

HMK
- handbok i mät- och kartfrågor

Stommätning

2017



Förord 2017

2017 års revision av de HMK-dokument som beskriver geodetisk infrastruktur och geodetisk mätning har utförts av en arbetsgrupp bestående av Linda Ahlm, Anders Alfredsson, Lars Jämtnäs, Kent Ohlsson (samtliga Lantmäteriet) och Lars Kvarnström (LTK Geodesi). Liselotte Lundgren Nilsson (Lidingö stad), Per-Åke Jureskog (Metria) samt medarbetare på enheten för geodetisk infrastruktur (Lantmäteriet) har på olika sätt bidragit med granskning av dokumenten.

Ett nytt dokument har tillkommit sedan 2015: *HMK – Kravställning vid geodetisk mätning*. I och med detta så fasas det äldre dokumentet *HMK – Referenssystem och geodetisk mätning* ut. Övriga dokument kvarstår i reviderad form.

Gävle 2017-08-31

/Lars Jämtnäs, samordnare HMK-Geodesi

[Samlade Förord](#)

Innehållsförteckning

1 Inledning	6
1.1 Geodetisk mätning i HMK	6
1.2 Om detta dokument	7
1.3 Avgränsningar	8
1.3.1 Övriga dokument.....	8
1.4 Om stommätning.....	9
2 Uppdragsplanering och förberedelser	12
2.1 Anslutning av stornät.....	13
2.1.1 Nationella referenssystem i plan och höjd	13
2.1.2 Anslutning av stornät till referenssystemen	14
2.2 Stornätsutformning	15
2.2.1 Nätanalys	16
2.2.2 Anslutningsnät.....	20
2.2.3 Bruksnät	22
2.2.4 Avvägningsnät	28
2.3 Mätningstrustning vid geodetisk stommätning	30
2.3.1 GNSS-mottagare	30
2.3.2 Totalstation	31
2.3.3 Avvägningsinstrument	32
2.3.4 Övrig utrustning vid geodetisk stommätning.....	33
3 Stommätning med GNSS	34
3.1 GNSS-mätning av stornät.....	34
3.1.1 Att beakta vid statisk mätning.....	35
3.1.2 Planering och genomförande av mätning.....	36
3.1.3 Uppstart av statisk mätning	43
3.2 Beräkning av GNSS-mätningar	45
3.2.1 Baslinjeberäkning.....	48
3.2.2 Utvärdering och kontroller av baslinjer	50
3.2.3 Kontroll av baslinjer och slingor.....	51
3.2.4 Statistisk test av dubbelmätta baslinjer.....	51
3.2.5 Kontroll av baslinjer med terrester teknik.....	52
3.3 Nätutjämnning	53
3.3.1 Viktsättning	53
3.3.2 Beräkning	54
3.3.3 Utvärdering av GNSS nätutjämnning.....	55
3.3.4 Anslutning av nätberäkningen till kända punkter	57
3.3.5 Anslutning till höjdsystemet	58
3.4 SWEPOS beräkningstjänst.....	59

3.4.1	Kontroll.....	60
3.5	GNSS/RTK för stornätskomplettering.....	61
4	Terrester stommätning	63
4.1	Mätmetoder	64
4.1.1	Riktningmätning med totalstation.....	64
4.1.2	Längdmätning med totalstation	64
4.1.3	Höjdmätning med avvägning	65
4.1.4	Trigonometrisk höjdmätning	65
4.2	Korrekationer innan utjämning.....	65
4.2.1	Höjdkorrektion.....	66
4.2.2	Projektionskorrektions.....	67
4.2.3	Trigonometrisk korrektions.....	67
4.3	Nätutjämning	68
4.3.1	Viktsättning	69
4.3.2	Utjämning i flera steg	70
4.3.3	Resultatutvärdering och kontroller.....	72
5	Användning av kombinerad teknik.....	76
6	Modern stornätsförvaltning	77
6.1	Underhåll av stornät.....	77
6.2	Stornätsstrategier	78
6.2.1	Behovet av stornät	78
6.2.2	Status för lokala stornät	79
6.2.3	Behovsanpassad stornätsstrategi.....	80
7	Referenser/Läs mer.....	81
7.1	Stommätning.....	81
7.2	Stornätsstrategier	81
Bilaga A	Förväntad lägesosäkerhet	82
A.1	Stommätning med GNSS-teknik	82
A.2	Stommätning med terrester teknik	83
Bilaga B	Produktionsdokumentation	84
B.1	Stommätning.....	84
Bilaga C	Grundkrav i dokumentet	86
Bilaga D	Kontroll	88
D.1	Kontroll och justering av instrument.....	88
D.1.1	GNSS-mottagare	88
D.1.2	Totalstation	88
D.1.3	Avvägningsinstrument	90
D.1.4	Övrig utrustning vid geodetisk mätning.....	91

D.2	Kontroll av mätningar.....	92
D.2.1	GNSS-baslinjer	92
D.2.2	Terrester mätning.....	94
D.2.3	Kontroll före utjämning	96
D.2.4	Nätutjämning.....	96
Bilaga E	Protokoll Statisk GNSS-mätning.....	98

1 Inledning

1.1 Geodetisk mätning i HMK

Geodetisk mätning behandlas i följande HMK-dokument (kortformerna av dokumentnamnen inom parentes):

- [HMK – Geodetisk infrastruktur 2017](#) (HMK-GeInfra 2017) beskriver de referenssystem och den geodetiska infrastruktur som används i Sverige, nationellt och lokalt.
- [HMK – Stommätning 2017](#) (HMK-Stom 2017) beskriver stommätning med statisk GNSS, totalstation och avvägningsinstrument.
- [HMK – Terrester detaljmätning 2017](#) (HMK-TerDet 2017) beskriver inmätning och utsättning med totalstation och avvägningsinstrument.
- [HMK – GNSS-baserad detaljmätning 2017](#) (HMK-GnssDet 2017) beskriver inmätning och utsättning med GNSS/RTK-teknik.
- [HMK – Kravställning vid geodetisk mätning 2017](#) (HMK-GeKrav 2017) utgör stöd för beställare vid upprättande av teknisk specifikation vid geodetiska mätarbeten, samt stöd till utförare vid val av lämplig mätmetodik.

Syftet med dessa fem dokument är i första hand att förse beställare och utförare med en kunskapsbas för att kunna nyttja och utvärdera geodetiska mätmetoder på bästa sätt, utifrån behov och förutsättningar.

