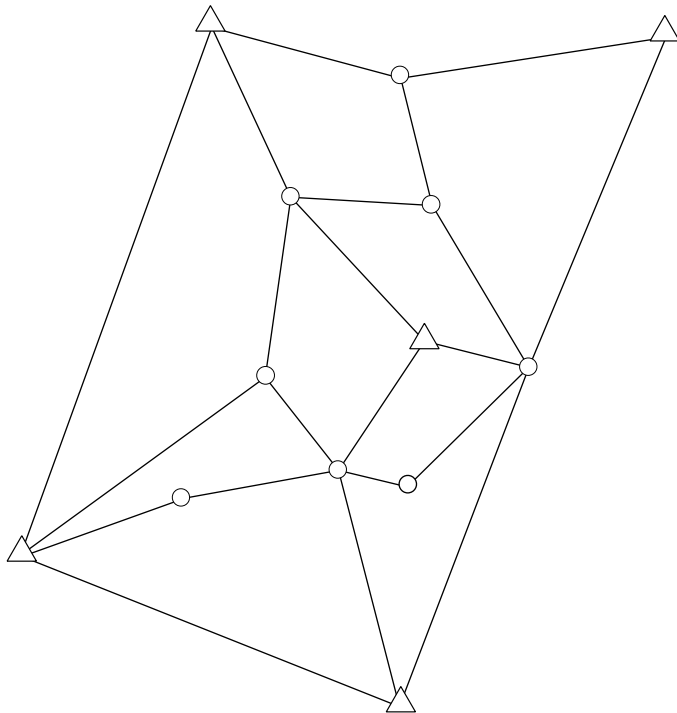
**EXEMPEL**

Förutsättningarna är  $p = 13$  och  $m = 4$ , vilket ger

$$B = 7(4 - 1) = 21$$

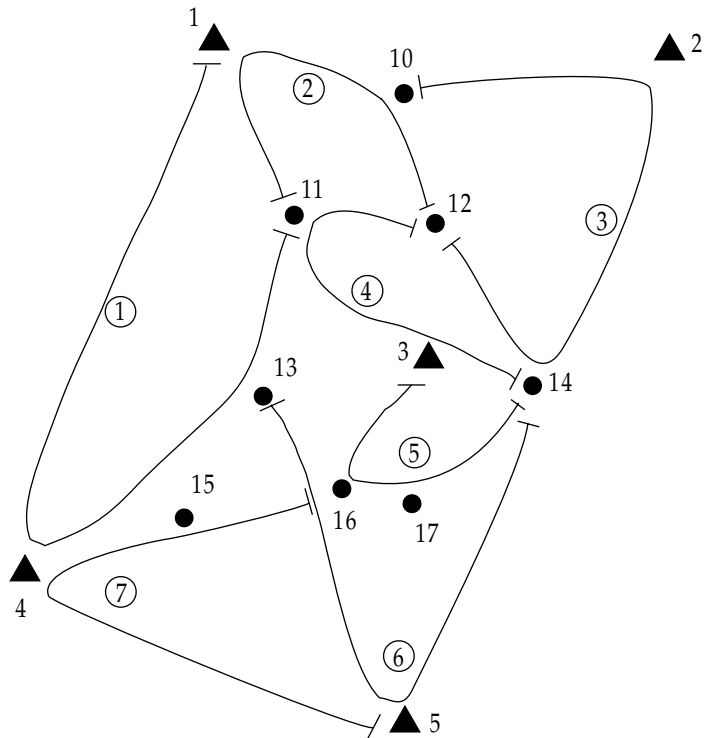
$$k = 21 - 13 + 1 = 9$$

Inledningsvis sammanförs punkterna med icke-triviala baslinjer (21 st.) i fyrhörningar, se figur 4.16. Antalet baslinjer skall vara exakt, men antalet fyrhörningar (9 st.) kan tillåtas avvika. Eventuella avvikelser kan i regel hanteras så att trianglar i stället för fyrhörningar konstrueras. Figurer med fem eller fler hörn bör alltid undvikas.

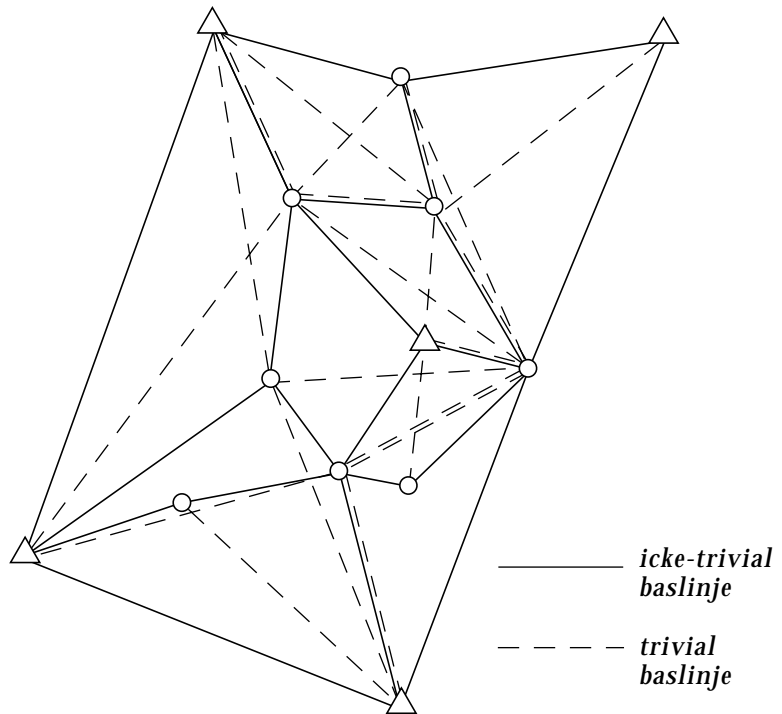


*Figur 4.16. Förslag till uppdelning i fyrhörningar.*

I detta nätverk ritas sedan sessionerna (7 st.) in. I första hand skall grundelementen i figur 4.11 utnyttjas. Vissa modifieringar av dessa kan dock krävas dels om nätverket inte är lika regelbundet som ett idealt GPS-nät, dels om trianglar förekommer i konstruktionen. Förslaget visas i figur 4.17. I figur 4.18 redovisas samtliga baslinjer.



*Figur 4.17. Förslag till sessionsindelning.*



*Figur 4.18. Totalt antal baslinjer.*

Ovanstående exempel beskriver strategin i sin grundform. Erfarenheten visar att med litet träning kan sessionsplaneringen genomföras – utan att explicit rita ut nätet av fyrhörningar.

Fördelarna med den här redovisade metodiken är framförallt:

- Närsambandet, och därmed närnoggrannheten, säkerställs. Detta är sannolikt den viktigaste aspekten på noggrannhet vid fortsatt användning och förtätning.
- Planeringen blir enklare att lära ut. Med ett systematiskt angreppssätt kan även en "nybörjare" ge sig på planering av ett GPS-nät, och med litet träning lär man sig snart var genvägarna finns och var avsteg kan göras.
- Beräkning och kontroll underlättas eftersom baslinjekonfigurationen är klar och lämpliga slingor för felsökning finns framme redan vid planeringen.

## 4.6 Linjeformade nät

Vid långsträckta (linjeformade) projekt, där mätning med konventionell teknik resulterar i polygontåg, kan GPS-teknik med en liknande mätmetod användas. Den långsträckta nätformen ger en lägre kontrollerbarhet än yttäckande nät varför "tågen" ej får bli för långa.

Antalet nypunkter per tåg i linjeformade GPS-nät bör liksom vid traditionell teknik endast undantagsvis överstiga 4 stycken.

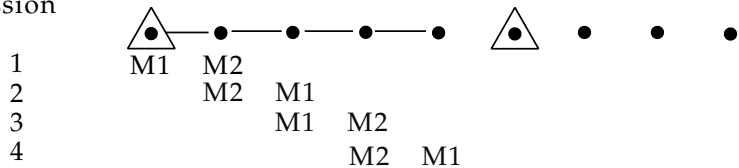
Mätstrategin innebär att mottagarna ställs upp på rad efter varandra. En mottagare kvarhålls till nästa session och övriga (eller den andra) flyttas förbi denna och ställs åter upp på rad – se figur 4.19.

Att använda en mätstrategi med en mottagare placerad stationärt under hela mätprojektet, se figur 4.20, kan ej rekommenderas. Närliggande mellan intilliggande punkter blir sämre än vid föregående metod (se vidare avsnitt 8.4), och nypunkterna blir helt okontrollerade vilket är oacceptabelt vid stommätning.

Den här rekommenderade metoden ger en kontroll motsvarande "koordinatanslutning" vid traditionell polygontågs-mätning.

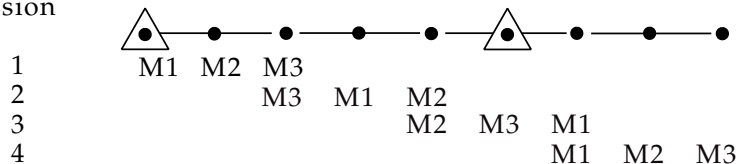
2 mottagare:

Session

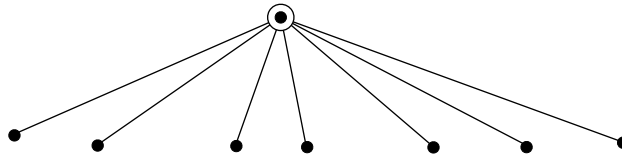


3 mottagare:

Session



Figur 4.19. Mätstrategi med 2 resp. 3 mottagare.



Figur 4.20. Olämplig mätstrategi för stomnät.

## 4.7 Utvärdering av planeringsförslag

Planeringsarbetet utmynnar i ett eller flera förslag till genomförande. Förslagen skall därefter utvärderas och eventuella alternativ ställas mot varandra.

Planeringsförslag, vad avser nätkonfiguration och mätstrategi, bör dokumenteras skriftligt.

En skriftlig dokumentation underlättar utvärderingen, som omfattar noggrannhetsanalys samt analys av logistiken (transporter, antal flyttningar av mottagare etc.). Dokumentationen underlättar dessutom information om och förankring av förslaget inför genomförandet.

Beträffande analys av noggrannheten är simulering ett tänkbart alternativ, som dock är komplicerat och tidsödande. Simulering framstår därför snarast som ett sätt att generellt – en gång för alla – studera olika mätförfaranden, och har sin främsta användning vid metodutveckling. I produktionsprojekt är simulering i regel onödig.

Detta beror främst på att den här beskrivna planeringsmetodiken, i kombination med den noggrannhet som i dag erhålls vid GPS-mätning, alltid ger ett bra resultat om nätet är homogent. Homogeniteten, dvs. noggrannhetsvariationer inom ett nät, är därför den viktigaste analysaspekten.

Noggrannheten bör analyseras genom att studera det planerade nätets homogenitet.

Denna analys kan enkelt genomföras genom studier av det antal sessioner som respektive punkt ingår i. Uppställningar av den typ som redovisas i tabell 4.1 kan då vara till hjälp. Låga antal sessioner per punkt i någon del av nätet är ett tecken på en inhomogenitet som bör åtgärdas genom att förslaget modifieras. Detta gäller särskilt om anslutningspunkterna företer brister i detta avseende.

Punkt	Antal sessioner
1	2
2	1
3	2
4	2
5	2
10	2
11	3
12	3
13	2
14	4
15	1
16	3
17	1
Summa = s · m = 28	

*Tabell 4.1. Antal sessioner/punkt för exemplet i figur 4.17.*

Logistiken bör analyseras genom att studera transportsträckor dividerat med transporttider samt antal flyttningar av mottagare.

Dessa parametrar är särskilt viktiga vid jämförelser av olika planeringsalternativ. I tabell 4.2 ges ett förenklat exempel på underlag för en sådan analys. Punktavstånd och tider för förflyttning tillkommer. Dessutom måste behovet av mastbyggen etc. beaktas.

Session Mottagare	I	II	III	IV	V	VI	VII	Antal flytt
A	1	1	2	3	3	13	4	4
B	4	12	12	12	17	5	5	3
C	13	10	10	11	16	16	16	3
D	11	11	14	14	14	14	15	2

Summa 12

*Tabell 4.2. Schema över flyttningen av mottagare för exemplet i figur 4.17.*

I en konsult/beställarrelation är det särskilt viktigt att planeringsförslaget i sin helhet granskas av beställaren, eftersom denne i regel har den bästa kunskapen om de lokala förhållandena. Det är i detta skede modifiering av planeringsförslaget enkelt kan göras – genomförandet får inte störas av problem som beror på brister i planeringen.





## 5 MÄTNING OCH INSTRUMENTVÅRD

### 5.1 MÄTNING

#### 5.1.1 Mätning med GPS-mottagare

Handhavandet av GPS-mottagarna är i huvudsak fabrikatberoende. I stort sett det enda som går att säga generellt är att mätpersonalen måste vara väl insatt i hur detta skall ske.

Det är vanligt att GPS-mätningen startas och stoppas automatiskt med tidur (extern eller intern timer), alltså utan att någon är närvarande. Vid uppställningen på stationen bör mottagningsförhållandena kontrolleras genom provmätning mot de satelliter som skall finnas tillgängliga samt genom kontroll av signalstyrkan. Låg signalstyrka kan bero på fel i antennen eller antennkabeln, eller på störningar från radiosändare.

GPS-antennens elektriska centrum är ofta beläget något excentriskt i förhållande till dess fysiska centrum.

GPS-antennerna av samma typ bör orienteras likadant för att minimera effekten av eventuella antennexcentriciteter.

#### 5.1.2 Centrering och centreringsmätning

Med central uppställning avses att antennens fysiska centrum placeras lodrätt över markeringen. Förfarandet kallas centrering. I plan finns då ingen excentricitet, men antennens höjd över markeringen bör mätas, se nedan.

Centrering och antennhöjds-mätning bör kontrolleras efter GPS-mätningen, som kontroll på att uppställningen inte rubbats.

Då man inte kan göra en central uppställning måste excentriciteter i både plan och höjd bestämmas. Förfarandet benämns centrerings-

mätning. Normalt kan centreringsmätningen utföras med teodolit och mätband, som polär mätning eller skärbindning i kombination med trigonometrisk höjdmätning. Om utgående sikt (sikt mot känd punkt) saknas, kan orienteringen bestämmas genom solasimutmätning eller med gyroteodolit.

Centreringsmätning bör utföras med överbestämning.

Mastlodning görs med teodolit, varvid båda cirkellägena används. Då mastlodningen vanligen sker med två teodoliter mäts lämpligen antennhöjden trigonometriskt från båda teodoliterna i samband med lodningen.

Vikten av noggrann antennhöjds-mätning förtjänar några extra kommentarer. Betydelsen av att antennhöjden mäts noggrant då GPS-mätningarna skall användas för höjdbestämning är självklar, men även då syftet är planbestämning finns det goda skäl att vara noggrann.

- Eftersom GPS-mätningarna ger tredimensionella koordinater kan man i ett senare skede även vilja använda höjdkomponenten, detta i analogi med att ett stomnätts alla syften inte är kända från början.
- Utjämningen av GPS-koordinater sker ofta i ett geocentriskt kartesiskt system ( $X, Y, Z$ ) där ingen av komponenterna sammanfaller med höjden. Höjden ingår i alla tre komponenterna, till olika stor del beroende på mätningarnas läge på jordklotet. Effekten av detta blir att även planläget kan påverkas av ett antennhöjdsfel samt att utvärderingen av utjämningen försvåras.

### 5.1.3 Atmosfärskorrekationer

GPS-signalen påverkas under sin väg genom atmosfären av jonosfären och troposfären.

Mätning på två frekvenser ger möjlighet till eliminering av jonosfärens inverkan – både de systematiska (långvågiga) effekterna, som vid enfrekvensmätning huvudsakligen ger upphov till skalfel, och de mer oregelbundna (kortvågiga) effekterna, som kan resultera i att inget användbart resultat erhålls överhuvudtaget. Hittills har enfrekvensmätningar huvudsakligen utnyttjats i samband med stommätning med baslinjer upp till ca 20 km.

Troposfärsfelen kan delas upp i två grupper: absoluta och relativa troposfärsfel.

*Absoluta troposfärsfel* uppkommer då båda stationerna i en baslinje har samma fel. Effekten av denna typ av fel är en skalfaktor, vilken kan uppgå till några tiondels ppm (mm/km) vid extrema förhållanden.

*Relativa troposfärsfel* ger upphov till konstanta höjdfel (oberoende av baslinjelängden). För att komma åt dessa krävs extremt noggranna meteorologiska mätningar – redan  $1^\circ \text{C}$  relativt temperaturfel ger upphov till flera cm i höjd! Risken är därför stor att resultatet blir sämre med egna meteorologiska data än med en standardatmosfär, såvida inte instrumenten är mycket väl kalibrerade och verkligen mäter representativa värden. Det är förhållandena i luftmassan ovanför antennen och inte i luften nära marken, runt antennen, som skall registreras. Se vidare avsnitt 5.2.3.

En standardatmosfär bör användas vid stamnätsberäkning med baslinjelängder upp till några tiotal km.

#### 5.1.4 Kontrollmätning med EDM-instrument

Att mäta avståndet med EDM-instrument mellan närbelägna punkter med direktsikt är en bra kontrollåtgärd. En ny uppställning bör då etableras på såväl instrumentpunkten som signalpunkten för att även eventuella centreringsfel skall kunna kontrolleras. De EDM-mätta längderna jämförs med längder från baslinjeberäkningen. Jämförelsen kan ske antingen mellan lutande längder eller längder i projektionsplanet.

Vid kontrollmätning av GPS-mätta avstånd med EDM-instrument bör felgränserna i bilaga A.3 tillämpas.

### 5.1.5 Dokumentation av mätningen

Varje uppställning av mottagare bör dokumenteras – lämpligen på ett särskilt formulär/mätprotokoll eller i en mätbok.

Bland de uppgifter som där skall finnas bör särskilt nämnas (se även exempel på mätprotokoll i bilaga D.1):

- projekt/mätområde
- datum
- observatör/mätansvarig
- punktbeteckning
- tidpunkt för mätning (start/slut)
- antenn-/masthöjd
- instrumenttyp och tillverkningsnummer för den utrustning som används
- övriga uppgifter av betydelse för mätningens genomförande (fritextkommentar).

## 5.2 Vård och kontroll av utrustning

Alla instrument som används i stornätssammanhang skall enligt Mätningsskugörelsen vara väl kontrollerade och kalibrerade.

Mätutrustningen måste också hanteras med varsamhet samt hållas torr och ren. Efter användning i regn/snö bör utrustningen få lufttorka.