Målgrupperna beställare och utförare förutsätts gälla i vid mening. Riktlinjerna i HMK är därför inte begränsade till upphandling av mätningstekniska tjänster, utan bör även kunna användas som underlag för sådana regelverk, rutiner eller kravspecifikationer som formuleras internt inom den egna organisationen.

Samtliga publicerade HMK-dokument finns tillgängliga för nedladdning via lantmateriet.se/hmk.

Se [HMK – Introduktion 2017](#), avsnitt 1.7 för hänvisningsregler.

Frågor om upphandling, tillstånd och sekretess behandlas i [HMK – Introduktion 2017](#), kapitel 3.

Tekniska termer och förkortningar förklaras i [HMK – Ordlista och förkortningar](#), senaste version.

1.2 Om detta dokument

HMK – Stommätning 2017 beskriver processer och krav som bör beaktas vid stommätning i plan och höjd med såväl GNSS-teknik som med terrester teknik med totalstation och avvägning.

Dokumentet är av grundläggande natur och avser i första hand mätningar för etablering av anslutningsnät och bruksnät i den näthierarki som definieras i Svensk geoprocess Geodataspecifikation Stompunk-ter och beskrivs i [HMK – Geodetisk infrastruktur 2017](#)

De äldre HMK-dokumenterna från 1993 som behandlade stommätning var uppdelade på två dokument, HMK – Geodesi Stommätning respektive HMK – Geodesi GPS. Dessa dokument ersattes 2015 med ett gemensamt dokument, HMK – Geodesi: Stommätning, som nu omarbetas och anpassas till de nya förutsättningar som teknikutvecklingen skapat.

[Kapitel 2](#) behandlar beställarkrav för geodetiska stommätprojekt när det gäller val av stommätstyper och mätmetoder för etablering av stommät, med hänvisning till [HMK – Kravställning vid geodetisk mätning 2017](#) kapitel 2. Kapitlet behandlar också vilka grundläggande krav på georeferering av anslutningsnät och bruksnät i de nationella referenssystemen SWEREF 99 och RH 2000 som gäller för all stommätning. Kapitlets beskrivning av stommätutformning med exempel på stommätstyper kan utgöra stöd vid utformning av stommätstrategi. Kapitlet behandlar också krav på instrument och mätutrustning vid stommätning.

[Kapitel 3](#) är tillägnat planering, mätning och beräkning av stommät som etableras med användning av statisk GNSS-teknik.

[Kapitel 4](#) behandlar konventionell terrester stommätningsteknik med totalstation och avvägningsinstrument.

[Kapitel 5](#) behandlar kombinerad teknik för etablering av stommät, underhåll av stommät samt stommätstrategier.

[Bilaga A](#) innehåller information om mätosäkerhet vid stommätning.

[Bilaga B](#) innehåller krav och rekommendationer angående redovisning och dokumentation av stommät.

[Bilaga C](#) innehåller en samlad lista över grundkrav, dvs. bokstavsnumrerade krav och rekommendationer från samtliga rutor med blått raster i dokumentet.

[Bilaga D](#) innehåller riktlinjer för kontroll och justering av geodetiska instrument, samt tabeller för kontroll av mätningar före utjämning

[Bilaga E](#) innehåller ett exempel på protokoll för dokumentation i fält vid en statisk GNSS-session.

1.3 Avgränsningar

Riktlinjerna i HMK-Stom 2017 är tillämpbara inom bygg- och anläggningsverksamhet, kommunal mätningsteknisk verksamhet och fastighetsbildning. Beställare avgör om och när detta dokument kompletteras med branschspecifika riktlinjer, t.ex. vid tillämpningar inom Trafikverkets verksamhet.

Fokus i dokumentet ligger i första hand på utformning och genomförande av stomnätprojekt inte på specifika mätinstrument eller tjänster. För sådan information hänvisas till handböcker och tekniska specifikationer från respektive tillverkare eller leverantör.

Dokumentet innehåller inte specifika riktlinjer för mätning med RTK-teknik även om denna teknik i vissa fall, rätt tillämpad, kan användas för etablering stompunkter. För dessa tillämpningar hänvisas till [HMK – GNSS-baserad detaljmätning 2017](#).

1.3.1 Övriga dokument

Innehållet i HMK – Stommätning 2017 kompletteras dels av övriga HMK-dokument, dels av andra dokument och standarder som behandlar stomnät och stompunkter, t.ex.

- Svensk geoprocess: [Geodataspecifikation Stompunkter](#)
- Teknisk specifikation [SIS-TS 21143:2016](#)

Geodataspecifikation stompunkter har tagits fram genom samverkansprojektet Svensk geoprocess. I specifikationen definieras stompunktstyper (planpunkter, höjdpunkter, plan/höjdpunkter) samt stomnätshierarkier (riksnät anslutningsnät och bruksnät). De olika stomnätstyperna enligt geodataspecifikationen är:

- Referensstationsnät
- GNSS-nät
- Triangelnät
- Polygonnät
- Avvägningsnät
- Specialnät

Triangelnät och Polygonnät utgör båda terrestert mätta stomnät som skiljer sig beträffande hur nätgeometrin är utformad. Historiskt har triangelnätutformning av stomnät huvudsakligen använts vid etablering av anslutningsnät i plan, som numera uteslutande utförs med GNSS-teknik. Polygonnät, dvs. stomnät utformade som punkter i tåg bör på

grund av felfortplantningseffekter undvikas. De ersätts därför, när det är möjligt, med fackverksgeometri. Dessa nät övergår då delvis till att bli en form av triangelnätsutformade bruksnät.

Stomnätstypen specialnät avser bruksnät för speciella tillämpningar. De omfattar bl.a. nät för fri uppställning inom byggarbetsplatser (primärnät) eller inom tät stadsbebyggelse (väggpunktsnät). Nät för rörelse och sättningsnätningar är andra exempel på specialnät. Nät för olika typer av infrastruktur, spåranläggningar, tunnelbyggnad mm utgör också specialnät och avhandlas specifikt i den tekniska specifikationen

SIS-TS 21143:2016 har initierats och tagits fram av Trafikverket för att täcka deras behov avseende geodetisk mätning, beräkning och redovisning av specifika stomnät som etableras för olika typer av infrastrukturprojekt, ofta av långsträckt natur. Standarden anger krav för olika användningsfall samt specialtillämpningar. I dokumentet beskrivs speciella tillämpningar av stommätning för infrastrukturprojekt med höga krav på tillförlitlighet och låg mätosäkerhet i plan och höjd. Dokumentet som innehåller rekommendationer baserade på sentida teknik-, system- och metodutveckling samt beprövade erfarenheter med dessa.