### 5.2.1 GPS-mottagare

Det finns många olika typer av GPS-mottagare. Skillnaden består bl.a. i typ av oscillator, dataregistreringsmedia och fysisk avgränsning mellan antenn, mottagare och enhet för dataregistrering. Det är därför viktigt att följa fabrikanternas råd och anvisningar, som är anpassade till den aktuella typen av mottagare.

De vanligaste förekommande problemen under GPS-mätning orsakas av fel i antennkabeln, strömkabeln eller anslutningarna till dessa samt av fel på batterier.

Särskild omsorg bör läggas ned på kontrollen av strömförsörjningen till GPS-mottagaren samt på förbindelsen mellan mottagaren och antennen.

Detta kan göras genom att

- kontrollera anslutningar till antenn- och strömkablar samt att inga skador finns på kablarna
- rulla ut antennkabeln vid användning och avlasta anslutningen mot antennen med t.ex. tejp då mast eller torn används
- sköta batteriladdningen på ett riktigt sätt (olika beroende på typ av batteri).

### 5.2.2 Längd- och vinkelmätninginstrument

Traditionella instrument används bl.a. vid kontroll och centreringsmätningar i samband med GPS-projekt. Kontroll och justering av längd- och vinkelmätninginstrument behandlas mer utförligt i HMK-Ge:S.D och HMK-Ge:D.B.

Genom kalibrering kontrolleras hur instrumentavläsningarna förhåller sig till kända (korrekta) värden – dvs. hur instrumentet "slår". Vid behov justeras instrumentet för konstaterade fel.

Följande indelning baseras på hur felen kan konstateras och åtgärdas:

- Fel som kontrolleras vid varje mättillfälle. Beroende på felets art och inverkan på mätningarna justeras felet omedelbart eller vid behov.
- Fel som konstateras i samband med mätning eller vid kontroll och som kan justeras av instrumentanvändaren själv, antingen i fält eller med hjälp av särskild enklare anordning för feljustering.
- Fel som konstateras i samband med mätning eller vid kontroll och som kräver justering vid instrumentverkstad eller tillgång till speciell utrustning.

Kontroller av instrumenten bör göras regelbundet, med fasta tidsintervaller, samt när mätresultaten indikerar instrumentfel.

Varje mättningsorganisation som förfogar över geodetiska mätinstrument bör se till att nödvändiga anordningar för kontroll av instrumenten finns tillgängliga.

Exempel på sådana anordningar är:

- justeringsbänk för optiskt lod
- kalibreringsbas för EDM-instrument (nollpunktsfel och cykliskt fel)
- mätbas för kontroll av kollimationsfel för avvägningsinstrument
- etaloneringsbas för mätband
- kollimator för kontroll och justering av alla typer av kollimationsfel.

Beträffande moderna elektroniska instrument gäller att vissa instrumentfel kan elimineras matematiskt. Detta gäller t.ex. kollimationsfel. En förutsättning är dock att instrumenten trimmas in genom regelbunden kalibrering. Olika fabrikat hanterar felen på olika sätt och tillverkarens instruktioner måste följas.

### 5.2.3 Meteorologiska instrument

Meteorologidata används dels för att korrigera konventionella längdmätningar, dels för att korrigera GPS-mätningar när det är fråga om relativa avvikelser från en standardatmosfär.

Vid konventionell längdmätning är meteorologikorrektion vanligtvis nödvändig. 4 mbar och 1° C motsvarar var för sig 1 ppm.

Vid GPS-mätning krävs mycket noggranna observationer av tryck, temperatur och luftfuktighet (storleksordningen 0.3 mbar, 0.1° C och 2%) för att GPS-mätningar upp till några tiotals km avstånd skall kunna förbättras (se även avsnitt 5.1.3).

Trycket mäts med aneroidbarometer, vilken kan ha fel av typen nollpunktsfel eller språng.

Kontroll av aneriodbarometer mot kvicksilverbarometer bör ske 1-2 gånger per år och inbördes kontroll mellan de barometrar som används i projektet varje mättag.

Temperaturen mäts med termometer, vilken kan ha nollpunktsfel eller skalfel.

Kalibrering av termometrar mot en normaltermometer bör ske en gång per år.

Luftfuktigheten mäts antingen med psykrometer eller hygrometer. Psykrometern består av två termometrar – en som mäter torr temperatur och en som mäter våt. Kalibrering av dessa görs på samma sätt som för vanliga termometrar.

#### 5.2.4 Övrig utrustning

Trefötter bör liksom mätinstrumenten hanteras varsamt. Fel på en trefot innebär att uppställningen blir excentrisk.

Kontroll och justering av trefötter bör göras ca 1 gång per vecka under pågående mätperioder.

Detta görs antingen i en kontrollbänk eller med hjälp av teodolit.

Rakheten hos kortare förlängningsstänger, avsedda för förhöjt antennmontage, bör kontrolleras antingen vid uppställning eller några gånger per år genom lodning med teodolit.

Det bästa är naturligtvis att göra en nedlodning i samband med uppställningen, i synnerhet om långa förlängningsstänger (>1 ½ m) används, eller då noggrannhetskraven är höga.

### 5.3 Ansvarsfrågor vid lån eller förhyrning

Ytterst ansvarig för att allt fungerar som det skall i ett mätprojekt är den som leder detsamma, oavsett om använd mätutrustning är inhyrd eller inte.

Även om ett formellt hyresavtal reglerar i vilket skick utrustningen skall vara är det upp till den projektansvarige att kontrollera att så verkligen är fallet – eller för denne själv att utföra den vård och kontroll som krävs.



## 6 BERÄKNING, FELSÖKNING OCH UTVÄRDERING

I detta avsnitt beskrivs hela beräkningsgången för stommätning med statisk GPS.

Som nämnts inledningsvis befinner sig GPS-tekniken i ett utvecklingsskede, vilket gör att en del avsnitt snabbt riskerar att bli inaktuella. Detta gäller speciellt beräkningsdelen.

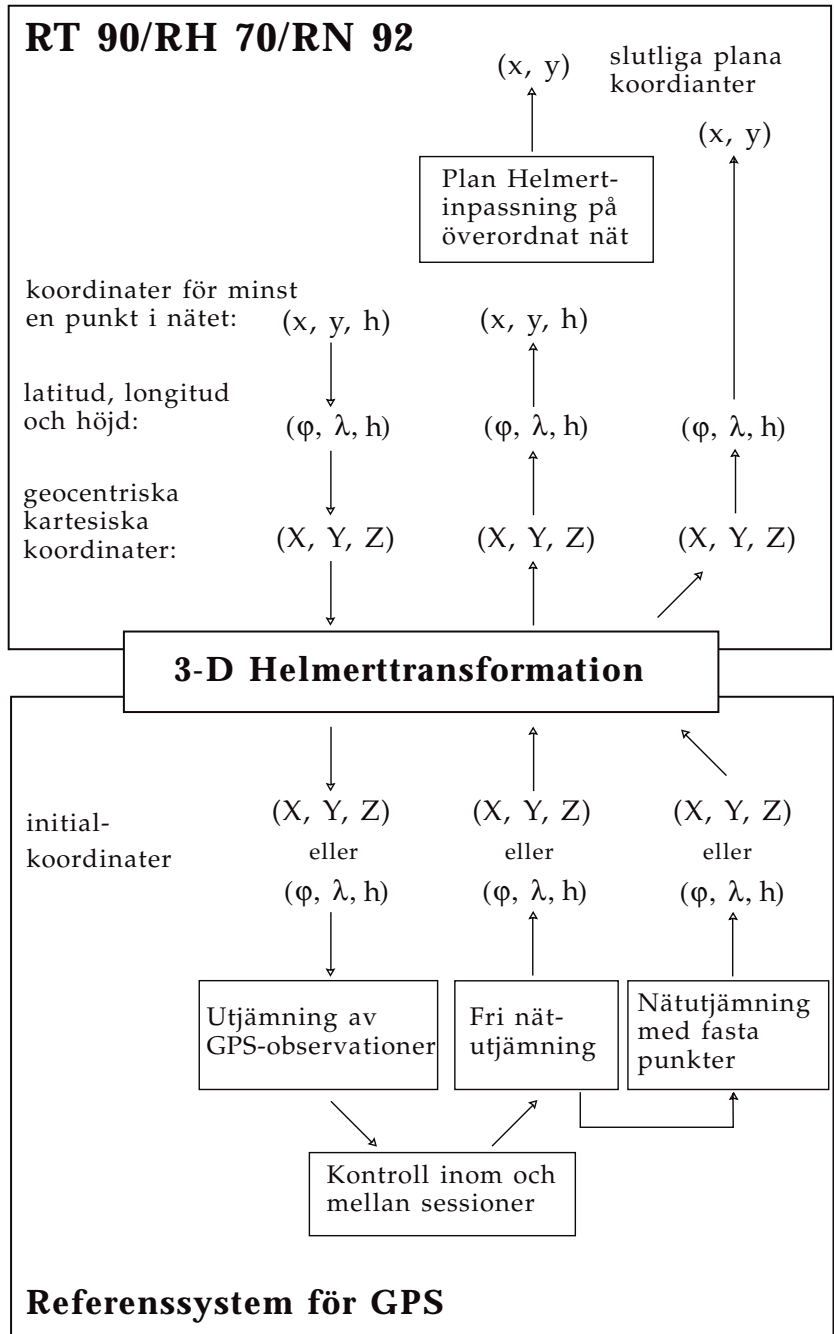
Många problem med mätningarna, t.ex. jonosfäriska störningar, upptäcks först vid beräkningen.

Det är lämpligt att utföra beräkningarna i nära anslutning till mätningarna, helst dagligen efter varje dags mätning.

Särskilt vid mätningar utanför hemorten är det viktigt att ha löpande kontroll över mätningarna. En god regel är att åtminstone ha ett preliminärt resultat av hela mätprojektet innan man lämnar projektområdet.

Beräkningsgången för stommätning med statisk GPS kan delas upp i följande steg – se även figur 6.1.

1. **Beräkning av initialkoordinater** i ett referenssystem för GPS (globalt system) på en startpunkt i nätet. Beräkningen görs genom transformation från RT 90, RH 70 och eventuellt RN 92 (eller liknande system), varför man bör planera mätningarna så att minst en punkt med koordinater kända i dessa system ingår i första dagens mätningar.
2. **Utjämnning av GPS-observationer.** Denna kan antingen göras baslinjevis eller genom en samtidig utjämnning av flera baslinjer (multistationsutjämnning).
3. **Kontroller inom och mellan sessioner.** Sessionsvis kontroll görs antingen genom multistationsutjämnning eller genom en nätutjämnning per session. Kontroller mellan sessioner görs genom jämförelser av dubbelmätta baslinjer eller beräkning av slutningsfel i slingor.



Figur 6.1. Flödesschema för beräkning av plana koordinater

4. **Nätutjämning.** Baslinjekomponenterna från steg 2 utjämnas till ett fritt sammanhängande nät i ett referenssystem för GPS.
5. **Anslutning till överordnat nät.** Koordinaterna från nätutjämnningen transformeras till plana koordinater i ett ungefärligt RT 90, regionsystem eller dylikt och höjder i ett ungefärligt RH 70. Anslutning till det aktuella plana koordinat-systemet görs genom en Helmertinpassning (skala, translation och vridning). Höjdanslutningen görs genom en anpassning av ett lutande plan eller en tredimensionell Helmertinpassning, eventuellt med hänsyn tagen till geoiden.

Alternativt betraktas dessa inpassningar endast som kontroller och den slutliga anslutningen görs genom en nätutjämning med fasta punkter.

## 6.1 Initialkoordinater

GPS-beräkningarna bör utföras i rätt absolutläge för att undvika systematiska fel och konvergensproblem.

Höjdfel i initialkoordinaterna ger upphov till skalfel och fel i horisontalled till tippning av nätet.

Skalfelet är direkt proportionellt mot höjdfelet, 10 m för högt absolutläge ger 0.4 ppm för liten skala. Dessutom förstärks skalfelet vid reduktion till ellipsoiden, 10 m ger 1.6 ppm. Total-effekten av 10 m fel i höjd blir alltså 2.0 ppm, se figur 6.2.

De systematiska felen på grund av fel absolutläge i horisontalled är betydligt mindre. 10 m fel ger en tippning på 0.009 mgon = 0.1 ppm. Ett stort horisontellt fel (50-100 m) kan dock ge upphov till konvergensproblem vid beräkningen.

Det räcker att endast en punkt har bra initialkoordinater. Dessa förs sedan via baslinjeberäkningen över till övriga punkter i nätet. Det är viktigt att alla beräkningar i ett nät görs i samma absolutläge, annars införs onödiga spänningar i nätet.

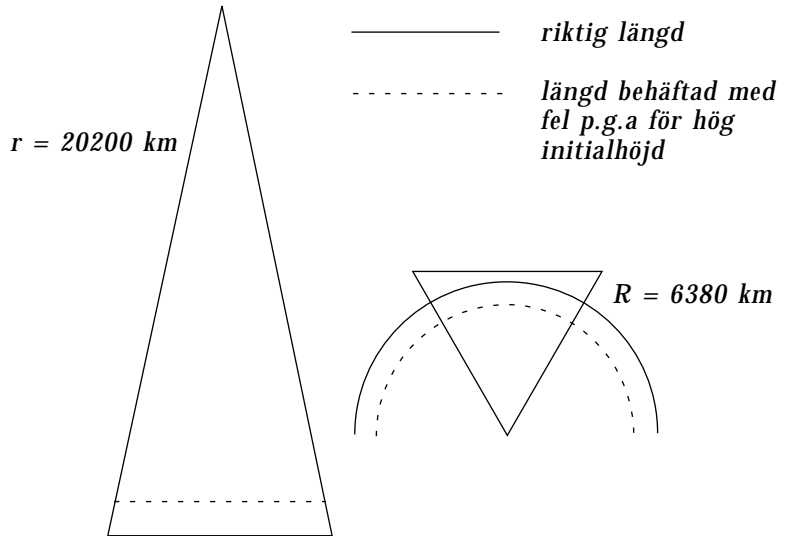
Koordinaterna för startpunkten tas lämpligen fram genom transformation från de svenska referenssystemen till referenssystemet för GPS. Aktuella system idag (1996) är RR 92 (RT 90, RH 70 och RN 92) som svenskt traditionellt referenssystem (nationellt anpassat) och SWEREF 93 för GPS (globalt anpassat).

Följande transformationskedja används för att erhålla geocentriska kartesiska koordinater i referenssystemet för GPS:

$$(x, y, H + N)_{RT} \rightarrow (\varphi, \lambda, h)_{RT} \rightarrow (X, Y, Z)_{RT} \rightarrow (X, Y, Z)_{rsGPS}$$

Se vidare figur 6.1 och bilaga C.

För beräkning av initialkoordinater spelar det ingen roll om koordinater från RT 38 eller något regionsystem i riksnätet används istället för RT 90. Även andra metoder med motsvarande noggrannhet kan användas.



Figur 6.2. Skalfel på grund av fel initialhöjd.

## 6.2 Utjämning av GPS-observationer

### 6.2.1 Allmänt

I detta avsnitt behandlas de beräkningssteg där fasmätningar på kod och bärvåg samt satelliternas bandata bearbetas för att åstadkomma baslinjekomponenter (koordinatdifferenser) mellan samtidigt GPS-mätta punkter.

Det finns ett stort antal beräkningsprogram, som har olika grundläggande principer och mer eller mindre avancerade modeller för beräkningarna. De största skillnaderna ligger i hur fasmätningarna på bärvågen behandlas. Differensbildning (enkel-, dubbel- och trippeldifferenser) eller direkt användning av den "råa" fasmätningen är en grundläggande skillnad. Vidare finns det olika metoder för bestämning av bandata och periodobekanta. En del program, s.k. *multistationsprogram* kan hantera flera stationer än två i en samtidig utjämning, medan *baslinje-program* endast utjämnar en baslinje åt gången.

Det finns dels programvaror som är direkt kopplade till ett visst mottagarfabrikat, dels mottagaroberoende programvaror, ofta utvecklade vid universitet. De senare brukar vara mer flexibla och innehålla mer avancerade modeller, samtidigt som de ofta är sämre anpassade för produktionsberäkningar. Det standardiserade rådataformatet, RINEX (Receiver INdependent EXchange format), ger möjlighet till val mellan flera olika programsystem. I dag kan dock inte alla mottagare (i kombination med sin efterbearbetningsprogramvara) leverera data i RINEX-format. Dessutom kan det förekomma en viss inkompatibilitet mellan olika varianter av RINEX-formatet.

Det finns ofta systematiska skillnader i resultatet mellan beräkningar från olika program (skala och vridningar), ibland t.o.m. mellan olika versioner av samma program.

Alla beräkningar i ett stornät bör om möjligt utföras med samma programvara och programversion.

Olikheterna mellan beräkningsprogrammen försvårar en sammanställning av generella råd. Avsnittet har dock en så central roll vid genomförandet av ett GPS-projekt att en ansats ändå kan anses vara befogad, speciellt med tanke på att denna skrift även

skall fungera i utbildningssyfte. En beskrivning av den hittills mest använda modellen för statistiska beräkningar ges här.

### 6.2.2 Bandata

Vid beräkning för stommätning betraktas satelliternas positioner nästan undantagslöst som kända. Information om satelliternas banor fås antingen genom *predikterade bandata* (Broadcast Ephemeris) eller *efterberäknade bandata* (Precise Ephemeris).

Predikterade bandata beräknas av driftledningscentralen för GPS som ligger i Colorado Springs. Dessa prediktioner är extrapolationer baserade på baninformation beräknad från de fem globala monitorstationerna. WGS 84 används som referenssystem.

Efterberäknade bandata med hög noggrannhet beräknas fr.o.m. 1 januari 1994, inom organisationen International GPS Service for Geodynamics (IGS).

Grunden för banberäkningarna utgörs av GPS-data från 30-40 spårstationer av vilka många även är SLR/VLBI stationer. Stationer är utspridda över hela jorden och inbegriper bl.a. de nordiska stationerna Onsala (Göteborg), Metsähovi (Helsingfors) och Tromsø.

Banberäkningar görs parallellt på ett antal beräkningscentraler, bl.a. CODE (universitetet i Bern, Schweiz), JPL (Jet Propulsion Laboratories, USA) och NGS (National Geodetic Survey, USA). Bandata från IGS ges i ITRF (IERS Terrestrial Reference Frame).

Hittills har predikterade bandata visat sig ge tillräcklig noggrannhet vid stommätning med baslinjer upp till några tiotal km.

### 6.2.3 Utjämningsmodell

I detta sammanhang används fasobservationer på bärvågen, vilka kan skrivas som en funktion av den tredimensionella vektorn mellan mottagare och satellit samt en s.k. periodobekant. Periodobekanten motsvarar antalet hela våglängder (perioder) mellan satellit och mottagare vid fasmätningens början.

Den vanligaste principen för utjämning av GPS-observationer bygger på utjämning av s.k. *dubbeldifferenser* (differenser mellan två satelliter och två mottagare). Denna utjämning görs vanligtvis i två steg. Först görs en utjämning där både koordinater och periodobekanta löses ut. Eftersom periodobekanta i en sådan

lösning blir flyttal kallas lösningen för *flyttlösning*. Periodobekanta skall dock definitionsmässigt vara heltal. För att få ett bättre resultat brukar dessa därför i ett andra steg fixeras till heltal i en s.k. *fixlösning*.

Vid stommätning bör fixlösningar användas.

För baslinjer upp till ca 20 km brukar det gå bra att fixera periodobekanta till heltal vid enfrekvensmätningar. Längre baslinjer kräver oftast tvåfrekvensmätningar.

Vid beräkning av tvåfrekvensmätningar används en linjärkombination av L1 och L2 för att eliminera jonosfärens påverkan, s.k. *jonosfärsfri linjärkombination*. Då krävs en mer komplicerad procedur för att fixera periodobekanta. Anledningen till detta är att periodobekanta i den jonosfärsfria linjärkombinationen inte skall vara heltal. Som en hjälp vid bestämningen av periodobekanta brukar linjärkombinationen L1 minus L2 (engelska: *widelane*), som har en mycket lång våglängd (0.86 m vid P-kod på L2), användas.

Vid utvärderingen av utjämningen av GPS-observationerna studeras hur väl periodobekanta har kunnat bestämmas samt storleken på grundmedelfelet i utjämningen.

Följande parametrar är användbara vid utvärderingen i de flesta statistiska beräkningsprogram:

- periodobekantas avvikelser från heltal i flyttlösningen
- statistiskt test i samband med bestämningen av periodobekanta
- RMS (eller grundmedelfelet) för fixlösningen samt skillnaden mellan RMS för flyt- och fixlösningen.

Koordinatskillnaderna mellan flyt- och fixlösningen kan också ge en viss vägledning vid utvärderingen.

Endast de baslinjer som bedömts ha tillfredsställande lösningar bör gå vidare till nästa steg.

### 6.2.4 Baslinjeprogram och multistationsprogram

En del beräkningsprogram ger möjlighet att utjämna flera baslinjer i en samtidig utjämning, s.k. multistationsprogram, medan andra endast kan hantera en baslinje åt gången, s.k. baslinjeprogram. Även i multistationsprogram kan naturligtvis baslinjevis beräkning utföras.

Baslinjeprogram är enklare uppbyggda och kräver mindre minnesutrymme. Det är också enklare att lokalisera och utesluta dåliga baslinjer. Vid omberäkning behöver endast de berörda baslinjerna räknas om, till skillnad från i ett multistationsprogram där hela sessionen måste beräknas på nytt.

Eftersom baslinjerna behandlas separat i baslinjeprogram är det svårt att få fram korrelationerna mellan baslinjerna, vilket får betydelse i den efterföljande nätutjämnings.

För att, om än på ett något primitivt sätt, ta hand om korrelationerna mellan baslinjer i ett baslinjeprogram bör alla kombinationer av baslinjer beräknas.

Även de triviala baslinjerna bör alltså tas med. Om inte alla mottagare varit igång under precis samma tidsperiod ger baslinjeberäkning ett bättre utnyttjande av data.

I ett multistationsprogram kan korrelationerna modelleras korrekt. Beräkningen går snabbare eftersom inte alla kombinationer av baslinjer beräknas. Programmet kräver dock mer minne och felsökningen är svårare att hantera.

Även i ett multistationsprogram bildas eller "definieras" baslinjer, under förutsättning att utjämnings görs med dubbel-differenser. Det är då lämpligt att definiera samma baslinjer som tagits med vid nätplaneringen.

I princip kan ett helt stornät utjämnas på en gång i ett multistationsprogram, men oftast sätter programmet (eller minnet) begränsningar i form av maximalt antal stationer och/eller sessioner. Vanligtvis utjämnas därför varje session separat, för att sedan kombineras ihop med övriga sessioner i nätutjämnings.



## 6.3 Kontroller inom och mellan sessioner

### 6.3.1 Baslinjer från baslinjeprogram

För att kontrollera att baslinjerna inom varje session stämmer överens görs en nätutjämnning per session. Förbättringarna i en sådan utjämnning bör vara små (några mm), eftersom baslinjerna bygger på samma observationer (triviala baslinjer). Fel vid beräkning av en enskild baslinje kan upptäckas på detta sätt.

Sessionerna kontrolleras sedan mot varandra genom jämförelser mellan dubbelmätta baslinjer eller genom beräkning av slutningsfel i slingor. Det senare alternativet används om endast två mottagare har använts. Centreringsfel brukar kunna upptäckas i detta steg om oberoende uppställningar gjorts.

### 6.3.2 Baslinjer från multistationsprogram

I ett multistationsprogram har kontrollen inom sessionen redan gjorts i och med att hela sessionen utjämnats samtidigt.

Kontroller mellan sessioner kan göras genom jämförelser av dubbelmätta baslinjer om även de triviala baslinjerna utnyttjas. Alternativt görs kontrollen genom beräkning av slutningsfel i slingor (fyrhörningar).

### 6.3.3 Transformation av koordinatdifferenser

Fel som endast påverkar en komponent i ett visst koordinatsystem kan efter transformation till ett annat koordinatsystem påverka flera komponenter. Speciellt intressant är transformationen mellan geocentriska kartesiska koordinater och latitud, longitud och höjd. Felen vid GPS-mätning är ofta relaterade till någon komponent i det senare koordinatsystemet men beräkningen av GPS-data görs ofta i det första systemet. Detta försvårar utvärderingen av GPS-beräkningarna.

I bilaga C.4 finns approximativa formler för transformation av koordinatdifferenser mellan geocentriska kartesiska koordinater och koordinater i ett lokalt kartesiskt system (Norr, Öster och Upp). "Norr" och "Öster" är längdmotsvarigheterna till latitud och longitud och "Upp" motsvarar höjd. Transformationen är användbar i samband med resultatanalysen.

### 6.3.4 Felgränser

I bilaga A.1 ges felgränser som är empiriskt framtagna ur dubbelmätta baslinjer mellan 100 m och 20 km. Komponentvisa medelfel har uppskattats i ett lokalt system (norr, öster och upp), varur felgränserna sedan härletts. För felgränserna har synsättet med en *varningsgräns* på två sigma ( $2\sigma$ ) och en *kassationsgräns* på tre sigma ( $3\sigma$ ) tillämpas för endimensionella storheter, och ett liknande resonemang i två och tre dimensioner.  $\sigma$  = medelfelet i den kontrollerade storheten.

Vid kontroll mellan sessioner bör felgränserna i bilaga A.1 tillämpas.

## 6.4 Nätutjämnning

### 6.4.1 Allmänt

Baslinjekomponenterna (från baslinje- eller multistationsprogram) eller koordinatuppsättningarna för varje session/dag (från multistationsprogram) utjämnas slutligen till ett sammanhängande nät för hela projektet. Det finns dels nätutjämningsprogram avsedda i första hand för GPS och dels nätutjämningsprogram med inriktning mot konventionella mätningar. De förstnämnda tar oftast baslinjekomponenterna i geocentriska kartesiska koordinater direkt från baslinje- eller multistationsprogrammet, medan de senare först transformerar baslinjekomponenterna till längd, asimut och zenitvinkel.

Till att börja med görs alltid en fri utjämnning och en inpassning för att GPS-mätningarnas och anslutningspunkternas noggrannhet skall kunna kontrolleras var för sig. Eventuellt görs sedan en utjämnning med anslutningspunkterna mer eller mindre fasta, vilket vi återkommer till i avsnitt 6.5.2 och 6.6.3.

Vid kombinationer av baslinjer som är beräknade under olika förutsättningar kan systematiska skillnader finnas. Dessa förutsättningar kan t.ex. vara: programvara, atmosfärmodeller, en- eller tvåfrekvensmätningar och absolutläget. Som tidigare nämnts bör sådana blandningar undvikas, men i en del fall är detta svårt att genomföra i praktiken. Då rekommenderas istället att utnyttja

nätutjämningsprogrammets möjligheter att lösa ut parametrar för skalförändringar och rotationer för en grupp av observationer.

### 6.4.2 Korrelation och viktsättning

Eftersom samma observationsdata har använts vid beräkning av flera baslinjer, blir baslinjerna korrelerade med varandra. Även inom baslinjerna, mellan de olika komponenterna, finns korrelationer. Från ett multistationsprogram levereras normalt både korrelationer inom och mellan baslinjerna, medan ett baslinje-program endast kan ge korrelationer inom baslinjerna.

Viktsättningen kan antingen göras med standardvikter eller utgående från de medelfel som beräknats vid utjämnings av GPS-observationer. I det senare fallet bör medelfelen skalas om så att de så gott som möjligt överensstämmer med den standardviktsättning som ges nedan.

Utifrån samma material som använts vid bestämningen av felgränser för dubbelmätta baslinjer har standardvikter (a priori-medelfel) tagits fram för baslinjekomponenterna, se tabell 6.1. Avrundning och förenkling efter empiriska studier har gjort att relationerna mellan komponenterna inte är riktigt de samma som i felgränserna för dubbelmätta baslinjer.

Vid härledning av medelfelen för geocentriska kartesiska koordinater är latituden satt till  $62^\circ$  och longituden  $16^\circ$  (dvs. ungefär mitt i Sverige).

Om den i HMK föreslagna standardviktsättningen tillämpas bör korrelationerna från utjämnings av GPS-observationer inte tas med vid nätutjämnings.

Baslinjekomponenter	A priori-medelfel
Norr	$5 + 0.7 L$ mm
Öster	$5 + 0.7 L$ mm
Upp	$8 + 1.2 L$ mm
X	$6 + 0.8 L$ mm
Y	$5 + 0.7 L$ mm
Z	$7 + 1.1 L$ mm
Längd	$5 + 0.7 L$ mm
Azimut	$0.04 + \frac{0.32}{L}$ mgon
Zenitvinkel	$0.08 + \frac{0.51}{L}$ mgon

**Tabell 6.1.** Standardviktsättning för baslinjer upp till 20 km. Baslinjelängden  $L$  anges i km.  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  avser geocentriska kartesiska koordinater.

### 6.4.3 Utvärdering

Nätutjämningsen kan utvärderas med hjälp av följande storheter:

- grundmedelfel
- förbättringar/standardiserade förbättringar
- punktmedelfel

Grundmedelfelet skall bli nära 1 om viktsättningen är korrekt. Försummande av korrelationer mellan baslinjer ger dock ett något lägre grundmedelfel. Om alla kombinationer av baslinjer utjämnas, utan hänsyn till korrelationerna, bör grundmedelfelet bli kring 0.9.

Förbättringar ger i reella mått (även om skalan i viktsättningen skulle vara fel) en uppskattning av motsägelserna i nätet. Förbättringarna är därför ett av de viktigaste noggrannhetsmått-en.

*Standardiserade förbättringar* är förbättringar dividerade med sina respektive medelfel. Stora standardiserade förbättringar kan vara tecken på grova fel. I analogi med felgränserna för dubbelmätta baslinjer sätts varnings- och kassationsgränsen för de standardiserade förbättringarna till två respektive tre, dvs. felgränserna för förbättringarna är  $2\sigma$  och  $3\sigma$ .

Vid utvärdering av nätutjämnings bör felgränserna i bilaga A.2 användas.

Om orsaken till de stora förbättringarna är ett höjdfel som är mindre än 0.2 m och höjderna inte skall användas, kan baslinjen stå kvar oförändrad. Detta bör i så fall kommenteras i redovisningen. Om det är möjligt bör dock felet korrigeras. Höjdfel kan konstateras genom transformation av förbättringarna med formlerna i bilaga C.4.

Uteslutning av baslinjer bör göras på en enhet åt gången, nämligen den med störst standardiserad förbättring.

En enhet kan vara en baslinje, en station eller en session beroende på vilken typ av fel som orsakat stora standardiserade förbättringar. Felen kan indelas i följande grupper.

- Baslinjeberoende fel, t.ex. fel som uppkommit i baslinjeberäkningen.
- Stationsberoende fel, t.ex. centreringsfel, mottagarberoende fel eller fel som beror på dåliga mottagningsförhållanden (skymd sikt till satelliterna).
- Sessionsberoende fel, t.ex. fel som uppkommit vid multistationsutjämnings, fel orsakade av atmosfäriska störningar eller dåliga banddata.

För att ha kontroll över nätets eventuella svagheter bör borttagna baslinjer även tas bort eller markeras i nätskissen.

*Relativa punktmedelfel* är ett mått på den inbördes punkt-noggrannheten mellan punkterna i ett geodetiskt nät. Dessa kan ge upplysning om det finns punkter i nätet som håller en lägre noggrannhet än de övriga. För att tolkningen skall bli riktig måste viktsrelationen vara korrekt. Punktmedelfelen säger dock ingenting om kontrollerbarheten i nätet.

Om alla kombinationer av baslinjer har tagits med i utjämningsen måste punktmedelfelen skalas om för att bli mer realistiska. Punktmedelfelen skall då multipliceras med faktorn  $f$ :

$$f = \sqrt{\frac{n_{tot}}{n_{it}}}$$

där

$n_{tot}$  = antalet baslinjer i utjämningsen

$n_{it}$  = antalet icke-triviala baslinjer

Omskalningen påverkar naturligtvis inte förhållandet mellan punktmedelfelen i ett nät, vilket är den viktigaste informationen vid denna analys. Den ger däremot en uppfattning om absolutnivån.

## 6.5 Anslutning till koordinatsystem i plan

För den slutliga anslutningen till överordnat nät finns det två principiellt skilda metoder, nämligen inpassning av ett fritt utjämnat nät eller nätutjämnning där de kända punkterna hålls fasta. Vid användandet av den senare metoden är det lämpligt att först kontrollera de fasta punkterna genom en inpassning (eller motsvarande). Därigenom kan också eventuella skalskillnader upptäckas.

För GPS-nät har vid Lantmäteriverket metoden med inpassning nästan uteslutande använts. Vid konventionella nät (längder och vinklar) hålls anslutningspunkterna vanligen fasta om anslutningspunkterna håller högre eller samma noggrannhet som det nymätta nätet.

Eftersom vi har så ringa erfarenhet av nätutjämnning med fasta punkter i samband med GPS ges inga rekommendationer om vilken metod som skall användas i olika fall. En diskussion om de olika metodernas för- och nackdelar kan dock vara på sin plats.

Fördelen med inpassning av ett fritt nät är att det är en robust och enkel metod. Den interna noggrannheten i det nymätta nätet behålls. Vid utjämnning med fasta punkter kan ibland förvrängningar av det nymätta nätet uppstå. Fel i de kända

punkterna kan ge upphov till ännu större fel i det nymätta nätet vid en del "svaga" nätkonfigurationer. Om de kända punkterna har lägre noggrannhet än det nymätta nätet ger metoden med fasta punkter naturligtvis alltid en försämring av den interna noggrannheten i det nya nätet.

Den stora fördelen med nätutjämning med fasta punkter är den flytande övergången till överordnat nät. Vid användning av inpassning blir det ett glapp, motsvarande inpassningens passfel, mellan de kända punkterna och nypunkterna. För att komma över detta problem med inpassning kan någon form av restfelskompensation tillämpas, där passfelen fördelas över nätet.

Nätutjämningen kan utföras antingen i referenssystemet för GPS eller i något lokalt (i betydelsen "ej globalt") referenssystem. Vanligen och enklast utjämnas baslinjekomponenter i referenssystemet för GPS, vilket förutsätts i den fortsatta beskrivningen. Naturligtvis är det möjligt att först transformera baslinjerna till ett lokalt referenssystem och sedan utföra nätutjämningen, alternativt lösa ut parametrar för skillnaden mellan systemen om de kända punkterna läses i ett lokalt system.

### 6.5.1 Helmertinpassning

Koordinater i referenssystemet för GPS från en fri nätutjämning transformeras med hjälp av transformationssambanden i bilaga C till ungefärliga koordinater i RT 90 (se vidare figur 6.1 och formeln nedan). Om initialkoordinaterna i referenssystemet för GPS är beräknade ifrån RT 38 eller ett regionsystem erhålls ungefärliga koordinater i detta system efter transformationen.

Beräkningsgången kan åskådliggöras på följande sätt:

$$(X, Y, Z)_{rsGPS} \rightarrow (X, Y, Z)_{RT} \rightarrow (\varphi, \lambda, h)_{RT} \rightarrow (x, y)_{RT}$$

Dessa ungefärliga RT 90-, regionsystems- eller RT 38-koordinater passas sedan in på överordnat nät med en plan Helmertinpassning (translation, vridning och skalförändring). De båda uppsättningarna koordinater som passas på varandra måste naturligtvis vara i samma projektionssystem.

Grundmedelfel, skala, vridning och passfel är mått på hur väl näten stämmer överens. Här är det möjligt att bl.a. upptäcka om någon av anslutningspunkterna är dålig. Statistiska tester på

passfel och grundmedelfel, uppskattade fel m.m. är mycket användbara vid felsökning.

Tabell 6.2 redovisar normala värden för inpassning på 4-5 punkter i riksnätet (RT 90/regionsystem).

Parameter	Normalt värde
grundmedelfel	10-20 mm
skala (L1/L2)	$\pm 1$ ppm
skala (L1*)	$+ 2 \pm 2$ ppm
vridning	$\pm 0.4$ mgon

**Tabell 6.2.** Normala värden vid plan Helmertinpassning.  
L1\* = enfrekvensberäkningar utan jonosfärmodell.

### 6.5.2 Utjämning med fasta punkter

Först görs en Helmertinpassning enligt föregående avsnitt för att kontrollera anslutningspunkterna.

Lämpligaste tillvägagångssättet för den fortsatta beräkningen är beroende av det nätutjämningsprogram som används. Här ges en skissartad beskrivning av utjämning med fasta punkter i referenssystemet för GPS.

Alla kända punkter transformeras till referenssystemet för GPS enligt formlerna i bilaga C.2, C.1 och C.3. Om höjder i RH 70 inte finns tillgängliga på de kända punkterna kan höjdkomponenterna tas från den fria nätutjämnings transformerad till rikssystemen.

Plana koordinater i RT 90 och höjder i RH 70 (eller motsvarande) transformeras till geocentriska kartesiska koordinater på följande sätt:

$$(x, y, H + N)_{RT} \rightarrow (\varphi, \lambda, h)_{RT} \rightarrow (X, Y, Z)_{RT} \rightarrow (X, Y, Z)_{rsGPS}$$



Här är det viktigt att använda den riktiga inversen till transformationen från referenssystemet för GPS till rikssystemen (och inte bara byta tecken på translationer och vridningar) för att få exakt samma koordinater vid transformation tillbaka efter utjämningsen.