1.4 Om stommätning

Krav

- a) Stompunkter utgör grund för annan mätning. För att erhålla ett bra resultat vid beräkning av stomnät ska stommätning utföras med överbestämning och mätningarna utjämnas med minsta kvadratmetoden.
- b) För att möjliggöra spårbarhet och återanvändning av stompunkter vid förtätning eller komplettering av stomnät ska utföraren säkerställa att hela mätning- och beräkningsprocessen dokumenteras

Stompunkter är fysiskt markerade punkter som utgör grund för annan mätning. Stompunkter skapas vid stommätning och beräknas genom anslutningsmätningar till kända punkter i gällande referenssystem i plan och eller höjd.

Den mätningsteknik som tillämpas för inmätning av stompunkternas läge i plan och höjd kan vara markbunden terrester teknik med t.ex. användning av totalstation och avvägningsinstrument för mätning av riktningar, längder och höjdskillnader eller satellitbaserad GNSS-teknik som ger 3-dimensionella baslinjevektorer mellan mätpunkterna.

Vid konventionell terrester mätning har stomnät i plan och stomnät i höjd oftast hanterats var för sig även om näten i viss utsträckning integrerats.

GNSS-tekniken är 3-dimensionell vilket innebär ökade möjligheter att kombinera stomnät i plan och höjd. Använda mätmetoder ger dock olika mätosäkerhet i plan respektive höjd

Med utgångspunkt från stompunkternas funktion och användning delas stomnät enligt Geodataspecifikation Stompunktern in i olika stomnätskategorier:

- Nationella referensnät
- Anslutningsnät
- Bruksnät

Samma näthierarki används för plana stomnät och för höjdnät. I [HMK - Geodetisk infrastruktur 2017](#) beskrivs olika stomnätstyper med utgångspunkt från denna näthierarki.

Syftet med den tredelade näthierarkin var ursprungligen att möjliggöra en tillförlitlig anslutning av bruksnäten till det nationella referenssystemet. Den terrestra mätningsteknikens begränsade räckvidd gjorde en hierarkisk uppdelning nödvändig, vilken också delades upp ytterligare så att näten byggdes upp succesivt i olika ordningar. Endast riktningstätning och - med början från 1950-talet - längdmätning kunde tillämpas. Den terrestra tekniken ger liten mätosäkerhet lokalt mellan närbelägna punkter, men på regional och nationell nivå finns på grund av felfortplantning risk att stomnätets geometri deformeras. Vid stommätning med GNSS-teknik, som baseras på mätningar i ett globalt system skapas inte denna typ av stora regionala och nationella deformationer i referenssystemen.

GNSS-teknik baseras i grunden på tredimensionella globalt definierade koordinatsystem som ger koordinater i både plan och höjd. Detta innebär möjligheter att modifiera det konventionella sättet att realisera referenssystemen med separata stompunkter i plan och höjd. Genom att med gemensamma markeringar kombinera ett GNSS-anslutningsnät med avvägning kan anslutningsnäten i plan och höjd delvis kombineras.

Med nytt GNSS-anpassat referenssystem och genom utveckling av den geodetiska infrastrukturen har stomnäten fått en förändrad betydelse. Användning av nätverks-RTK för detaljmätning har medfört att behovet av stompunkter har minskat för många vanliga tillämpningar. Stompunkter behövs dock fortfarande när GNSS-tekniken inte kan användas eller i situationer när kraven på låg lokal mätosäkerhet i plan

och/eller höjd endast kan tillgodoses med fast markerade utgångspunkter samt när detaljmätning med totalstation är mera ändamålsenlig.

Användning av 3D-visualisering och BIM-teknik skapar ökade behov av tillförlitlig höjdinformation. Detta ställer nya krav på stompunkter i både plan och höjd.

Nya stomnässtrategier behöver utvecklas så att GNSS-teknik och konventionell teknik kan utnyttjas optimalt, med rätt teknik på rätt plats. Fokus bör ligga på att utveckla den geodetiska infrastrukturen och stomnäten med beaktande av kravet på mättingsunderlag i tre dimensioner.

2 Uppdragsplanering och förberedelser

Krav

- a) Nypunkter ska innan mätning påbörjas rekognoseras och markeras stabilt och varaktigt så att de bevaras intakta under den överskådliga tid som behov av stompunkterna består.

Rekommendation

- a) Beställarkrav för ett geodetiskt stornätsprojekt kan formuleras med stöd av [HMK - Kravställning vid geodetisk mätning 2017](#), kapitel 2.
- b) Vid beställning av stornätsuppdrag bör framgå vilken stornätskategori och stornätstyp som avses.
- c) Vägledning till vilka mätmetoder som uppfyller beställarkrav kan avgöras med stöd av [HMK - Kravställning vid geodetisk mätning 2017](#), kapitel 3.
- d) Val av mätmetod för stornätsmätningprojekt bör göras eller godkännas av personal i utförarorganisationen med grundläggande mätningsteknisk färdighet, se [HMK - Introduktion 2017](#), avsnitt 3.1.
- e) Utföraren bör beakta möjligheten att kombinera och integrera stornät i plan och höjd med gemensamma punktmarkeringar.

Uppdragsplanering anpassas till beställarkrav, befintlig geodetisk infrastruktur, samt övriga förutsättningar för stornätsmätningen. Stornätsmätning kan utföras med GNSS-teknik eller terrester teknik.

Tillgänglig geodetisk infrastruktur för anslutning av stornätsprojekt till de system som realiserar de nationella referenssystemen SWEREF 99 och RH 2000 redovisas i [HMK - Geodetisk infrastruktur 2017](#).

För stöd avseende användning och specifikation av stornätsmätning vid olika tillämpningar hänvisas till [HMK - Kravställning vid geodetisk mätning 2017](#) avsnitt 3.2.

Utföraren bör också ta del av dokumentation för aktuell geodetisk mätutrustning samt vid behov komplettera med tekniska undersökningar och egna testmätningar.