I nätutjämningsen läses latitud och longitud på de kända punkterna till de värden i referenssystemet för GPS som räknats fram. Endast en punkt fixeras i höjded för att inte de sämre höjderna skall påverka plannoggrannheten. I en del nätutjämningsprogram finns ingen möjlighet att fixera punkter endast i plan. Alternativet är då att ge de kända punkternas latitud och longitud en mycket hög vikt, dvs. ett lågt a priori-medelfel.

Beroende på om Helmertinpassningen av det fritt utjämnade nätet visat någon signifikant skalskillnad och vridning kan parametrar lösas ut för detta i nätutjämningsen. Efter nätutjämningsen transformeras nypunkternas koordinater tillbaka till plana koordinater. Det är då lämpligt att kontrollera att man fått tillbaka de ursprungliga koordinaterna på de fasta punkterna. Eventuella skillnader beror antagligen på dåliga närmehöjder eller ett felaktigt förfarande vid transformationerna.

## 6.6 Anslutning till höjdsystem

De höjder, eller rättare sagt höjdskillnader, som mäts med GPS är relaterade till ellipsoiden. Vanligtvis är man dock intresserad av höjder över geoiden – se även avsnitt 2.3.1. Vid anslutningsen till överordnat höjdsystem måste denna skillnad beaktas.

Om området är relativt plant och till ytan begränsat (höjdskillnad  $< 200$  m, utbredning  $< 20$  km) tar en anslutning genom en anpassning av ett plan eller en tredimensionell Helmertinpassning upp denna fundamentala skillnad. I annat fall bör GPS-höjderna korrigeras med geoidhöjder före anslutningsen.

Geoidhöjder interpoleras i en digital geoidhöjdsdatabas (och tas ej ut från kartan i bilaga B.2). Vid användning av geoidhöjds-systemet RN 92, som är definierat i förhållande till Bessels ellipsoid, subtraheras geoidhöjderna från GPS-höjderna efter transformation till RR 92.

GPS-höjder över geoiden ( $H_{GPS}$ ) erhålls alltså genom subtraktion av geoidhöjder i RN 92 ( $N$ ) från GPS-höjder över Bessels ellipsoid ( $h_{GPS}$ ):

$$H_{GPS} = h_{GPS} - N$$

Alternativt räknas anslutningspunkternas höjder i rikets höjdsystem ( $H_{RH}$ ) om till höjder över Bessels ellipsoid ( $h_{RH}$ ) med hjälp av sambandet:

$$h_{RH} = H_{RH} + N$$

Höjdanslutningen av ett sammanhängande nät genom inpassning kan antingen göras genom en tredimensionell Helmertinpassning eller genom att ta fram en lokal modell för hur skillnaderna mellan GPS-höjder och höjder i det lokala systemet varierar. Den senare varianten kan göras genom att anpassa en yta (i enklaste fallet ett plan) till skillnaderna. Anslutning genom en tredimensionell Helmertinpassning och anpassning av ett plan ger i stort sett samma resultat.

Valet av metod styrs till stor del av tillgängligheten till programvaror. Plananpassningen ger enklare ekvationer, men å andra sidan är program för tredimensionell Helmertinpassning mer vanligt förekommande. Dessutom finns naturligtvis möjligheten att göra en utjämning med fasta punkter. Se vidare diskussionen om inpassning kontra utjämning med fasta punkter i avsnitt 6.5.

### 6.6.1 Tredimensionell Helmertinpassning

Tredimensionell Helmertinpassning görs mellan två uppsättningar av geocentriska kartesiska koordinater.

Denna typ av inpassning skulle naturligtvis kunna vara användbar även för anslutning i plan. Anledningen till att detta inte rekommenderas är att höjderna oftast är sämre än de plana koordinaterna och därför skulle kunna försämra anslutningen i

plan. Dessutom sammanfaller de kända punkterna i plan och höjd oftast inte, vilket är en förutsättning om anslutningen i plan och höjd skall ske gemensamt i en tredimensionell transformation.

Höjdanslutningen genom en tredimensionell Helmertinpassning går lämpligen till på följande sätt:

Låt "från-systemet" bestå av geocentriska kartesiska koordinater (i referenssystemet för GPS eller i RT 90/RH 70/(RN 92)) från GPS-beräkningen. "Till-systemets" koordinater fås genom att kombinera höjder i rikets höjdsystem med latitud och longitud på Bessels ellipsoid från GPS-beräkningen, och därefter göra en överräkning till geocentriska kartesiska koordinater.

Efter inpassningen räknas nypunkterna över till latitud, longitud och höjd. Höjderna tas antingen som de är, eller om geoidhöjder har använts subtraheras geoidhöjderna först från dessa höjder.

### 6.6.2 Matematisk anpassning av en yta.

Differenser mellan höjder i det lokala systemet och höjder från GPS beräknas. På dessa differenser anpassas sedan en yta.

#### Anpassning genom lutande plan

Den enklaste och vanligast använda ytan är ett lutande plan, som kan beskrivas med formeln:

$$H_{RH} - h_{GPS} = ax + by + c$$

där

$H_{RH}$  = höjd i rikets höjdsystem

$h_{GPS}$  = höjd från GPS, eventuellt korrigerad för geoiden

$x$  = x-koordinat

$y$  = y-koordinat

$a, b, c$  = konstanter

Konstanterna  $a$ ,  $b$  och  $c$  bestäms genom att lösa ett överbestämt ekvationssystem med höjdskillnaderna i passpunkterna som observationer. För att få ekvationssystemet överbestämt krävs minst 4 observationer, dvs. minst 4 passpunkter. Formeln appliceras sedan på de andra GPS-höjderna för att korrigera dessa till det existerande höjdsystemet.

Man kan naturligtvis tänka sig mer komplicerade ytor, men då krävs betydligt fler anslutningspunkter. Anpassning av ett plan är en robust metod och i kombination med korrektion för geoiden ger den goda resultat även över stora, kuperade områden. Därför finns normalt sett inget behov av mer komplicerade ytor.

### Anpassning genom rät linje

I en del nätformer är det dock svårt att anpassa en yta. I t.ex. stomnät längs en vägsträckning ligger nypunkterna, varav några utgör anslutningspunkter i höjd, många gånger längs en rät linje. Detta leder till ett singulärt (olösbart) ekvationssystem vid anpassning av en yta eller vid en tredimensionell Helmertinpassning. Anpassning av en rät linje (linjär regression) kan då vara ett alternativ.

Ekvationen för en rät linje skrivs på följande form:

$$H_{RH} - h_{GPS} = aL + b$$

där

$L$  = avståndet längs en rät linje genom punkterna

$a, b$  = konstanter

Konstanterna  $a$  och  $b$  bestäms ur ett överbestämt ekvationssystem (minst tre observationsekvationer).

### 6.6.3 Utjämning med fasta punkter

Först görs en tredimensionell Helmertinpassning eller anpassning av en yta enligt föregående avsnitt för att kontrollera anslutningspunkterna.

Lämpligaste tillvägagångssätt för den fortsatta beräkningen är beroende av det nätutjämningsprogram som används. Här ges en skissartad beskrivning av utjämning med fasta punkter i referenssystemet för GPS.

Alla i höjd kända punkter transformeras till referenssystemet för GPS enligt formlerna i bilaga C. De plana koordinaterna kommer antingen från tidigare bestämning eller från anslutningen i plan för projektet. Det är viktigt att använda den riktiga inversen till transformationen från referenssystemet för GPS till rikssystemen (och inte bara byta tecken på translationer och vridningar) för att få exakt samma koordinater vid transformation tillbaka till RT 90/RH 70/(RN 92) efter utjämningen.

I nätutjämnningen läses latitud, longitud och höjd på de kända punkterna till de värden i referenssystemet för GPS som räknats fram. Alternativt fixeras endast höjderna samt latitud och longitud för en punkt. I en del nätutjämningsprogram finns ingen möjlighet att fixera punkter endast i höjd. Alternativet är då att ge dessa höjder en mycket hög vikt, dvs. ett lågt a priori-medelfel. Enklast är dock att fixera hela punkterna, dvs. både i plan och höjd.

Beroende på om Helmertinpassningen av det fritt utjämnade nätet (där geoiden bör ha behandlats på samma sätt som för utjämningen med fasta punkter) visat någon signifikant skalskillnad och vridning kan parametrar lösas ut för detta i nätutjämnningen. Efter nätutjämnningen transformeras nypunkternas koordinater till det lokala höjdsystemet.



## 7 REDOVISNING OCH DOKUMENTATION

Ämnet behandlas mer utförligt i HMK-Ge:S och HMK-Ge:M. I sammanhanget bör nämnas att arkivering hos myndigheter regleras i arkivlagen.

### 7.1 Redovisning av stornätsprojekt

Varje stornätsprojekt bör åtföljas av en väl strukturerad redovisning.

En redovisning av ett GPS-projekt bör innehålla följande delar:

- Redogörelse innefattande syftet med projektet, en allmän beskrivning av genomförandet, upplysningar om använda instrument, mätmetoder, beräkningsprogram och beräkningsmetoder samt en analys av resultatet.
- Nätkarta innehållande alla baslinjer som är med i nätutjämnningen. Det bör också framgå vilka baslinjer som ingår i respektive session.
- Separat koordinatlista med tydlig information om koordinatsystem.
- Redovisning av utjämnningen av GPS-observationer (baslinjer eller multistationsberäkningar).
- Redovisning av dubbelmätta baslinjer eller slutningsfel i slingor.
- Redovisning av nätutjämnningen.
- Redovisning av utförda transformationer.
- Jämförelse med kontrollmätta längder.
- Protokoll för GPS-mätningen.
- Eventuella protokoll för kontrollmätning med EDM-instrument.
- Punktbeskrivningar.
- Översiktskarta som visar läget av nya stompunkter och befintliga anslutningspunkter.
- Information om satellitkonfigurationer.

## 7.2 Arkivering

Alla handlingar till stomnätsprojektet, omfattande rådata, originalprotokoll och beräkningsutskrifter samt en redogörelse undertecknad av den för projektet ansvarige, bör arkiveras på ett tillförlitligt sätt.

### 7.2.1 Nätkartor

Vid bedömning av kompletteringsbehov, punkters användbarhet m.m. har nätkartor stor betydelse. Dessa kartor bör innehålla information om såväl nätstruktur som mätprogram.

Nätkartor bör upprättas och finnas tillgängliga på reproducerbart medium.

Med nätkartor avses ej s.k. stompunktskartor, som endast utvisar stompunkternas lägen. Även nätkonfigurationen är av betydelse.

### 7.2.2 Punktbeskrivningar

Punktbeskrivningar behandlas mer utförligt i HMK–Ge:M.

För att återfinna stompunkter i terrängen krävs någon form av dokumentation. Vanligtvis upprättas punktbeskrivningar. Andra sätt är inläggning på storskalig karta, jfr. stompunktskartor ovan, samt distanspålar eller andra distansvisare i terrängen.

För återfinnande av stompunkter bör punktbeskrivningar eller motsvarande upprättas.

Punktbeskrivningar bör upprättas redan vid markeringen. Det är inte bara användarna som så småningom skall återfinna punkten, utan även de som utför GPS-mätningarna behöver hjälp för att inte förlora dyrbar mättid.

I bilaga D finns exempel på punktbeskrivningar.



### 7.2.3 Lagring i databas

Vid lagring av uppgifter om stompunkter i någon form av databas bör koppling finnas till den skriftliga dokumentationen. Detta är nödvändigt för att man skall kunna bedöma punktens användbarhet i olika sammanhang.

Vid lagring av koordinat- och höjduppgifter i databas för stompunkter bör till dessa även kunna knytas uppgifter om markeringstyp, punkttyp (riksnätspunkt/anslutningspunkt /brukspunkt), tillkomstdatum och var den skriftliga dokumentationen finns.

Förutom att lagra slutliga koordinater i en databas, kan det för framtida bruk vara bra att bygga upp en mät-databas. I fallet med GPS-mätningar skulle denna bestå av baslinjer eller sessionsvisa koordinatuppsättningar från ett multistationsprogram.

## 7.3 Markering

I HMK–Ge:M behandlas markering mer utförligt.

Markeringen (märket) är det synliga beviset på lägesbestämda punkter av speciellt värde. Därför är det av stor betydelse att punkterna markeras på lämpligt sätt samt att de kan identifieras och lokaliseras effektivt.

I dokumentet HMK–Ge:M behandlas samtliga punkttyper med avseende på grundläggande faktorer för markering, markeringssätt, identifiering, säkerställande och punktbeskrivningar. Vidare beskrivs kontroll och underhåll, borttagande, återutsättning samt skydd och arkivering.

För markeringar gäller allmänt:

Markeringen bör utgöra en väl definierad punkt för vidare användning.

Markering för varaktigt ändamål bör kunna detekteras med vanligt förekommande utrustning t.ex. så kallad minsökare. Punkter av icke magnetiskt material bör således vara försedda med magnetisk tillskottsmetall.

Markeringen bör vara försedd med identifiering.

Markering för varaktigt ändamål bör vara tillverkad av sådant material och utförd på sådant sätt att den beräknas hålla så länge som specificeras för ändamålet i fråga.

Markering bör dokumenteras på ett tydligt och entydigt sätt för att underlätta framtida användning.

Markeringen utförs så att den inte utgör fara eller hinder av betydelse för människor, djur eller maskiner. Detta gäller såväl markeringen som sådan som dess läge när den skall användas.

I de fall rör eller sondstänger slås ner i marken bör den som anlägger markeringen förvissa sig om att inga kablar eller ledningar under mark skadas.

Måste, av tekniska eller andra skäl, markeringen utföras så att de allmänna råd som anges ovan inte kan uppfyllas, bör material och utförande ges en sådan kvalitet att råden så gott som möjligt uppfylls.

Dessutom måste följande rättsaspekter beaktas:

Rätten att få tillträde till mark för markering, röjning etc. med anledning av arbeten enligt författningar omnämnda i MK har författningsstöd. Innan åtgärder vidtas bör markägaren eller brukaren kontaktas.

Markering i anslutning till vägområde, järnväg, anläggningar, byggnader etc. bör utföras först efter kontakt med respektive ägare, dvs. både markägare och anläggningsägare.



## 8 ANDRA METODER OCH TILLÄMPNINGAR

Utöver stommätning med statisk GPS-mätning förekommer andra mätmetoder och tillämpningsområden, delvis med andra/lägre noggrannhetskrav. Följande beskrivning behandlar detta, men att märka är att det här är frågan om områden där teknikutvecklingen inte hunnit så långt. Beskrivningen är därför ganska ytlig och starkt beroende av utvecklingsläget just nu (1993). Observera att en del metoder kräver tvåfrekvensmottagare och tillgång till P-kod (eller motsvarande) – se vidare avsnitt 1.3.2.

### 8.1 Snabb statisk mätning

Snabb statisk mätning (engelska: rapid static) är en relativt ny metod, som är användbar för baslinjer upp till 10-15 km med observationstiden 5-20 minuter.

En del varianter av metoden kräver tvåfrekvensmätningar med P-kod på L2-frekvensen, medan andra fungerar med bara L1. För närvarande är trenden att P-kod, eller något motsvarande, på L2 används. P-koden används för att få en närmevärdeslösning, som används vid test av olika kombinationer av periodobekanta.

Snabb statisk mätning är jämförbar med "vanlig" statisk mätning noggrannhetsmässigt, men det ställs högre krav på satellitkonfigurationen och på signalmottagning utan periodbortfall. Oftast specificerar fabrikanterna eller utvecklarna gränser för PDOP eller GDOP. Den höga noggrannheten gör metoden användbar för stommätning.

Ett tänkbart användningssätt för metoden vid stommätning är att utföra mätningarna som vid vanlig statisk mätning, med enda undantaget att observationstiden kraftigt minskas. Metoden är speciellt effektiv vid mätning med två mottagare. Vid mätning med många mottagare kan observationstiden kanske inte minskas ner till sitt minimum, på grund av samordningsproblem mellan de mottagare som flyttas, men den kommer trots detta att ge en stor effektivitetshöjning.

Beräkning och utvärdering görs på samma sätt som beskrivs i avsnitt 6, med undantag för underavsnittet om utjämning av GPS-observationer. De centrala frågeställningarna i detta steg är dock fortfarande hur väl periodobekanta kunnat bestämmas samt RMS (grundmedelfelet) i utjämningen.

## 8.2 Kinematisk bärvågsmätning

Vid den här typen av mätning används minst en referensmottagare och en rörlig mottagare.

Vid mätningens början bestäms periodobekanta. Hittills har detta gjorts genom mätning under någon minut på en känd baslinje, vilken tidigare har bestämts med t.ex. statisk mätning, *antennbyte* (engelska: *antenna swapping*) eller traditionell teknik. Nya metoder, där periodobekanta kan bestämmas ur några minuters mätningar då mottagaren är i rörelse, är under utveckling och några har nyligen kommit ut på marknaden. Dessa metoder kräver oftast P-kod på båda frekvenserna.

Efter det att periodobekanta är bestämda måste de rörliga mottagarna ha signallåsning till minst fyra satelliter gemensamma med referensmottagarna. Vid signalavbrott, som innebär att låsning till färre än fyra satelliter erhålls, behöver periodobekanta bestämmas på nytt.

Mottagarens position bestäms kontinuerligt så länge tillräckligt många satelliter är låsta. Mätning kan utföras såväl när mottagaren är i rörelse som när den står statiskt uppställd över en punkt. Den senare typen av mätning benämns *semikinematisk mätning* (engelska: *semikinematic GPS*).

Styrkan med kinematisk bärvågsmätning är snabbheten i relation till den höga noggrannheten samt möjligheten till mätning under rörelse. Svagheten är dess känslighet för signalavbrott. Noggrannheten varierar från några mm till meter beroende på avståndet till referensmottagaren, satellitkonfigurationen och antalet observationer per punkt.

Dels på grund av noggrannheten, dels på grund av mätningens natur är den här metoden inte aktuell för stommätning.

## 8.3 Bärvågsunderstödd kodmätning

I en förfinad variant av relativ kodmätning – *bärvågsunderstödd kodmätning* – utnyttjas bärvågsmätning för att förbättra kodmätningen.

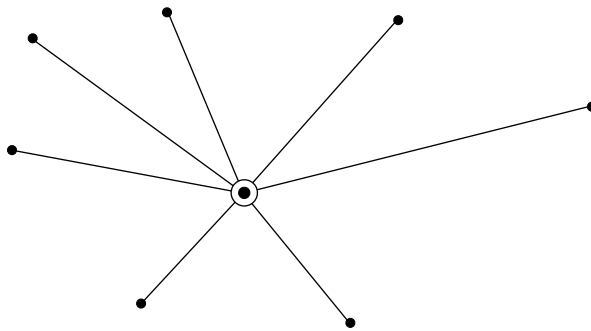
Metoden bygger på att kodmätningar filtreras med den ur bärvågsmätningar beräknade ändringen i avstånd mellan satelliten och mottagarantennen mellan två epoker. Periodobekanta beräknas ej, men några minuters observationer med få periodbortfall behövs i regel innan mätningen påbörjas.

Metoden kan utnyttjas för kinematisk mätning eller semikinematisk mätning på samma sätt som kinematisk bärvågs-mätning, med den stora fördelen att den inte är så känslig för signalavbrott. Det relativa medelfelet för den här typen av mätning uppskattas till 0.5 - 3 m beroende på avståndet till referensmottagaren.

## 8.4 Tillämpningar med lägre krav på tillförlitlighet och noggrannhet

Vid stommätning är kraven höga på såväl noggrannheten som tillförlitligheten (kontrollerbarheten). För att klara dessa krav utformas nät där mätningarna kontrollerar varandra. Vid detaljmätning ställs inte alls samma krav. *Polär mätning*, helt utan överbestämningar, är vid utnyttjande av konventionell teknik en vanlig metod.

Motsvarigheten med GPS är att punkterna bestäms endast med en baslinje utifrån en referensmottagare. Detta mätförfarande innebär ofta att när sambandet mellan intilliggande punkter ej bestäms direkt – se figur 8.1. Följden av denna mätmetod blir därför, förutom brist på kontrollerbarhet, att noggrannheten mellan intilliggande punkter försämras jämfört med direkt mätning.



*Figur 8.1. Polär mätning.*

Ofta är det just när sambandet mellan nypunkterna som är intressant. Frågan är då hur mycket sämre sambandet (relativa punktmedelfelet) blir om nypunkterna inte mäts direkt i förhållande till varandra. Tabell 8.1 och figur 8.2 belyser denna fråga genom att redovisa relativa punktmedelfel vid direkt och indirekt

statisk mätning. Värdena är beräknade ur nedanstående formler, vilka kommer ur standardviktsättningen i avsnitt 6.4.2. Gränsen för  $k$  bestäms av vilka noggrannhetskrav man har.

$$\sigma \text{ (direkt)} = 7 + L \text{ mm}$$

$$\sigma \text{ (indirekt)} = 10 + 1.4 k L \text{ mm}$$

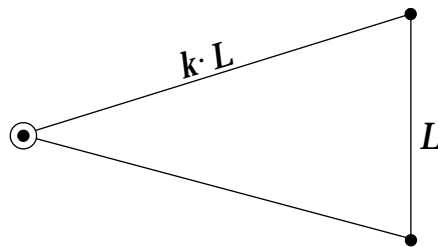
där

$\sigma \text{ (direkt)}$  = relativt punktmedelfel vid direkt mätning

$\sigma \text{ (indirekt)}$  = relativt punktmedelfel vid indirekt mätning

$L$  = längden mellan nypunkterna i km

$k$  = kvot som förklaras i figur 8.2.



**Figur 8.2.** Avståndet till nypunkterna från referensmottagaren är  $k$  gånger så långt som avståndet mellan nypunkterna.

Snabb statisk mätning lämpar sig mycket bra för polär mätning upp till 10-15 km. Noggrannheten är ungefär likvärdig med den för vanlig statisk mätning, vilket gör tabellen användbar för båda mätteknikerna.

Vid korta avstånd (från några hundra meter upp till någon kilometer) och stora punktmängder är det framför allt semi-kinematisk mätning som är aktuell.

För att öka kontrollerbarheten och säkerheten något kan fler referensmottagare användas.

Eftersom polär mätning medför få eller inga överbestämningar alls, och beräkningsalgoritmerna inte är färdigutvecklade, är utvärderingen vid utjämnning av GPS-observationerna (baslinjeberäkningar) mycket viktig.



Relativa punktmedelfel								
L (km)	direkt	indirekt						
		k = 1	2	3	4	5	6	10
1	8	11	13	14	16	17	18	24
2	9	13	16	18	21	24	27	38
4	11	16	21	27	32	28		
6	13	18	27	35				
8	15	21	32					
10	17	24	38					
15	22	31						
20	27	38						

*Tabell 8.1. Relativa punktmedelfel i mm vid direkt och indirekt statistisk mätning.*

Anslutningen till överordnat nät kan i det enklaste fallet göras genom mätning på en punkt känd i referenssystemet för GPS och transformation (skala och vridning) från detta systemet till det aktuella koordinatsystemet (t.ex. RT 90 eller något regionsystem). Denna metod ger dock ingen kontroll överhuvudtaget och dessutom blir anpassningen inte speciellt bra. Metoden rekommenderas därför inte annat än om kraven på både noggrannhet och tillförlitlighet är mycket låga.

Betydligt bättre blir både anslutningen och kontrollerbarheten om minst tre kända punkter mäts in och anslutningen utförs enligt avsnitt 6.5.

Vid många tillämpningar, såsom t.ex. förrättningsmätning på landsbygd, positionsbestämning i samband med geotekniska och arkeologiska undersökningar, GIS-tillämpningar samt flygfotografering, är noggrannhetskraven betydligt lägre än vid stommätning. Ofta rör det sig om decimeter- till meternoggrannhet, i alla fall i förhållande till riksnätet. Dels är det då möjligt att mäta på längre avstånd (50-100 km) och inte ansluta mätningarna direkt på omkringliggande högre ordningens punkter, dels kan andra mätmetoder, t.ex. bärvågsunderstödd kodmätning, komma i fråga. Den typen av mätning utförs med fördel mot fasta referensstationer, se vidare bilaga E.



## A FELGRÄNSER

### A.1 Kontroller mellan sessioner

Kontrollen mellan sessioner görs antingen genom jämförelse av dubbelmätta baslinjer eller beräkning av slutningsfel i slingor. Baslinjer, som har differenser större än varningsgränsen enligt tabellen A.1, bör kontrolleras och eventuellt åtgärdas. Om inget fel upptäcks behålls baslinjen om differenserna är under kassationsgränsen, annars utesluts den.

#### A.1.1 Dubbelmätta baslinjer

Med konstanter enligt tabell A.1 ges felgränsen för dubbelmätta baslinjer av formeln:

$$a + bL \text{ mm}$$

där  $L$  är baslinjelängden i km.

	Varningsgräns		Kassationsgräns	
	a (mm)	b (mm/km)	a (mm)	b (mm/km)
<b>Norr</b>	10	2	15	3
<b>Öster</b>	6	2	9	3
<b>Upp</b>	20	3.4	30	5.1
<b>Plan</b>	11	2.6	15	3.6
<b>3-D</b>	23	4.3	30	5.6

Tabell A.1. Konstanter till felgränser för dubbelmätta baslinjer.

### A.1.2 Slutningsfel i slingor

Med konstanter i tabell A.2 ges felgränsen för slutningsfel i slingor av formeln:

$$\frac{an + bL}{\sqrt{n}} \text{ mm}$$

där  $n$  är antal baslinjer i slingan och  $l$  slingans totala längd i km.

	Varningsgräns		Kassationsgräns	
	a (mm)	b (mm/km)	a (mm)	b (mm/km)
<b>Norr</b>	8	1.6	11	2.4
<b>Öster</b>	5	1.6	7	2.4
<b>Upp</b>	15	2.7	22	4.1
<b>Plan</b>	8	2.1	11	2.9
<b>3-D</b>	17	3.4	22	4.6

*Tabell A.2. Konstanter till felgränser för slutningsfel i slingor.*

Vid härledning av felgränserna för slutningsfel i slingor har hänsyn tagits till att baslinjerna i en slinga inte är lika långa. Felgränserna för slutningsfel i slingor skall således inte användas för dubbelmätta baslinjer, även om dessa kan ses som slingor bestående av två vektorer. Baslinjer ingående i slingor, som har differenser större än varningsgränsen enligt tabell A.2, bör kontrolleras och eventuellt åtgärdas. Om inget fel upptäckts behålls baslinjen om differenserna är under kassationsgränsen, annars utesluts den.

## A.2 Nätutjämning

Felgränser för standardiserade förbättringar från nätutjämnings lyder:

$$\text{Varningsgräns} = 2$$

$$\text{Kassationsgräns} = 3$$

Baslinjer med standardiserade förbättringar över 2 bör undersökas och om möjligt åtgärdas. Om ingen orsak till överskridandet hittas behålls baslinjen om den standardiserade förbättringen är mindre än 3, annars utesluts den, eventuellt tillsammans med relaterad enhet (se avsnitt 6.4.3.).

Här förutsätts att de standardiserade förbättringarna beräknas med förbättringarnas a priorimedelfel (enligt den standardvikt-sättning som ges i avsnitt 6.4.2). Om a posteriori-medelfelet används måste felgränserna divideras med det beräknade grundmedelfelet från nätutjämnings.

## A.3 Kontrollmätning med EDM-instrument

EDM-längderna jämförs med längder från baslinjeberäkningen, eventuellt först reducerade till projektiionsplanet.

En varningsgräns för avvikelserna mellan EDM- och GPS-mätta längder ges av formeln:

$$7 + 3L \text{ mm}$$

där  $L$  är längden i km.

Formeln är härledd ur det medelfel i längd som anges i avsnitt 6.4.2 samt det i HMK-Ge:S angivna längdmedelfelet, inklusive centreringsosäkerheten.



## B GEODETISKA SYSTEM, KARTPROJEKTIONER

### B.1 Referenssystem

#### B.1.1 Rikets referenssystem

För kartläggningsarbeten i Sverige används normalt Bessels ellipsoid, från 1841. Definitionen med  $a$  och  $f$  är en anpassning till internationell praxis. De angivna värdena på dessa parametrar skall anses vara exakta, avledda storheter bör beräknas med minst 11 signifikanta siffror. Bessel-ellipsoidens utseende bestäms av följande parametrar:

halva *storaxeln* (ekvatorsradien)

$$a = 6377397.155 \text{ m}$$

*avplattningen*

$$f = \frac{a-b}{a} = 1:299.1528128$$

vilket ger följande beräknade värden för

halva *lillaxeln* (halva *polaxeln*)

$$b = 6356078.962818\dots\text{m}$$

*första excentricitetskvadraten*

$$e^2 = 0.0066743722318\dots$$

Origo, dvs. referensellipsoidens medelpunkt, för det svenska, tredimensionella referenssystemet RR 92, är placerad knappt en kilometer från jordens tyngdpunkt. Placeringen är gjord för att få en god nationell anpassning till geoiden. Globalt stämmer dock denna placering samt dimensionerna på ellipsoiden dåligt.

### B.1.2 Referenssystem för GPS

I GPS-sammanhang används något globalt referenssystem. För denna typ av system eftersträvas en rotationsellipsoid som väl överensstämmer med jordens dimensioner samt med en placering av centrum i jordens tyngdpunkt.

Den i dag internationellt antagna jordmodellen är GRS 80, som har följande ellipsoidparametrar:

halva storaxeln (ekvatorsradien)

$$a = 6\,378\,137 \text{ m}$$

avplattningen

$$f = \frac{a-b}{a} = 1:298.257222101\dots$$

vilket ger följande beräknade värden för

halva lillaxeln (halva polaxeln)

$$b = 6356752.314140\dots\text{m}$$

första excentricitetskvadraten

$$e^2 = 0.0066943800229\dots$$

Denna ellipsoid används i det globala referenssystemet ITRF, som har origo mycket nära jordens tyngdpunkt (dm-nivå).

1989 gjordes en europeisk förtätning av ITRF genom en GPS-kampanj, där fyra svenska stationer ingick. Resultatet heter EUREF 89 och bygger på koordinatuppsättningen ITRF 89, epok 1989.0. 1992 kompletterades EUREF 89 bl.a. med ytterligare en svensk station.

1993 genomfördes en GPS-kampanj på de fem svenska EUREF-stationerna och stationerna i SWEPOS-nätet. Beräkningarna anslöts till EUREF 89 med en tredimensionell inpassning och resultatet därav fick benämningen SWEREF 93.



Satellitssystemet GPS använder sedan januari 1987 referenssystemet WGS 84. 1994 implementerades en förbättrad version av WGS 84, kallad WGS 84 (G730). Även detta är ett geocentriskt referenssystem som i princip använder GRS 80-ellipsoiden. Avplattningen skiljer dock något, vilket motsvarar 0.1 mm i halva lillaxeln.

WGS 84 (G 730) ligger mycket nära ITRF, vilket gör att många organisationer för europeiskt samarbete har enats om att i geodetiska och kartografiska sammanhang enbart använda EUREF 89, eller förtätningar därav.

Som referenssystem för geodetiska GPS-mätningar i Sverige rekommenderas SWEREF 93.

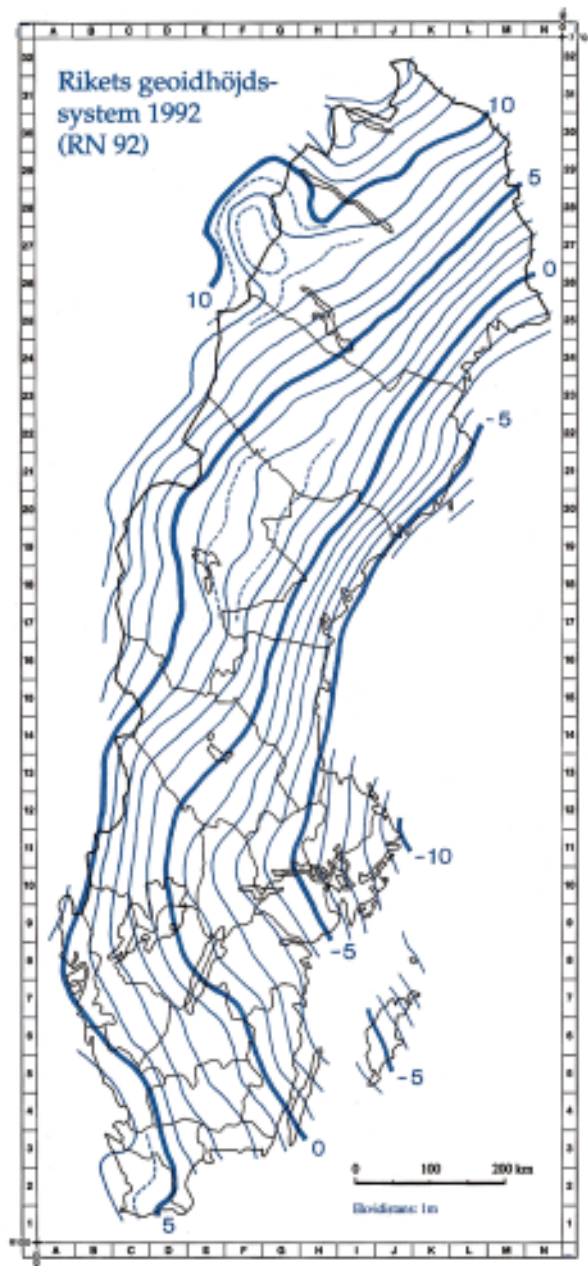
Förkortningar använda i detta avsnitt:

GRS 80	= Geodetic Reference System 1980
ITRF 89	= IERS Terrestrial Reference Frame 1989
IERS	= International Earth Rotation Service
EUREF 89	= European Reference Frame 1989
WGS 84	= World Geodetic System 1984
RR 92	= Rikets referenssystem 1992

## B.2 Geoid

Geoidens form framgår av kartan i figur B.1, som visar geoidhöjder i Rikets geoidhöjdssystem 1992 (RN 92, där N är standardbeteckning för geoidhöjd och även kan associeras till ordet nivåyta). Systemet har åstadkommit genom transformation av resultatet från den nordiska geoidbestämningen NKG 89 till det svenska datumet.

Geoidhöjderna i RN 92 refererar till Bessels ellipsoid, som orienterats så att geoidhöjderna någorlunda överensstämmer med dem i det äldre svenska geoidhöjdssystemet RAK 70. Härigenom är RN 92 avsett att kunna användas såväl till tredimensionella beräkningar, t.ex. i samband med GPS-mätning, som till höjdreduktion av konventionellt mätta längder. Vid noggrann höjdbestämning med GPS bör geoidhöjderna interpoleras ur digitala data i en databas och inte tas ut grafiskt.



*Figur B.1. Geoidhöjdssystemet RN 92. Nivåkurvorna har genererats ur originaldata i digital form.*

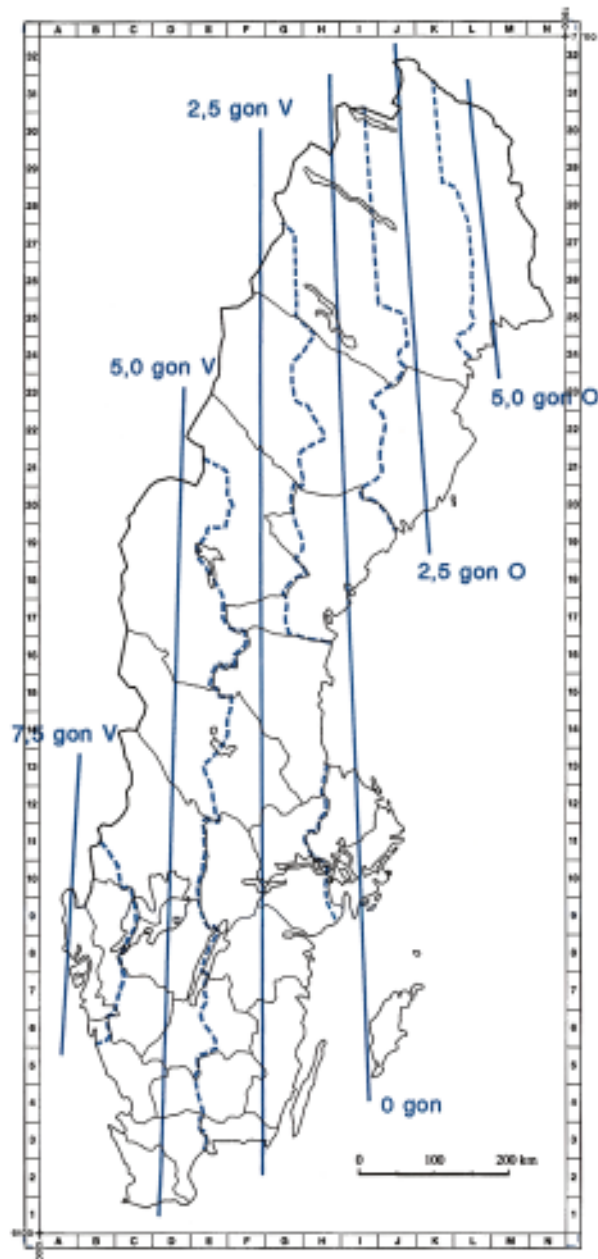
## B.3 Projektionssystem

### B.3.1 Projektionszoner

De i Sverige använda medelmeridianerna har följande longitudvärden från Greenwich:

	gon	grader
7,5 gon V	12.564753086...	11°18'29".8
5,0 gon V	15.064753086...	13°33'29".8
2,5 gon V	17.564753086...	15°48'29".8
0 gon	20.064753086...	18°03'29".8
2,5 gon Ö	22.564753086...	20°18'29".8
5,0 gon Ö	25.064753086...	22°33'29".8

Kartan i figur B.2 visar projektionssystemens utbredning.