2.1 Anslutning av stomnät

Krav

- a) Innan ett stomnätsprojekt kan påbörjas ska säkerställas att anslutningar till punkter med kända koordinater och höjder i SWEREF 99 och RH 2000 finns i lämpliga lägen runt om och inom projektområdet.
- b) Stompunkter ska via mätningar anslutas direkt till de nationella referensnäten i plan och höjd, eller via punkter i anslutningsnät kopplas samman med dessa.

Rekommendation

- a) Antalet anslutningspunkter bör vara minst 4 och väljas så att de inramar de punkter som ska beräknas.

Ett anslutningsnäts huvudsakliga funktion är att utgöra underlag för bestämning av punkter i bruksnät. Vid nyetablering av ett sådant nät sker anslutning direkt till punkter som ingår i de nationella referensnäten.

Brukspunkter är stompunkter vars funktion är att tjäna som utgångspunkter vid detaljmätning. Bruksnät ansluts normalt via punkter i anslutningsnät. Anslutning direkt till det nationella referensnätet i plan och eller höjd kan och bör göras när detta är möjligt inom ramen för en homogen nätutformning.

2.1.1 Nationella referenssystem i plan och höjd

SWEREF 99 är ett tredimensionellt globalt definierat referenssystem. Koordinaterna realiseras "aktivt" av de 21 ursprungliga referensstationerna – fundamentalstationerna – i det nationella SWEPOS-nätet. Nätet har förtätats med ett stort antal (ca 400) fasta referensstationer för att möjliggöra realtidsmätning med GNSS direkt i SWEREF 99.

RH 2000 realiseras i motsats till SWERE 99 på konventionellt sätt av höjderna på de orubbade höjdfixarna i riksavvägningen.

I [HMK – Geodetisk infrastruktur 2017](#) beskrivs hur realiseringen av de nationella referenssystemen görs och i [LMV-rapport 2010:11](#) redovisas de överväganden och motiv som ligger till grund för de valda realiseringsprinciperna.

2.1.2 Anslutning av stornät till referenssystemen

Krav

- a) Anslutning av stornät ska alltid göras till kända utgångspunkter som är mätta och beräknade i de nationella referenssystemen SWEREF 99 och RH 2000.

Rekommendation

- a) För bruksnät med krav på liten lokal osäkerhet ($<0,005\text{m}$), eller specialnät för olika tillämpningar som förutsätter fri utjämning av koordinater eller höjder i ett lokalt realiserat referenssystem, bör sambandet till SWEREF 99 och RH 2000 specificeras med inpassningsparametrar.
- b) Bruksnät i höjd bör anslutas till RH 2000 med avvägning direkt till punkter i anslutningsnät i höjd eller när detta är möjligt till punkter i det nationella referensnätet i höjd.

Anslutningsnät

Med GNSS-teknik och nya principer för realisering av referenssystemen har förutsättningarna för stommätning och anslutning av stornät och stompunkter till ett gemensamt överordnat referenssystem förbättrats. Realiseringen av SWEREF 99, som är baserad på GNSS-teknik kännetecknas av mycket liten mätosäkerhet på global och nationell nivå med små avvikelser – i princip oberoende av avstånd, varför anslutningsmätningar med GNSS-teknik kan göras med mätning över relativt långa avstånd.

För all stornätsetablering gäller att anslutning i första hand bör göras direkt till punkter i de nationella näten som realiserar referenssystemen. Punkter som etablerats med en stark koppling till de nationella systemen kan i andra hand användas vid förtätning av anslutningsnät eller nyetablering/förtätning av bruksnät.

Anslutning av stornät direkt till det *nationella referensstationsnätet SWEPOS* och till punkter tillhörande det *nationella referensnätet i höjd (Tredje precisionsavvägningen)* ger den bästa anpassningen till referenssystemen i plan och höjd och uppkomsten av geometriska deformationer i näten motverkas.

Bruksnät

De överordnade anslutningspunkterna i SWEREF 99 som kan användas som underlag för etablering av bruksnät utgörs numera undantagslöst

av stompunkter bestämda med GNSS-teknik. För anslutning av bruksnät med terrester teknik erfordras därför ofta en komplettering av anslutningsnätet för att möjliggöra marksikt mellan stompunkterna. Den efterföljande inmätningen av bruksnät för terrester detaljmätning kan därefter utföras med valfri stommätningsteknik – terrester teknik alternativt GNSS-teknik.

Lägesosäkerhet för stompunkter som transformerats till SWEREF 99 eller RH 2000 har ej verifierats via nätutjämnning. För att sådana punkter ska kunna nyttjas som anslutningspunkter vid förtätning eller komplettering behöver därför annan kvalitetskontroll göras. I annat fall finns risk att eventuella äldre deformationer i referenssystemets geometri permanentas.

Anslutning av bruksnät i vissa fall

För bruksnät i form av primärnät som etableras på byggarbetsplatser eller nät som används som referensnät för deformationsmätningar i plan och eller höjd är en liten lokal osäkerhet prioriterad. Om det i dessa fall är mera ändamålsenligt att definiera ett lokalt referenssystem ska sambandet för transformation till SWEREF 99 och RH 2000 kunna specificeras med inpassningssamband. Att all geografisk information georefereras i samma referenssystem i plan och höjd är ett nationellt intresse liksom att det är ett intresse för alla som i sin verksamhet producerar lägesbunden information.

2.2 Stomnätsutformning

Krav

- a) Vid bestämning av stompunkter ska nätutformning, mätning och beräkning utföras så att inverkan av grova fel, systematiska och slumpmässiga avvikelser reduceras till ett minimum.
- b) Höjdtåg ska dubbelavvägas.
- c) I polygontåg ska dubbelmätning av längderna i tåget göras med längdmätning i båda riktningarna.

Rekommendation

- a) Innan mätning av ett nytt stomnät påbörjas bör någon form av nätanalys av nätet göras för att optimera resultatet av mätningarna. Analysen ska omfatta en bedömning av nätets homogenitet med avseende på nätgeometri, överbestämning och kontrollerbarhet.

- b) Nätutformning ska grundas på god mätsed och etablerad erfarenhet och om möjligt dokumenteras genom nätsimulering med användning av ett nätanalysprogram.

En bra planering av ett stomnätprojekt skapar möjlighet att med begränsade resurser utforma nätet så att det förväntade behovet av stompunkter när det gäller tillgänglighet för avsedd användning, varaktighet och krav på lägesosäkerhet uppfylls.