Figur B.2. Projektionssystem.

## B.4 Koordinatvärden

I anslutning till koordinatuppgift skall koordinatsystem anges. Angivelsen utformas så att systemets origo framgår.

### EXEMPEL

En punkt i RT 90 angiven i *projektionssystemet 2.5 gon V* och med koordinatvärdena

$$x = 6358963.721 \text{ och } y = 1449013.328$$

sågs vara belägen i *koordinatsystemet*

$$\text{RT 90 2.5 gon V 0:-15}$$

vilket innebär att de fullständiga koordinaterna erhålls genom följande beräkning:

$$x = 6358963.721 + 0 = 6358963.721$$

$$y = 1449013.328 - 1500000 = -50986.672$$

Samma punkt i samma projektionssystem kan även anges med andra tillägg/avdrag, t.ex.

$$x = 58963.721 \text{ och } y = 49013.328$$

i *koordinatsystemet*

$$\text{RT 90 2.5 gon V 63:14-15}$$

alternativt

RT 90 2.5 gon V 63:-1

där de fullständiga koordinaterna i stället ges av följande beräkning:

$$x = 58963.721 + 6300000 = 6358963.721$$

$$y = 49013.328 + 1400000 - 1500000 = -50986.672$$

alternativt

$$y = 49013.328 - 100000 = -50986.672$$

## C KOORDINATTRANSFORMATIONER

### C.1 Transformation mellan $X, Y, Z$ och $\varphi, \lambda, h$

Sambandet mellan de geocentriska kartesiska koordinaterna  $X, Y, Z$  och de geodetiska koordinaterna  $\varphi, \lambda, h$  kan skrivas:

$$\begin{aligned}X &= (N' + h) \cos \varphi \cos \lambda \\Y &= (N' + h) \cos \varphi \sin \lambda \\Z &= (N' (1 - e^2) + h) \sin \varphi\end{aligned}$$

med

$$\begin{aligned}N' &= \frac{a}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \varphi}} \\e^2 &= f(2 - f)\end{aligned}$$

där

$X, Y, Z$	=	geocentriska kartesiska koordinater
$\varphi, \lambda, h$	=	geodetiska koordinater
$N'$	=	tvärkrökningsradien
$e$	=	första excentriciteten
$f$	=	avplattningen
$a$	=	halva storaxeln

Det inversa sambandet kan beräknas på följande sätt. Longituden  $\lambda$  kan enkelt beräknas med formeln:

$$\tan \lambda = \frac{Y}{X}$$

Latituden  $\varphi$  är inte lika enkel att räkna ut. Det förekommer flera olika angreppssätt. Här ges en sluten formel, men iterativa förfaranden är också mycket vanliga.

Skillnaden mellan nedanstående formel och ett iterativt förfarande kan maximalt uppgå till någon tiondels mm för normala tillämpningar i Sverige (höjden < 20 000 m).

$$\tan \varphi = \frac{Z + \left( \frac{ae^2}{\sqrt{1-e^2}} \right) \sin^3 \theta}{p - ae^2 \cos^3 \theta}$$

$$h = \frac{p}{\cos \varphi} - N'$$

där

$$p = \sqrt{X^2 + Y^2}$$

$$\tan \theta = \frac{Z}{p\sqrt{1-e^2}}$$

## C.2 Gauss' konforma projektion

Gauss' konforma projektion kan genomföras i två steg, först från ellipsoid till sfär, därefter från sfär till plan. Formelsambanden kan ej skrivas slutna utan serieutveckling måste tillgripas. Formlerna är till övervägande del hämtade från Ussisoo (1977) och härstammar huvudsakligen från Krüger (1912). De har millimeternoggrannhet upp till 700 km från medelmeridianen.

Övergång mellan projekktionszoner utförs genom att ur  $x$ - och  $y$ -koordinater beräkna  $\varphi$  och  $\delta\lambda$ , därefter byts medelmeridian och nya  $x$ - och  $y$ -koordinater beräknas.

Sambandet mellan longitudskillnaden ( $\delta\lambda$ ) och longituden ( $\lambda$ ) ges av

$$\lambda = \lambda_0 + \delta\lambda.$$

I bilaga B.3.1 framgår longitudvärden från Greenwich för de i Sverige använda medelmeridianerna ( $\lambda_0$ ).



Enheten för vinklar är radianer.

Beteckningar

$x, y$  = koordinater i projektionsplanet

$\varphi, \lambda$  = geodetisk latitud resp. longitud

$\delta\lambda$  = longitudskillnad ( $\lambda - \lambda_0$ )

$k_0$  = förstoringsfaktor

Dessutom behöver några parametrar som är beroende av ellipsoidens halva storaxel,  $a$ , och avplattning,  $f$ , definieras:

$$n = \frac{f}{2 - f}$$

$$e^2 = f(2 - f)$$

$$\hat{a} = \frac{a}{(1 + n)} \left( 1 + \frac{1}{4}n^2 + \frac{1}{64}n^4 + \dots \right)$$

OBS! Såväl  $x$ - som  $y$ -koordinaten skall vara fri från eventuella tillägg.

### Plana koordinater till geografiska koordinater

Överräkning från  $x, y$  till  $\varphi, \delta\lambda$  ges av följande samband.

Isometrisk latitud ( $\varphi^*$ ) och longitudskillnad ( $\delta\lambda$ ) beräknas ur plana  $x$ - och  $y$ -koordinater genom:

$$\xi = \frac{x}{k_0 \cdot \hat{a}}$$

$$\eta = \frac{y}{k_0 \cdot \hat{a}}$$

$$\xi' = \xi - \delta_1 \sin 2\xi \cosh 2\eta - \delta_2 \sin 4\xi \cosh 4\eta - \delta_3 \sin 6\xi \cosh 6\eta - \delta_4 \sin 8\xi \cosh 8\eta \dots$$

$$\eta' = \eta - \delta_1 \cos 2\xi \sinh 2\eta - \delta_2 \cos 4\xi \sinh 4\eta - \delta_3 \cos 6\xi \sinh 6\eta - \delta_4 \cos 8\xi \sinh 8\eta \dots$$

$$\sin \varphi^* = \frac{\sin \xi'}{\cosh \eta'}$$

$$\tan \delta \lambda = \frac{\sinh \eta'}{\cos \xi'}$$

Koefficienterna  $\delta_1$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$  och  $\delta_4$  beräknas ur följande formler:

$$\delta_1 = \frac{1}{2}n - \frac{2}{3}n^2 + \frac{37}{96}n^3 - \frac{1}{360}n^4 + \dots$$

$$\delta_2 = \frac{1}{48}n^2 + \frac{1}{15}n^3 - \frac{437}{1440}n^4 + \dots$$

$$\delta_3 = \frac{17}{480}n^3 - \frac{37}{840}n^4 + \dots$$

$$\delta_4 = \frac{4397}{161280}n^4 + \dots$$

$\varphi^*$  (isometrisk latitud) omräknas sedan till  $\varphi$  genom sambandet:

$$\varphi = \varphi^* + \sin \varphi^* \cos \varphi^* \left( A^* + B^* \sin^2 \varphi^* + C^* \sin^4 \varphi^* + D^* \sin^6 \varphi^* \dots \right)$$

Koefficienterna  $A^*$ ,  $B^*$ ,  $C^*$  och  $D^*$  beräknas ur följande formler:

$$\begin{aligned} A^* &= (e^2 + e^4 + e^6 + e^8 + \dots) \\ B^* &= -\frac{1}{6}(7e^4 + 17e^6 + 30e^8 + \dots) \\ C^* &= \frac{1}{120}(224e^6 + 889e^8 + \dots) \\ D^* &= -\frac{1}{1260}(4279e^8 + \dots) \end{aligned}$$

### Byte av medelmeridian

De erhållna värdena på  $\delta\lambda$  relativt "från"-medelmeridianen överförs till  $\delta\lambda$  relativt "till"-medelmeridianen enligt:

$$\delta\lambda_t = \delta\lambda_f + \lambda_{0f} - \lambda_{0t}$$

### Geografiska koordinater till plana koordinater

Överräkning från  $\varphi$ ,  $\delta\lambda$  till  $x$ ,  $y$  ges av följande samband.

Latituden  $\varphi$  omräknas först till  $\varphi^*$  (isometrisk latitud).

$$\varphi^* = \varphi - \sin\varphi \cos\varphi (A + B\sin^2\varphi + C\sin^4\varphi + D\sin^6\varphi \dots)$$

Koefficienterna  $A$ ,  $B$ ,  $C$  och  $D$  beräknas ur följande formler:

$$\begin{aligned} A &= e^2 \\ B &= \frac{1}{6}(5e^4 - e^6) \\ C &= \frac{1}{120}(104e^6 - 45e^8 \dots) \\ D &= \frac{1}{1260}(1237e^8 \dots) \end{aligned}$$

Plana  $x$ - och  $y$ -koordinater beräknas ur  $\varphi^*$  och  $\delta\lambda$  genom följande samband:

$$\tan \xi' = \frac{\tan \varphi^*}{\cos \delta\lambda}$$

$$\tanh \eta' = \cos \varphi^* \cdot \sin \delta\lambda$$

$$x = k_0 \hat{a} (\xi' + \beta_1 \sin 2\xi' \cosh 2\eta' + \beta_2 \sin 4\xi' \cosh 4\eta' + \beta_3 \sin 6\xi' \cosh 6\eta' + \beta_4 \sin 8\xi' \cosh 8\eta' \dots)$$

$$y = k_0 \hat{a} (\eta' + \beta_1 \cos 2\xi' \sinh 2\eta' + \beta_2 \cos 4\xi' \sinh 4\eta' + \beta_3 \cos 6\xi' \sinh 6\eta' + \beta_4 \cos 8\xi' \sinh 8\eta' \dots)$$

Koefficienterna  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  och  $\beta_4$  beräknas ur följande formler:

$$\beta_1 = \frac{1}{2}n - \frac{2}{3}n^2 + \frac{5}{16}n^3 + \frac{41}{180}n^4 + \dots$$

$$\beta_2 = \frac{13}{48}n^2 - \frac{3}{5}n^3 + \frac{557}{1440}n^4 + \dots$$

$$\beta_3 = \frac{61}{240}n^3 - \frac{103}{140}n^4 + \dots$$

$$\beta_4 = \frac{49561}{161280}n^4 \dots$$

**Anm.**

$$\sinh x = \frac{1}{2}(e^x - e^{-x}) = x + \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} + \frac{x^7}{7!} + \dots$$

$$\cosh x = \frac{1}{2}(e^x + e^{-x}) = 1 + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} + \frac{x^6}{6!} + \dots$$

$$\operatorname{atanh} x = \frac{1}{2} \ln \frac{1+x}{1-x} = x + \frac{x^3}{3} + \frac{x^5}{5} + \frac{x^7}{7} + \frac{x^9}{9} + \frac{x^{11}}{11} + \dots$$

### C.3 Transformation mellan referenssystem för GPS och svenska referenssystem

Sambandet mellan referenssystemet för GPS och de svenska referenssystemen definieras av en tredimensionell Helmert-transformation, även kallad 7-parameter-transformation.

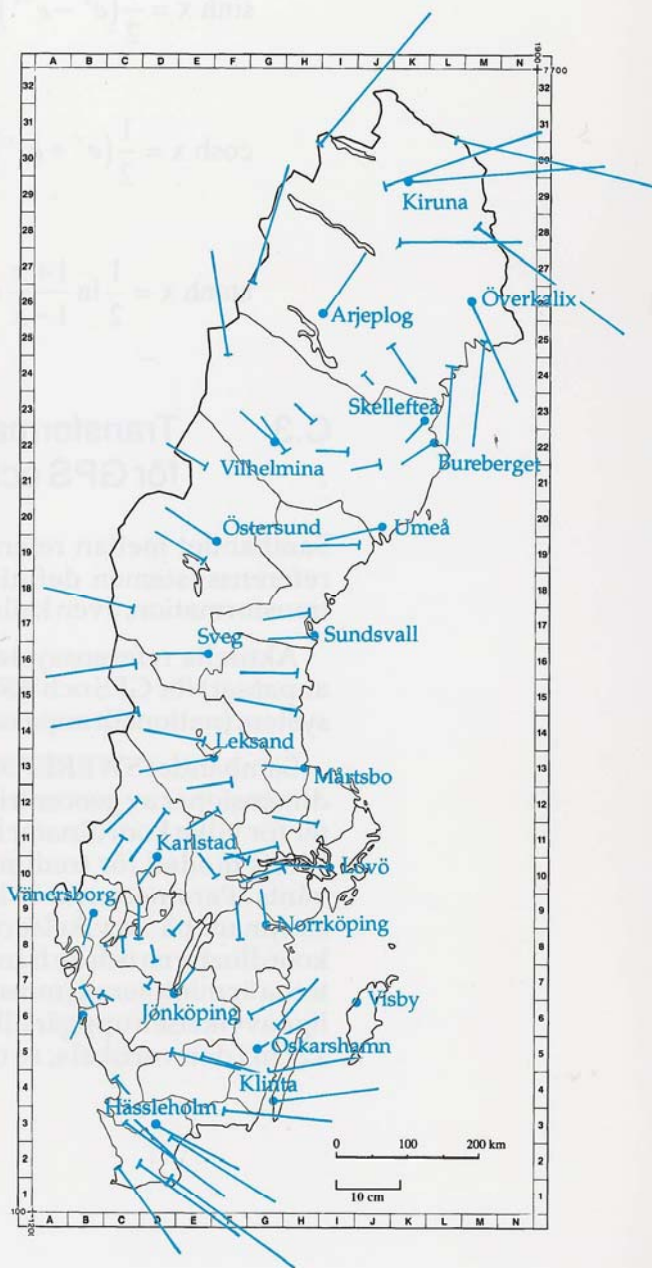
Aktuella referenssystem idag (1996) är SWEREF 93 (globalt anpassat) för GPS och RR 92 som svenskt traditionellt referenssystem (nationellt anpassat).

Sambandet SWEREF 93 - RR 92 bygger på en inpassning i tre dimensioner av geocentriska kartesiska koordinater på 22 punkter för vilka koordinater har mätts upp i båda systemen. Bursa-Wolfs modell för tredimensionell Helmertinpassning har använts. Parametrarna är beräknade med villkoret att kvadratsumman på avvikelserna mellan de ursprungliga RR 92-koordinaterna och de från SWEREF 93 transformerade koordinaterna är minimerad (minsta kvadrat-metoden). Den genomsnittliga avvikelsen uppgår till 14 cm i den horisontella positionen och 12 cm i den vertikala; se tabell C.1 och figur C.1.

### Avvikelser mellan officiella och transformerade RR 92-kordinater

Station	Nord -Syd	Öst -Väst	Verti- kalt
Arjeplog	9.2	6.2	18.6
Bureberget	-3.8	-6.1	-8.3
Hässleholm	-9.1	17.3	2.0
Jönköping	3.5	4.7	2.6
Karlstad	-5.2	-2.9	-24.0
Kiruna	3.1	34.8	17.0
Klinta	2.4	-19.2	-6.7
Leksand	-2.4	-12.7	-16.6
Lovö	0.5	-10.5	-1.6
Mårtsbo	1.0	-9.7	-5.1
Norrköping	8.1	-0.1	6.5
Onsala	-4.9	-2.1	9.5
Oskarshamn	5.8	11.7	1.7
Skellefteå	-4.6	-3.8	-3.9
Sundsvall	-0.6	-12.0	-13.4
Sveg	0.0	-10.8	0.8
Umeå	-2.4	-10.8	-21.3
Vilhelmina	5.4	-6.0	11.2
Visby	0.0	0.0	20.3
Vänernsberg	-6.9	-2.0	12.6
Östersund	5.9	-9.0	11.9
Överkalix	-16.9	8.2	-0.8
R.m.s	6.0	11.8	12.2

Tabell C.1.



Figur C.1.

## Från SWEREF 93 till RR 92

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} + (1 + \delta)R \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}$$

där

- $X, Y, Z$  = geocentriska koordinater i RR-systemet  
 $x, y, z$  = geocentriska koordinater i SWEREF-systemet  
 $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$  = translationer  
 $\delta$  = skalkorrektion  
 $R$  = rotationsmatris

Rotationsmatrisen  $R$  kan skrivas som produkten av rotationsmatriserna  $R_x, R_y$  och  $R_z$ , vilka i tur och ordning utför rotationerna  $\omega_x, \omega_y, \omega_z$  kring x-, y- och z-axlarna.

$$R = R_z R_y R_x = \begin{bmatrix} \cos \omega_z & \sin \omega_z & 0 \\ -\sin \omega_z & \cos \omega_z & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \omega_y & 0 & -\sin \omega_y \\ 0 & 1 & 0 \\ \sin \omega_y & 0 & \cos \omega_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \omega_x & \sin \omega_x \\ 0 & -\sin \omega_x & \cos \omega_x \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \cos \omega_y \cos \omega_z & \cos \omega_x \sin \omega_z + \sin \omega_x \sin \omega_y \cos \omega_z & -\cos \omega_x \sin \omega_y \cos \omega_z + \sin \omega_x \sin \omega_z \\ -\cos \omega_y \sin \omega_z & \cos \omega_x \cos \omega_z - \sin \omega_x \sin \omega_y \sin \omega_z & \sin \omega_x \cos \omega_z + \cos \omega_x \sin \omega_y \sin \omega_z \\ \sin \omega_y & -\sin \omega_x \cos \omega_y & \cos \omega_x \cos \omega_y \end{bmatrix}$$

Observera hur rotationerna har definierats – ibland definieras de med omvänt tecken.