För olika nätkategorier och nättyper gäller olika förutsättningar för nätutformningen, vilket framgår av de nätexempel som tas upp i [avsnitt 2.2.2](#) och framåt.

2.2.1 Nätanalys

Homogen nätgeometri

Vid planering av stomnät är det viktigt att detta utformas så att en homogen nätgeometri erhålls. Ett homogent nät innebär bl.a. att såväl punkter som mätningar fördelas jämnt över området samt att geometrin om möjligt utgörs av regelbundna figurer.

För ett GNSS-nät innebär det att nätet utformas som ett antal sammanhängande fyrhörningar av icke triviala baslinjer med ungefär lika långa sidlängder, se exempel i figur 2.2.2. Yttäckande nät utformade som fyrhörningar av baslinjer uppfyller principen om en överbestämning per obekant.

För ett konventionellt stomnät, som består av riktningar och längder utförda med totalstation, brukar enligt samma principer strävas efter ett nät bestående av regelbundna trianglar.

Punkter för anslutning av nätet i plan och höjd ska om möjligt helt omsluta nätet så att de nyberäknade punkterna innesluts och extrapolering undviks.

Kontrollerbarhet

Vid planering av ett stomnät kan en övergripande analys av nätet göras genom att uppskatta nätets kontrollerbarhet (k -talet, relativa redundansen). Detta ger vägledande information om hur enskilda mätningar kontrolleras av övriga mätningar i nätet. Ett genomsnittligt mått för hela nätet fås genom att dividera antalet överbestämningar (\ddot{o}) (redundansen) med antalet mätningar (n):

$$k = \frac{\ddot{o}}{n}$$

Antalet överbestämningar beräknas som antalet mätningar, (n) subtraherade med antalet obekanta, (o):

$$\ddot{o} = (n - o)$$

Definitionen av kontrollerbarhetstal innebär att det alltid får ett värde mellan noll och ett, $0 < k < 1$. Ett genomsnittligt k -tal $= 0,5$ betyder att varje obekant i nätet i ett homogent nät i genomsnitt har observerats dubbelt. Ju högre k -tal desto bättre kontroll.

Ett homogent nät kännetecknas av att *kontrollerbarheten* (k -talet) som gäller för hela nätet i stort också skall gälla för godtyckligt utvalda delar av nätet. Kontrollerbarhetstalet är ett mått på nätets *tillförlitlighet*.

Kontrollerbarhetstalet för ett plant stomnät mätt med terrester teknik beräknas med följande formel:

$$k = \frac{\ddot{o}}{n} = \frac{l + r - 2p - o}{l + r}$$

där l är antalet mätta längder, r är totala antalet mätta riktningar i alla riktningsserier, p är antalet nypunkter och o är antalet orienteringsriktningar (en för varje riktningsserie).

I polygonnätet som illustreras i [figur 2.2.3b](#) är antalet nypunkter $p=16$, antalet mätta längder är $l=24$, antalet mätta riktningar är $r=54$ och antalet orienteringskvantiteter är $o=20$

Polygonnätets kontrollerbarhetstal blir:

$$k = \frac{24 + 54 - 2 * 16 - 20}{24 + 54} = 0,36$$

I fackverksnätet som illustreras i [figur 2.2.3c](#) är antalet nypunkter $p=11$, antalet mätta längder är $l=25$, antalet mätta riktningar är $r=54$ och antalet orienteringskvantiteter är $o=15$

Fackverksnätets kontrollerbarhetstal blir:

$$k = \frac{25 + 54 - 2 * 11 - 15}{25 + 54} = 0,53$$

Kontrollerbarhetstalet för ett höjdnät beräknas med följande formel:

$$k = \frac{\ddot{o}}{n} = \frac{t - p}{t}$$

Där t är antalet tåg och p är antalet knutpunkter.

Tåg i höjdnät definieras som tåg om de går mellan känd punkt och knutpunkt, eller mellan två knutpunkter. Knutpunkter är nypunkter i vilka tre eller flera tåg går samman, övriga nypunkter är mellanpunkter.

Höjdtågsnätet i [figur 2.2.4](#) innehåller 3 kända punkter, antalet knutpunkter $p=12$. Antalet tåg som kopplar samman de 15 mellanpunkterna är $t=23$.

Höjdtågets kontrollerbarhetstal blir:

$$k = \frac{23 - 12}{23} = 0,48$$

Trots att näten i exemplen är väl överbestämda är det bara fackverksnätet som får ett k-tal, $k > 0,5$.

Beträffande höjdtågsnätet i [figur 2.2.4](#) finns i tågen totalt 15 mellanpunkter. Det längsta tåget har så mycket som 7 mellanpunkter som inte kontrolleras på annat sätt än av knutpunkterna. Det är därför det är viktigt att tågen mäts dubbelt – helst en gång i vardera riktningen. I polygonnätet i [figur 2.2.3b](#) finns ett tåg med 3 mellanpunkter som blir mindre bra kontrollerade. I polygontåg gäller därför på analogt sätt att dubbelmätning av längderna i tåget måste göras med längdmätning i båda riktningarna.

För ett GNSS-baslinjenät kan motsvarande analys av nätutformning och kontrollerbarhetstal göras.

Ett GNSS-nät beräknas i plan och höjd varför varje nypunkt ger tre obekanta koordinater, t.ex. på formen Northing, Easting och Höjd (N, E, H). Nätet i [figur 2.2.2](#) ansluts till fyra punkter med kända koordinater i plan och höjd. Fyra nypunkter i nätet har avvägd höjder, men ska beräknas i plan. Nätet innehåller därför 8 nypunkter som ska beräknas i plan och höjd samt fyra punkter som ska beräknas i plan. Antalet obekanta storheter blir då:

$$o = 9 * 3 + 4 * 2 = 35$$

Nätet har mätts med fyra mottagare i 9 sessioner. Varje session ger tre icke triviala baslinjer. Det totala antalet icke triviala baslinjer som mätts i nätet blir då:

$$b = 9 * 3 = 27$$

Varje baslinjevektor kan delas upp i tre koordinatdifferenser ΔX , ΔY och ΔZ vilka i beräkningen kan betraktas som mätta storheter. Varje icke trivial baslinje ger därför tre mätvärden och det totala antalet mätningar blir:

$$m = b * 3 = 27 * 3 = 81$$

Beräkning av kontrollerbarhetstalet med dessa värden blir:

$$k = \frac{m - o}{m} = \frac{81 - 35}{81} = 0,57$$

I nätet som använts som exempel finns också möjlighet att utnyttja baslinjer från den referensstation som finns i nära anslutning till stommätområdet. Denna ger ytterligare baslinjer till samtliga nypunkter i nätet. Med dessa inräknade i analysen blir kontrollerbarhetstalet:

$$k = \frac{165 - 35}{165} = 0,79$$

Ett GNSS-nät ger alltså en tillförlitlighet som är svår att uppnå med konventionell mätteknik. Endast ett fackverksnät ger kontrollerbarhetstal som är jämförbara. I beräkningen av k-talet har endast de icke triviala baslinjerna ingått. Dessa ingår normalt i en slutlig nätutjämnning och bidrar till att stärka nät ytterligare.