Följande transformationsparametrar har erhållits ur inpassningen:

$$\Delta X = -419.375 \text{ m}$$

$$\Delta Y = -99.352 \text{ m}$$

$$\Delta Z = -591.349 \text{ m}$$

$$\omega_x = + 0.850458 \text{ bågsekunder} = + 4.123137 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\omega_y = + 1.817245 \text{ bågsekunder} = + 8.810252 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\omega_z = - 7.862245 \text{ bågsekunder} = - 38.117239 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\delta = + 0.99496 \text{ mm / km}$$

Om kravet på full konsistens mellan transformationerna i de båda riktningarna inte är så högt, utan en viss förändring av koordinaterna kan accepteras då man går fram och tillbaka mellan SWEREF 93 och RR 92, kan rotationsmatrisen  $R$  bytas ut mot en linjäriserad form:

$$R = \begin{bmatrix} 1 & \omega_z & -\omega_y \\ -\omega_z & 1 & \omega_x \\ \omega_y & -\omega_x & 1 \end{bmatrix}$$

Observera att rotationerna  $\omega_x$ ,  $\omega_y$  och  $\omega_z$  skall uttryckas i radianer i denna formel. Detta förenklade tillvägagångssätt kan ge upphov till differenser på några cm då man går fram och tillbaka i transformationskedjan.

Skillnaden mot den fullständiga formeln vid transformation enbart i riktningen SWEREF 93 till RR 92 uppgår till 3-4 mm.



### Från RR 92 till SWEREF 93

Inversen till formeln från SWEREF 93 till RR 92 används.

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix} = \frac{R^{-1}}{(1+\delta)} \left[ \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} \right]$$

där  $R^{-1} = R^T$ , dvs. transponatet till de fullständiga rotationsmatrisen  $R$ .

Alternativt kan den ursprungliga formeln användas med inversa parametrar.

Nedanstående inversa parametrar är givna med tillräckligt antal signifikanta siffror för att, vid användning av den fullständiga rotationsmatrisen, säkerställa konsistens på millimeternivå mellan de båda parameteruppsättningarna.

$$\Delta X = +419.3836 \text{ m}$$

$$\Delta Y = +99.3335 \text{ m}$$

$$\Delta Z = +591.3451 \text{ m}$$

$$\omega_x = -0.850389 \text{ bågsekunder} = -4.122802 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\omega_y = -1.817277 \text{ bågsekunder} = -8.810408 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\omega_z = +7.862238 \text{ bågsekunder} = +38.117205 \cdot 10^{-6} \text{ rad}$$

$$\delta = -0.99496 \text{ mm/km (dvs. } 1+\delta = 0.99999900504)$$

I kombination med den linjäriserade rotationsmatrisen ger de inversa parametrarna differenser på en knapp cm vid transformation fram och tillbaka. Om man istället för de inversa parametrarna använder de ursprungliga parametrarna med omvänt tecken uppgår differenserna till några cm.

## C.4 Transformation av koordinatdifferenser

Nedanstående formler beskriver transformationen av koordinatdifferenser från ett geocentriskt kartesiskt system ( $X, Y, Z$ ) till ett lokalt system ( $N, E, U$ ). Det lokala systemet är orienterat med U-axeln (Up) i ellipsoidens normal och N- och E-axlarna (Northing, Easting) norrut respektive österut i ellipsoidens tangentplan i en viss punkt. Tangeringspunktens koordinater ( $\varphi_0, \lambda_0$ ) ingår i formlerna. Om man endast har geocentriska kartesiska koordinater på tangeringspunkten måste man först göra en transformation enligt bilaga C.1.

$$\begin{aligned}\Delta N &= -\sin \varphi_0 \cos \lambda_0 \Delta X - \sin \varphi_0 \sin \lambda_0 \Delta Y + \cos \varphi_0 \Delta Z \\ \Delta E &= -\sin \lambda_0 \Delta X + \cos \lambda_0 \Delta Y \\ \Delta U &= \cos \varphi_0 \cos \lambda_0 \Delta X + \cos \varphi_0 \sin \lambda_0 \Delta Y + \sin \varphi_0 \Delta Z\end{aligned}$$

Även det omvända sambandet kan vara intressant i en del sammanhang, t.ex. om man vill se hur mycket de olika komponenterna påverkas av ett antennhöjdsfel.

$$\begin{aligned}\Delta X &= -\sin \varphi_0 \cos \lambda_0 \Delta N - \sin \lambda_0 \Delta E + \cos \varphi_0 \cos \lambda_0 \Delta U \\ \Delta Y &= -\sin \varphi_0 \sin \lambda_0 \Delta N + \cos \lambda_0 \Delta E + \cos \varphi_0 \sin \lambda_0 \Delta U \\ \Delta Z &= \cos \varphi_0 \Delta N + \sin \varphi_0 \Delta U\end{aligned}$$

För de flesta tillämpningar duger det att använda latitud och longitud för tangeringspunkten på 10 mil när. Denna förenkling kan ge upphov till fel av storleksordningen 5%.

## C.5 Testexempel

Som ett stöd för egenutvecklade transformationsrutiner ges ett exempel på koordinater i olika koordinatsystem. Dessa har erhållits genom transformation av geodetiska koordinater i SWEREF 93 med formlerna i C.1 - C.3. Vid dessa transformationer har ingen avrundning skett i mellanstegen, vilket gör att avvikelser från ovanstående koordinater kan uppkomma om de avrundade koordinaterna transformeras. Avvikelseerna bör dock understiga 1 mm.

## EXEMPEL

SWEREF 93	$\varphi = 58^{\circ}0'0''000000$ $\lambda = 17^{\circ}0'0''000000$ $h = 30.0000$
SWEREF 93	$X = 3240036.3696$ $Y = 990578.5272$ $Z = 5385763.1648$
RR 92	$X = 3239535.0069$ $Y = 990625.8659$ $Z = 5385201.6355$
RR 92	$\varphi = 58^{\circ}0'1''210419$ $\lambda = 17^{\circ}0'11''681623$ $h = -0.8713$
RT 90 2.5 gon V 0:-15	$x = 6431274.5414$ $y = 1570650.2131$
RT 90 0 gon 0:0	$x = 6431136.7676$ $y = -62377.2978$



## D EXEMPEL PÅ PROTOKOLL OCH PUNKTBESKRIVNINGAR

### Innehållsförteckning till bilaga D

	Bilaga
Rekognoseringsprotokoll för GPS-mätning	D.1
Protokoll för GPS-mätning	D.2
Punktbeskrivning plan och höjd	D.3
Riksnätspunkt i plan	D.3.1
Riksnätspunkt i höjd	D.3.2
Brukspunkt i plan (polygonpunkt)	D.3.3
Brukspunkt i höjd (höjdfix)	D.3.4

## D.1 Rekognoseringsprotokoll för GPS-mätning (blankettens framsida)

LANTMÄTERIVERKET



### Rekognosering för GPS-mätning

Område <i>Bälinge</i>	Kortnr <i>7165</i>	Uppställning, över ● —	Datum <i>1993-07-01</i>
Punktens namn <i>Bängsnåret</i>	Punktnr <i>127165</i>	Topoblad <i>12 H SO</i>	Upprättad av <i>A-B.C.</i>

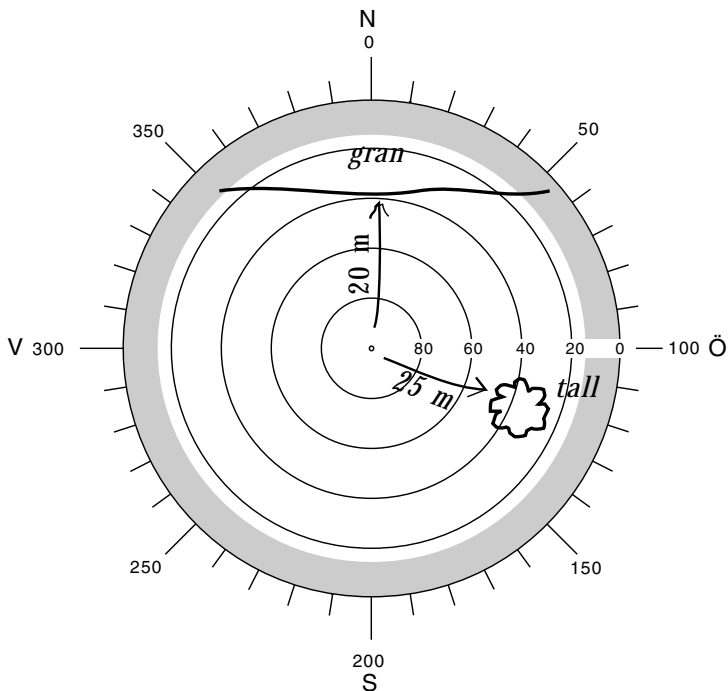
Om markering i/på byggnad, var vänder man sig för att få tillgång till byggnaden, nycklar etc.

Namn, adress, tel. \_\_\_\_\_

Excentrisk uppställning nödvändig/lämplig *nej*

Eventuell erforderlig masthöjd för antenn \_\_\_\_\_

Markera sikthinder i nedanstående skiss. (Enhet: gon)  
Ange även avstånden till hindren i skissen.



## D.1 Rekognoseringsprotokoll för GPS-mätning (blankettens baksida)

LANTMÄTERIVERKET



Bästa väg till punkten *Punkten nås enklast från parallellväg till  
RV 272 väster om punkten.*

Avstånd från markering till tänkbar uppställningsplats för fordon

*200m*

Möjlighet till strömförsörjning genom nätanslutning, hur, var

—

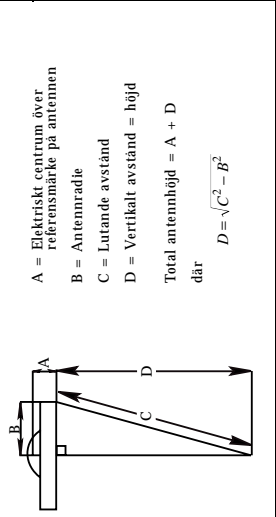
Erforderlig kabellängd

—

SIKTER MOT ANDRA STOMPUNKTER (vid övergång till konv. mätning)

Punktens namn/nr och belägenhet	Azimut	Grad av säkerhet	Anmärkning
.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....
Områdesbeskrivning - Skiss		Övriga anteckningar	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	
		.....	

## D.2 Protokoll för GPS-mätning

LANTMÄTERIVERKET		GPS-MÄTNING		Anteckningar			
Datum (År-månad-dag)	1993-09-11	 <p style="font-size: small;">                     A = Elektriskt centrum över referensmärke på antennen                      B = Antennradie                      C = Lutande avstånd                      D = Vertikalt avstånd = höjd                      Total antennhöjd = A + D                      där <math>D = \sqrt{C^2 - B^2}</math> </p>					
Dag nummer	254						
Mätning påbörjad (UT)	12.00						
Mätning avslutad (UT)	13.35						
Antennhöjd mätt vid mätningens början							
C	1.622	m					
D	1.616	m					
A	0.000	m					
Summerad antennhöjd över markering före mätning	1.616	m					
A=	0.000	m					
B=	0.138	m					
Antennhöjd mätt vid mätningens avslutande							
C	1.623	m					
D	1.617	m					
		m					
A	0.000	m					
Summerad antennhöjd	1.617	m					
Projekt	H49100	Punktnr, kort	74165	Uppställning över		Total höjd	1.616
Punktnamn	BÄMASÄMLET	Punktnr	127165	Mottagare nr	539	Antenn nr	246
Observeratör	A.B.C.						



### D.3 Punktbeskrivning plan och höjd

Punktbeskrivningens syfte är att underlätta återfinning och identifikation av geodetiska punkter.

Punktbeskrivningen upprättas i samband med markering av punkten alternativt vid lägesbestämningen.


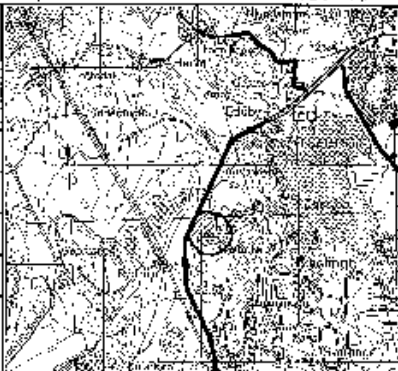
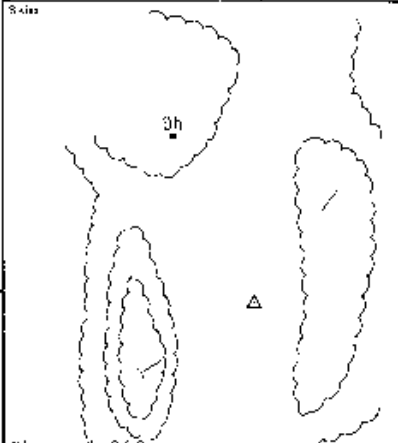
Punktbeskrivningens innehåll framgår av HMK–Ge:M.6.1

Utformning framgår av HMK–Ge:M.6.2.


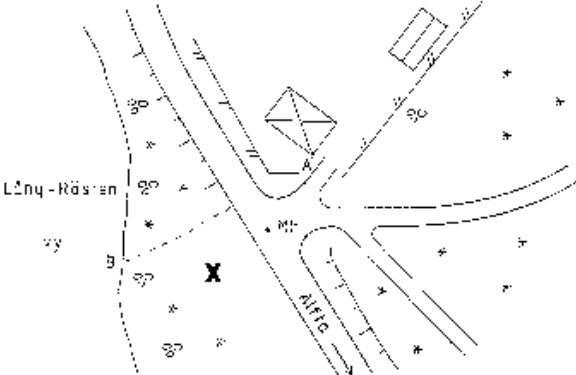
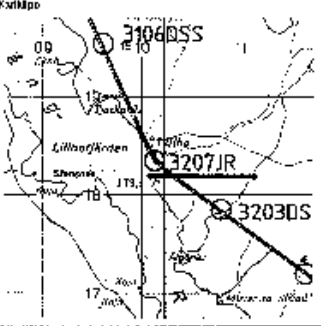
Följande exempel på punktbeskrivningar redovisar:

- riksnätspunkt i plan
- riksnätspunkt i höjd
- brukspunkt i plan (polygonpunkt)
- brukspunkt i höjd (höjdfix).


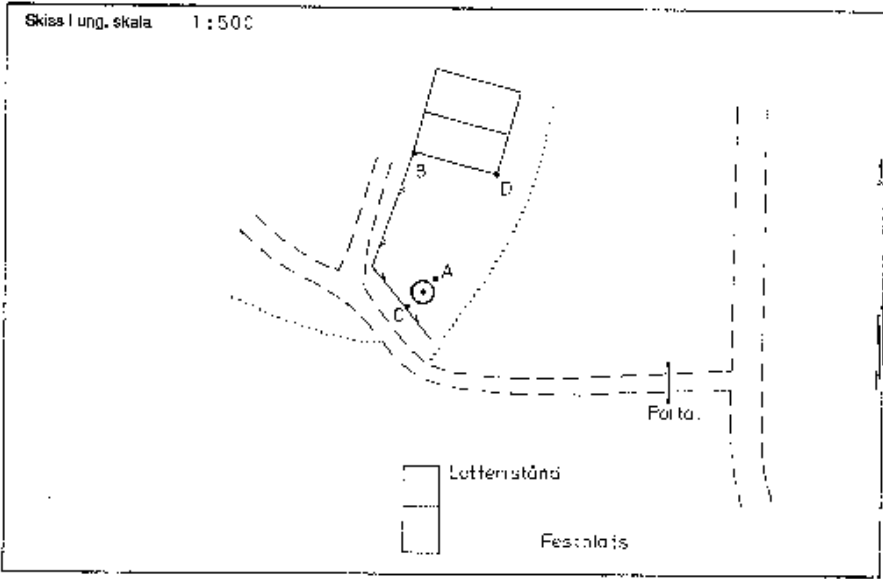
## D.3.1 Riksnätspunkt i plan

 <b>Lantmäteriet</b>		<b>PUNKTBESKRIVNING</b> Datum: 198931 1971-06, 1991 1ST 36															
Nr 138931 Objektets namn <b>MOJLTARTORP</b> Primärpunkt klass 2 1971 Läntlig med 1941 års huvudpunkt																	
Län Stockholm	Kommun Upplands-Väsby																
Topografisk karta 10I Stockholm NV 9d	Punkts definition ▲ med rör																
Beskrivning 5 km NV om Solentona kyrka. 4,5 km NO om Sälken station. 1,4 km N om vallsta gård.  Punkten är belägen på högsta bergets högsta del ca 200 x 0 om landvägen Ståket - Upplands väsby. Den omtå- lknarade toppen utgörs av flera mind- re kullar och en väl markerad berg- klack med ett stup mot V. 30 m ÖNG om detta stup ligger punkten i en liten svacka. En telemast är uppförd ca 200 m NNO om punkten, som nås lättast från vägen V om berget.																	
Märken ▲ i låg berghäll i en svacka. För- sågs med rör 1991. — i plan berghäll, 5,63 m NO om ▲ (1941). Försågs med rör 1991. — i en åsformad bergrygg, 1,49 m V om ▲. (1941 års streckm. angjort till — i årke 1871) Försågs med rör 1991.  Höjdhäl i plan något högre håll, 7,32 m NV om ▲.		Skala 1:200 Mätningssdata <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">Projektionssystem 2,5 gon V</th> </tr> <tr> <th>Ellipsoidavstånd</th> <th>Avstånd</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—</td> <td>38.648</td> <td>7.633</td> </tr> <tr> <td>—</td> <td>262.607</td> <td>5.492</td> </tr> <tr> <td>Höjdhäl</td> <td>264.236</td> <td>7.320</td> </tr> </tbody> </table>			Projektionssystem 2,5 gon V		Ellipsoidavstånd	Avstånd	—	38.648	7.633	—	262.607	5.492	Höjdhäl	264.236	7.320
	Projektionssystem 2,5 gon V																
	Ellipsoidavstånd	Avstånd															
—	38.648	7.633															
—	262.607	5.492															
Höjdhäl	264.236	7.320															
Anmärkning Gles tallskog växte på berget 1971. 1941 års beskrivning G 4119:522.  ▲ → Dismanerör: Avstånd 1,33 m Riktning 36 gon		Punktnr G 6380:24 Före 16 m. Längd 1971 Bild och tecken enligt 1:200 Nord. Referenspunkt: —, Mårtensborg, 600															

## D.3.2 Riksnätspunkt i höjd

 <b>Lantmäteriet</b> Lantmäteriverket		<b>PUNKTBESKRIVNING</b> Höjdlin i riksnät		Punktnr 156 RA 3207 Punktbeteckning 15G 3c:07	
Bokning, mått etc. <b>Lillbo.</b> Vid vägen Långbo - Röstabo, 5.0 km NV om sjön Lång-Röstens SO ända, vid ett fritidshus där en väg tar av mot O till gårdar.					
					