Nätsimulering

Även enskilda mätningars k-tal kan beräknas. Till detta krävs ett nätanalysprogram. Simulering av stornät syftar förutom till att undersöka nätets utformning med hänsyn till homogenitet och tillförlitlighet också till att bedöma förväntad lägesosäkerhet i beräknade nypunkter.

En nätanalys ger indikationer på hur eventuella grova fel (misstag) kan lokaliseras i nätet och om eventuella svagheter i nätets utformning.

Inre och yttre tillförlitlighet

Ett simuleringsprogram beräknar individuellt för alla nypunkter i näten den inre tillförlitligheten, som benämns *minsta upptäckbara fel (MUF)* och *yttre tillförlitligheten (YT)*, hur mycket ett minsta oupptäckt fel (MUF) påverkar de utjämnade koordinaterna. YT bör ha ungefär samma storlek i hela nätet för att detta ska vara homogent. Nätanalysen kan således ge vägledning för bedömning huruvida extra mätningar behöver tillföras respektive om vissa mätningar kan strykas.

Tillförlitlighet visar i mätningssammanhang på möjligheten att upptäcka mätningar som innehåller grova fel eller systematiska avvikelser och vilken inverkan sådana mätningar kan ha på beräknade koordinater. Värdena har statistisk bakgrund och ges som regel i samma enheter som mätningarna själva, dvs. för terrestra mätningar i meter eller gon.

MUF kan också grovt uppskattas för hela nätet, med utgångspunkt från ett genomsnittligt kontrollerbarhetstal och *osäkerheten (u)* i mätningarna, med sambandet:

$$MUF = 2,8u/\sqrt{k}$$

Sambandet är baserat på att mätningssavvikelseerna är *normalfördelade* och inte innehåller grova fel

Den yttre tillförlitligheten (YT) anger hur mycket ett MUF påverkar resultatet och kan uppskattas med sambandet:

$$YT = (1 - k)MUF$$

I ett nät utformat med polygongeometri i vilket längdmätningar i nätet har osäkerheter på 10 mm och med för ett sådant nät inte ovanligt kon-

trollerbarhetstal kring 0,10, kan mätfel i storleksordningen 5–10 cm förbli oupptäckta. Sådana grova fel kan i sin tur påverka resultatet (koordinaterna) med nästan samma belopp.

2.2.2 Anslutningsnät

Krav

- a) Vid användning av SWEPOS referensstationsnät ska stationskoordinaternas aktualitet kontrolleras.

Rekommendation

- a) För anslutningsnät i plan med GNSS-teknik är lämpligt avstånd mellan punkterna i nätet ca 2–5 km.
- b) För en bra koppling till den nationella realiseringen av SWEREF 99 kan efterberäkningsdata från SWEPOS referensstationsnät utnyttjas för etablering av anslutningspunkter, alternativt för verifiering av nätets befintliga anslutningspunkter genom separat beräkning.
- c) Referensstationerna i det nationella referensstationsnätet SWEPOS kan utnyttjas direkt som anslutningspunkter vid nyetablering av anslutningsnät.
- d) Vid användning av SWEPOS klass B eller punkter ingående i RIX 95-nätet bör koordinaternas osäkerhet kontrolleras innan användning.
- e) Anslutning i höjd av ett GNSS-nät bör göras genom avvägning av var 5:e punkt i nätet eller minst tre punkter som inte ligger i linje med varandra.
- f) Ett GNSS-anslutningsnät bör markeras så att punkterna kan förväntas bestå under överskådlig tid.

Anslutningsnätets punkter är normalt inte utgångspunkter för detaljmätning utan fungerar huvudsakligen som utgångspunkter för etablering av bruksnät, men fungerar också som en realisering av referenssystemet som förväntas bestå under överskådlig tid. Ett krav på anslutningsnät i plan eller höjd är att punkterna ska kopplas direkt till punkterna i de system som realiserar referenssystemen på nationell nivå, se [HMK – Geodetisk infrastruktur 2017](#). Anslutningspunkter i plan ska därför mätas med GNSS-teknik. Punkterna markeras varaktigt och om

möjligt i lägen som inte är direkt utsatta för bygg- och anläggningsverksamhet. Optisk sikt mellan punkter i ett GNSS-an slutningsnät behövs endast i undantagsfall.

För anslutningspunkter i höjd som mäts in med avvägning gäller samma krav på varaktig stabil markering och utan krav på siktlinjer förutom att markeringarna ska vara lätt tillgängliga för avvägning och att en avvägningstång ska kunna placeras på punkterna. Anslutningspunkter plan i höjd kan därför med fördel kombineras med gemensamma markeringar.

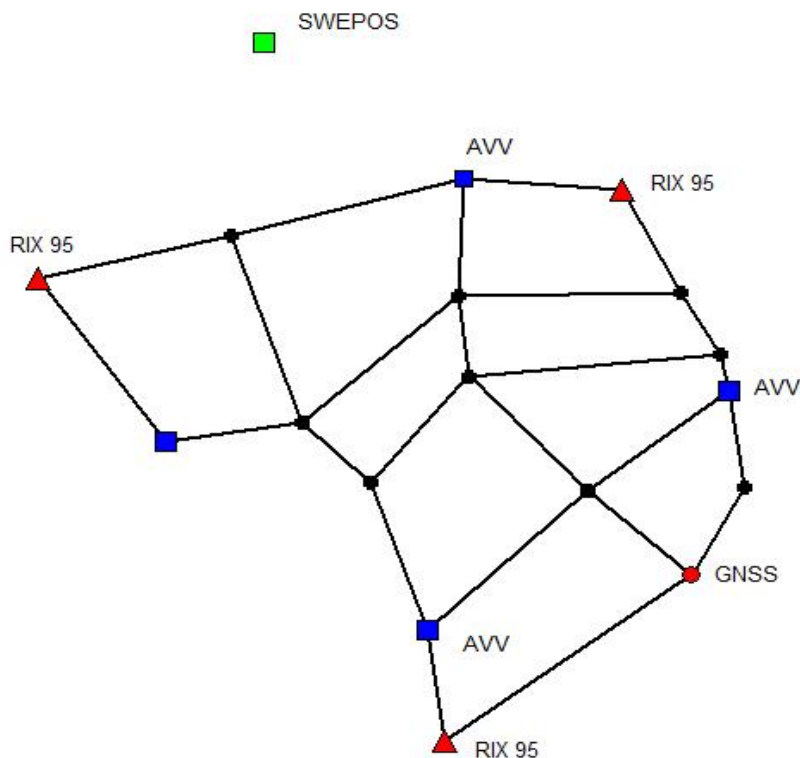
Anslutning till referenssystemet, SWEREF 99, i plan bör, när detta är möjligt, göras genom att direkt utnyttja SWEPOS referensstationer som anslutningspunkter. Detta ger den bästa möjliga realiseringen av referenssystemet, men kan också innebära ett inhomogent nät med stora variationer i avstånd mellan punkterna i nätet och svårigheter att vika baslinjerna inbördes på ett korrekt sätt. Långa baslinjer ger en större osäkerhet framför allt i höjd. Observationstiderna för mätning av baslinjerna anpassas till baslinjernas längd enligt [Tabell 3.1.3](#).

En mer homogen nätutformning är lättare att åstadkomma i de fall att *RIX 95-nätet* ([HMK – Geodetisk infrastruktur 2017](#)) eller GNSS förtättningspunkter till RIX 95-nätet utnyttjas som anslutningspunkter. En strategi för att både få en bra realisering av referenssystemet och en homogen nätutformning för ett anslutningsnät kan därför vara att ansluta detta i två steg. I steg ett beräknas nätets anslutningspunkter med långa baslinjer direkt mot SWEPOS referensstationsnät; i en separat nätberäkning alternativt genom att beräkna punkterna var för sig med användning av [SWEPOS beräkningstjänst](#). I båda fallen utnyttjas efterberäkningsdata från SWEPOS-nätet. Om RIX 95-punkter används kan dessa verifieras på samma sätt. I steg två beräknas därefter anslutningsnätet som ett homogent nät med de beräknade eller kontrollerade anslutningspunkterna som kända.

GNSS är en tredimensionell teknik och även om beräknade punkter får en något större osäkerhet i höjd kan höjderna vara användbara som "brukshöjder" i mindre krävande sammanhang. Vid stommätning med statisk GNSS-teknik kan dock höjdosäkerheten minskas betydligt genom anslutning av nätet med avvägning av ett antal punkter i nätet – minst tre. Punkterna i ett GNSS-an slutningsnät kan på detta sätt kombineras med anslutningsnätet i höjd.

Nätexemplet i [Figur 2.2.2](#) är hämtat från en större kommun med omfattande byggnadsverksamhet. Ett anslutningsnät som underlag för förväntade behov av bruksnät i samband med exploatering för samhällsbyggnad har därför etablerats. Nätet har anslutits, dels direkt till en SWEPOS-referensstation centralt i kommunen, dels mot befintliga

RIX 95 punkter som kontrollberäknats mot fyra omgivande SWEPOS-referensstationer, samt dessutom till en tidigare beräknad GNSS-punkt i kommunen. Fyra nypunkter i nätet har kombinerats med avvägda höjdfixar i kommunens anslutningsnät i höjd.



Figur 2.2.2. GNSS-anslutningsnät (3D) med anslutning till en SWEPOS-station, tre RIX 95 och en GNSS-förtättningspunkt i plan och höjd – samt fyra avvägda nypunkter. Statisk mätning i nio 45 min, sessioner med fyra instrument. Antalet nypunkter är 13 st, med punktavstånd på ca 1–5 km.

2.2.3 Bruksnät

Krav

- För bruksnät gäller att oavsett om detta etableras med GNSS-teknik eller med terrester teknik ska punkterna i nätet placeras med marksikt mellan efterföljande punkter i nätet.
- Ett bruksnät för detaljmätning från fria uppställningspunkter ska utformas så att möjlighet till sikt mot minst tre utgångspunkter finns inom hela användningsområdet

Rekommendation

- a) Lämpligt avstånd mellan punkterna i ett bruksnät <100m upp till ca 200m.
- b) Ett bruksnät kan beroende på förutsättningarna och krav på lägesosäkerhet mätas med såväl GNSS-teknik som terrester teknik
- c) Vid terrester mätning bör instrument och mätmetoder väljas så att längd och riktningsmätning får ungefär samma osäkerhet för den genomsnittliga sidlängden i nätet.
- d) För triangelnätutformade bruksnät bör k-talet vara >0,5.
- e) Polygontåg bör inte innehålla mer än 3-4 nypunkter mellan knutpunkterna och k-talet bör vara >0,2
- f) Ingående tåg i ett polygonnät bör vara sträckta, ha ungefär samma längder och innehålla så få nypunkter som möjligt (färre än 3 stycken och med punktavstånd >50 m).
- g) Långsträckta nät bör när det är möjligt utformas med fackverksgeometri.
- h) Punkterna i ett bruksnät bör mätas och beräknas i såväl plan som höjd