Punktnummer <b>156 RA 3207</b>		Punkthöjden (gen) i riksnät <b>65.0</b>		Höjden (m) <input checked="" type="checkbox"/> över ftk <input type="checkbox"/> under ftk	
Typ av markering <b>Järn i rör</b>		Avstånd (m) från rikspunkt <b>6.7</b>		Kartblad	
Area (kvadratt m)  <b>**</b> <b>Markeringen ligger 6,7 m VSV vägmitt MH.</b> <b>20.3 m SV hushörn A.</b> <b>12.5 m O från där stigen når stranden B.</b> <b>Markeringen är 2.7 m järn i foderrör under deksel och 0.3 m under mark.</b>					
Ort <b>Gävleborg</b> Kommun <b>Ovanåker</b>		Kod <b>2121</b>		Koordinat system Datum	
Typ av lantbruk <b>15 G Bollnäs</b>		SV		Beräkningstid (s)	
Anläggår <b>1988</b>		Anlägg årsnummer år		Beräkningstid (s)	
Anlägg år startår år		Anlägg år slutår år		Beräkningstid (s)	
Typ av nr <b>614 14632 37</b>		Punktnummer <b>156 RA 3207</b>		Datum <b>1987-11- 2</b>	
				Beskrivning av objekt	

## D.3.3 Brukspunkt i plan (polygonpunkt)

 <b>Lantmäteriet</b> Jämtbygdens lantmäteridistrikt		<b>PUNKTBESKRIVNING</b> Polygonpunkt	116	
Länshövstads och kommun	Område	Punktnummer		
Z Berg	<b>Åsarna</b>	5017		
Typ av markering <b>rör i sten</b> Beträffning				
<b>1,7 km VNV Åsarna jv-stn vid Hembygdegården 300 m OSO om triangelpunkten Kullen och ca. 40 m NV om estraden vid festplatsen, i en 1,3x1,3x0,3 m stor sten.</b>				
Skiss i ung. skala 1:500				
				
Försäkringsmarkeringar och övrigt som kan underlätta återfinnandet (ev. mått, sk'ss)				
Punkt	Markering	Riktning	Avstånd	Infördes avstånd
A	Distansrör	25 gr.	0,51 m	A-B
B	Rushözen	390 gr.	13,9 m	B-C
C	Staket	250 gr.	2,4 m	C-D
D	Rushözen	20 gr.	12,5 m	D-A
E				C-A
<b>Koordinatsystem</b>				
Upprättad	1983-10-06	av	Ronald Kilström	
<b>Anteckning om ny beskrivning</b>				

## D.3.4 Brukspunkt i höjd (höjdfix)



Länsbokstav och kommun  
**X Ljusdal**

Typ av markering  
**ståldubb i sten**

Bußöparhet

## PUNKTBESKRIVNING

Höjdfix

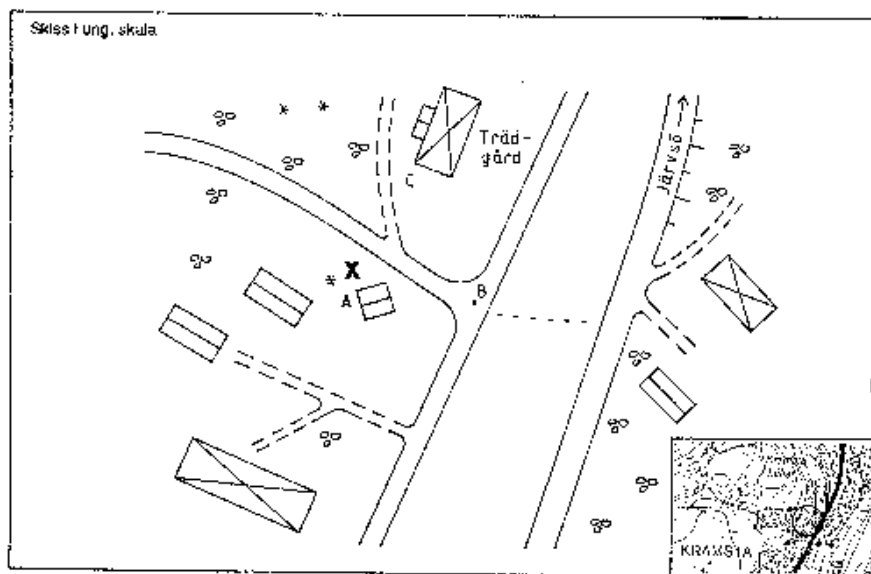
Område  
Järvsö

Punktnummer  
7.

015

ONO om Kramsta.

Vid vägen Arbrå - Järvsö, 1.5 km SV om Järvsö kyrka, vid en byväg som tar av mot VNV.  
Ståldubb i en liten hylla i nedre ONO delen av en 2.0 x 2.0 x 1.3 m stor jordfast sten



Föreskrivningsmarkeringer och övrigt som kan underlättla återfinnandet (ev. mått, akter)

Punkt	Markering	Riktning	Avstånd	Inbördes avstånd
A	Utskärn	NNV	2,4 m	A-B x
B	Vägmitt	V	40,9 m	B-C x
C	Utskärn	SSV	35,6 m	C-D
D				D-A
E				C-A

Koordinatsystem

Upprättad 1986-10-01 av Lennart Mårtensson

Anmärkning om ny beskrivning



## E FASTA REFERENSSTATIONER

En fast referensstation är en station med känd position där GPS-data registreras kontinuerligt för distribution i realtid eller i efterhand till GPS-användare inom stationens täckningsområde.

SWEPOS är ett nationellt nät av fasta referensstationer för GPS som har byggts upp i samarbete mellan Lantmäteriverket, Onsala rymdobservatorium (Chalmers tekniska högskola) och projektet "GPS-resurser i Norrbotten".

SWEPOS uppgift är att tillhandahålla data från GPS-satelliterna för en mängd olika tillämpningar - allt från positionsbestämning med meternoggrannhet i realtid, för bl.a. navigering, till studier av rörelser i jordskorpan på millimeternivå.

TERACOM Svensk Rundradio AB har startat den kommersiella tjänsten Epos, som utnyttjar data från tolv SWEPOS-stationer. Epos sänds ut över Sverige via RDS-kanalen på FM P3-nätet.

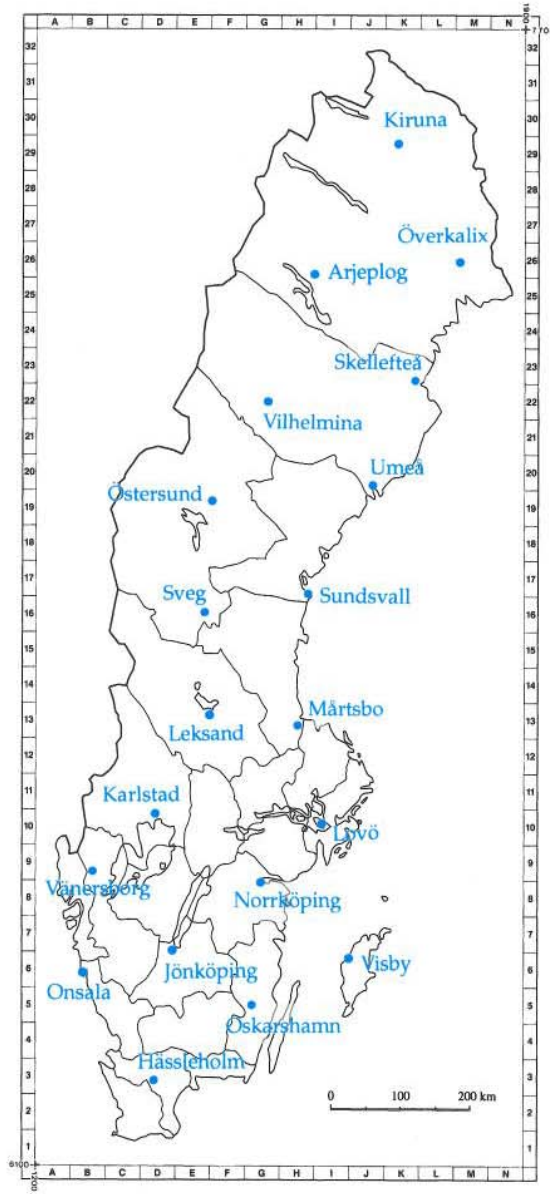
Användning av Epos ger en horisontell positionsnoggrannhet på  $\pm 2$  meter (95%). Noggrannheten påverkas bl.a. av mottagningsförhållandena för GPS-signalerna och den använda GPS-mottagarens prestanda.

Fullständiga GPS-data – dvs kod- och bärvågsdata – från alla tjugo SWEPOS-stationerna finns tillgängliga i standardformatet RINEX vid ledningscentralen på Lantmäteriverket. De kan nås via datornät eller uppringbara modem.

Vid användning av SWEPOS-data för efterbearbetning kan en positionsnoggrannhet på några centimeter erhållas. Detta förutsätter GPS-mätning med tvåfrekvensmottagare, goda mottagningsförhållanden för satellitsignalerna samt bra beräkningsprogram.

SWEPOS är i ett långt framskridet uppbyggnadsskede och tillgängligheten till SWEPOS-data förbättras fortlöpande. Driften sköts från en driftledningscentral på Lantmäteriverket i Gävle. Data är idag (febr-96) fullt användbara för produktionsmässig GPS-mätning, men eftersom övervakning och datadistribution ännu inte är helt strömlinjeformade uppmanas användarna att förvissa sig om att nätets tillförlitlighet uppfyller de krav som den aktuella tillämpningen ställer.

Lantmäteriverket vidareutvecklar SWEPOS så att det blir operationellt för realtidstillämpningar med meternoggrannhet och efterbearbetningstillämpningar på centimeternivå under första halvåret 1997. Under 1999 beräknas SWEPOS bli operationellt även för realtidsmätningar med några centimeters positionsnoggrannhet.



Figur E.1. SWEPOS – ett nationellt nät av fasta referensstationer.



# SAKREGISTER

## A

- A priori-medelfel 79
  - Absolut
    - navigering 11
    - positionsbestämning 11
  - Absoluta troposfärsfel 63
  - Affin transformation 27
  - Ambiguity 10
  - Anpassning
    - av en yta 87
    - genom lutande plan 87
    - genom rät linje 88
  - Anslutning 11, 25, 101
    - approximativ 27
    - till höjdsystem 85
    - till koordinatsystem i plan 82
  - Anslutningsnät
    - i höjd 28
    - i plan 28
  - Anslutningspunkter 28
  - Antenna swapping 98
  - Antennbyte 98
  - Antennhöjdsmätning 62
  - Arkivering 92
  - Avplattning 107
- ## B
- Bandata 13, 74
  - Baslinje 5, 45
    - dubbelmätt 77, 103
  - Baslinjeprogram 73, 76
  - Beräkning 69
  - Beräkningsprogram 73
  - Broadcast Ephemeris 74
  - Bruksnät 29
  - Brukspunkter 29
  - Byte av medelmeridian 119
  - Bärvågs-mätning 8, 9, 12
    - kinematisk 12, 98
    - snabb statisk 12, 97
    - statisk 12
  - Bärvågsunderstödd kodmätning 98

## C

- C/A-kod 6
- Centrering 61
- Centreringsmätning 61
- Cycle slips 10

## D

- Detalj-mätning 99
- DGPS 11
- Differentiell GPS 11
- Dokumentation 64, 91
- DOP (Dilution of precision) 42
  - BDOP 43
  - DGDOP 43
  - GDOP 42
  - PDOP 42
  - RDOP 43
- Dubbeldifferenser 74
- Dubbelmätta baslinjer 77, 78, 103

## E

- Efterberäknade bandata 74
- Ekvatorialplanet 15
- Elevationsgränsen 43
- Epos 139
- EUREF 89 17, 19, 108
- Excentricitet 61
- Extrapolation 37

## F

- Fasta referensstationer 11, 139
- Felgränser 78, 103
- Felsökning 69
- Fixlösning 75
- Flygfotografering 3
- Flytlösning 75
- FOC (Full Operational Capability) 7
- Frekvens
  - L1 6
  - L2 6
- Fri nätutjämning 78, 82
- Fri utjämning 82

FRP (Federal Radionavigation plan) 7  
 Förberedelse av stornätsprojekt 31  
 Förbättring 80  
 Förhyrning 68  
 Förlängningsstänger 67  
 Förrättningsmätning 101  
 Första excentricitetskvadraten 107

## G

G 730 19  
 Gauss' konforma projektion 19, 116  
 Geocentriskt kartesiskt system 15  
 Geodetisk latitud 16  
 Geodetisk longitud 16  
 Geodetiska koordinater 16  
 Geodetiska system 107  
 Geodetiskt datum 16  
 Geografiska koordinater till plana koordinater 119  
 Geografiskt koordinatsystem 15  
 Geoid 16, 109  
 Geoidhöjd 22  
 Geoidhöjdssystem 16  
 GIS-tillämpningar 101  
 Globalt referenssystem 17  
 GPS – Global Positioning System 3, 5  
 GPS-mottagare 64  
 Grafisk redovisning 48  
 Grundmedelfel 75, 80, 83

## H

Helmertinpassning 26, 83  
 tredimensionell 86  
 Homogenitet 57  
 Höjd över ellipsoiden 16, 22  
 Höjdanslutning 85  
 Höjdbegrepp 22  
 Höjdsystem 17, 22  
 Höjdvärden 23

## I

Icke-triviala baslinjer 45

IERS 19  
 IGS 19  
 Initialkoordinater 71  
 Inpassning 26, 82, 86  
 Interpolation 37  
 IOC (Initial Operational Capability) 6  
 ITRF 17, 19, 108

## J

Jonosfären 10, 62  
 Jonosfärfri linjärkombination 75

## K

Kartesiskt system 15  
 Kartprojektion 19, 111  
 Kassationsgräns 78, 103  
 Kinematisk bärvågsmätning 98  
 Kinematisk positionsbestämning 7, 98, 99  
 Kodmätning 8  
 bärvågsunderstödd 98  
 Konform 19  
 Kontroll  
 av utrustning 64  
 inom och mellan sessioner 77  
 mellan sessioner 103  
 Kontrollmätning med EDM-instrument 63, 105  
 Koordinatdifferenser 126  
 Koordinater i plan 21  
 Koordinatsystem 19, 113  
 Koordinattransformation 115  
 Koordinatvärden 21, 113  
 Korrelation 76, 79  
 Kvadreringsteknik 43  
 Kända punkter 36

## L

L1 6  
 L2 6  
 Lagring i databas 93  
 Lillaxel 107, 108

Linjeformade nät 56  
 LLR 17, 19  
 Logistik 58  
 Lån 68  
 Lägesangivelse 17  
 Längdriktighet 19

## M

Markering 93  
 Mastlodning 62  
 Medelmeridian 19, 119  
 Meridianplanet 15  
 Meteorologiska instrument 66  
 Monitorstationer 6  
 Multistationsprogram 73, 76  
 Mätdatabas 93  
 Mätning 61  
 Mätstrategi  
   med minst tre mottagare 46  
   med två mottagare 50

## N

Navigering 7  
 Nyberäkning 26  
 Nypunkter 35  
 Näthierarki 28  
 Nätkarta 91, 92  
 Nätuppbyggnad 34  
 Nätutformning 34  
 Nätutjämning 78, 82, 105

## O

Omskalning 79, 82

## P

P-kod 6  
 Passfel 83  
 Passpunkter 26  
 Periodbortfall 10  
 Periodobekant 10, 74, 75  
 Plana koordinater till geografiska koordinater 117

Planering 31  
 Plant koordinatsystem 17  
 Polygontåg 56  
 Polär mätning 99  
 Polär diagram 40  
 Positionsbestämning  
   absolut 11  
   bärvågsmätning 12  
   kinematisk 7, 12, 98  
   relativ 11  
   snabb statisk 12, 97  
   statisk 8  
 PPS (Precise Positioning Service) 7  
 Precise Ephemeris 74  
 Predikterade banddata 74  
 Produktionssatelliter 5  
 Projektion 19  
 Projektionssystem 20, 111, 113  
 Projektionszoner 111  
 Protokoll 64, 129  
 Prototypsatelliter 3  
 Pseudoavstånd 9  
 Punktbeskrivning 92, 129

## R

Rapid static 97  
 Redovisning 91  
 Referensellipsoid 15, 107, 108  
 Referenssystem 15, 107  
 Referenssystem för GPS 17, 108  
 Rekognosering 39  
 Rekognoseringsprotokoll 130, 131  
 Relativ mätning 11  
 Relativa punktmedelfel 81, 99  
 Relativa troposfärsfel 63  
 Rikets geoidhöjdssystem 1992  
   RN 92 17, 85, 109  
 Rikets höjdsystem 1900  
   RH 00 23  
 Rikets höjdsystem 1970  
   RH 70 22  
   RHB 70 23

Rikets koordinatsystem 1938  
 RT 38 21  
 Rikets koordinatsystem 1990  
 RT 90 21  
 Rikets referenssystem 1992  
 RR 92 19, 107  
 Rikstäckande höjdsystem 22  
 Rikstäckande koordinatsystem 21  
 RINEX 11, 73, 139  
 RMS 75  
 Rotationsellipsoid 15  
 RTCM SC-104 11

## S

Satellitkonfiguration 5, 41  
 Satellitmeddelande 6  
 Satellittäckning 41  
 Semikinematisk mätning 12, 98, 99  
 Session 5  
 Sessionsgrupp 51  
 Sessionsindelning 43  
 Sikthinder 40  
 Skala 71, 83  
 SLR 17, 19  
 Slutningsfel i slingor 77, 104  
 Snabb statisk mätning 97  
 SPS (Standard Positioning Service) 7  
 Standard för GPS-terminologi 4  
 Standardiserad förbättring 81  
 Standardvikter 79  
 Statisk positionsbestämning 8, 12  
 Stommätning 11  
 Storaxel 107, 108  
 Strategiska punkter 35  
 Störningskällor 40  
 SWEPOS 139  
 SWEREF 93 17, 108, 121

## T

Terminologi 4  
 Traditionell mätteknik 32

Traditionella instrument 65  
 Transformation 115  
     av koordinatdifferenser 77, 126  
 Tredimensionell Helmertinpassning 86  
 Trefötter 67  
 Trippeldifferenslösning 43  
 Triviala baslinjer 45, 76  
 Troposfären 10, 62  
 Tröghetsteknik 32

## U

Unitär transformation 26  
 Uteslutning av baslinje 81  
 Utjämnning  
     av GPS-observationer 73  
     med fasta punkter 84, 89  
 Utjämningsmodell 74  
 Utvärdering 69  
     av planeringsförslag 57

## V

Varningsgräns 78  
 WGS 84 13, 17, 19, 109  
 WGS 84 (SCANDOC) *iv*  
 Widelane 75  
 Viktsättning 79  
 Vinkelriktig 19  
 VLBI 17, 19  
 Vridning 83

## Y

Y-kod 7  
 Ytriktig 19  
 Yttäckande nät 44

## Ö

Överräkning 16, 21, 115, 116



.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....







.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....