Bruksnät med GNSS- alternativt terrester teknik

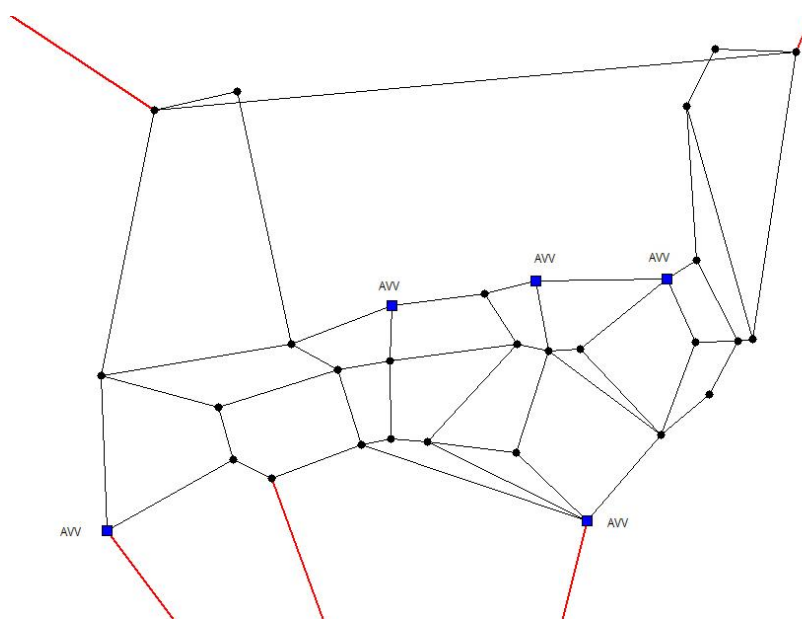
Val av teknik för mätning av bruksnäten beror på tillämpning och förutsättningar för mätningen. Etablering av yttäckande bruksnät kan utföras med statisk GNSS för mätning och beräkning på motsvarande sätt som ett GNSS-anslutningsnät. Alternativt mäts bruksnätet som ett terrester nät med vinkel- och längdmätning.

Beträffande bruksnäten punkter gäller att de bör placeras så att de lätt kan utnyttjas för detaljmätning med totalstation. Tillgängligheten är viktig men ofta på bekostnad av varaktigheten i områden med intensiv bygg- och anläggningsverksamhet. Val av mätningsteknik för etablering av brukspunkter beror på omgivningsfaktorer. Under förutsättning att satellittillgängligheten är tillräcklig är Statisk GNSS-teknik den mest effektiva metoden och möjliggör god kontrollerbarhet och liten punktosäkerhet, men terrester teknik är ibland den enda möjligheten när satellittillgängligheten blockeras. Etablering av högpunktsnät för fri uppställning förutsätter också terrester teknik.

Stomnätsexemplet i [Figur 2.2.3a](#) är hämtat från en medelstor kommun och har mätts med statisk GNSS-teknik som i detta fall bedömts som den mest rationella metoden. Anslutning har gjorts med GNSS-teknik till tre befintliga RIX 95 punkter som verifierats genom kontrollberäk-

ning mot SWEPOS referensstationsnät. Höjdanslutning har gjorts till ytterligare fem avvägda nypunkter i nätet. Avstånd mellan nypunkterna i nätet ca 50m – ca 300m.

Som nätet är utformat finns också förutsättningar att utföra mätningen av brukspunkterna som ett traditionellt polygonnät med terrester teknik med användning av totalstation. Detta skulle dock vara en betydligt mera arbetskrävande metod. Mätning av bruksnätet med GNSS-teknik har i det aktuella fallet kunnat genomföras på endast två dagar med användning av fyra GNSS-mottagare. För anslutning av bruksnätet till kända punkter i anslutningsnätet fungerar emellertid endast GNSS-teknik.



Figur 2.2.3a. Bruksnät med GNSS-teknik alternativt terrester teknik.

Avstånd mellan punkterna i ett bruksnät varierar normalt från <100m till ca 200m. Avstånd till anslutningspunkter i överordnat nät är ofta något längre. Mätning av bruksnät kan utföras som statisk mätning eller snabb statisk GNSS-mätning med observationstider 20-30min.

För nätutformning och mätning av ett lokalt bruksnät oavsett om detta mäts med GNSS-teknik eller terrester teknik gäller samma grundläggande principer som redovisats för anslutningsnät. Tekniken för inmätning av bruksnätets punkter kan väljas som GNSS-teknik alternativt terrester teknik med totalstation. Anslutning till kända punkter i överordnat anslutningsnät förutsätter emellertid ofta att anslutningsnätet förtätas med GNSS-teknik för etablering av lämpliga anslutningspunkter med marksikt till omgivande punkter i bruksnätet.

Bruksnät med terrester teknik

Terrester teknik används numera huvudsakligen vid nyetablering av olika typer av bruksnät och ansluts till punkter som etablerats med GNSS-teknik.

De olika stomnätstyper som tillämpas för bruksnät i plan kan indelas i tre kategorier som samtliga mäts med totalstation:

- Polygonnät
- Triangelnät
- Specialnät/Fristationsnät

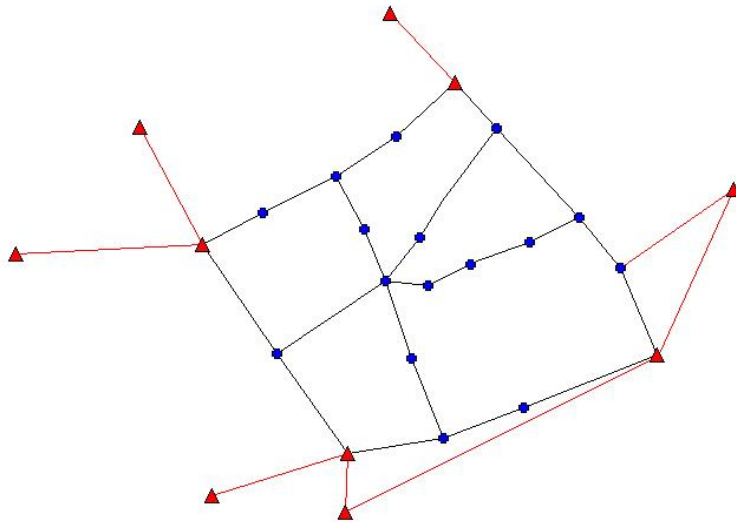
För beskrivning av olika nättyper och användning, se också [HMK - Geodetisk infrastruktur 2017](#).

Polygonnät är stomnät som liksom triangelnät utformade nät mäts med totalstation. Nätutformningen karaktäriseras av tåg med kopplade punkter efter varandra. Polygonnätutformning av bruksnät är vanligt för gatunät och i tunnlar, som naturligt begränsar alternativen. Tågformen ger dålig kontrollerbarhet varför antalet efterföljande punkter i tågen måste begränsas. Redan med bara tre nymätta punkter i ett polygontåg blir kontrollerbarhetstalet endast ca $k=0,3$. I ett polygontåg bör därför alltid längderna dubbelmätas, dvs. fram och tillbaka i tåget. Ett polygonnät bör också utformas så att de enskilda polygontågen mellan de kända punkterna eller mellan knutpunkter inte tillåts innehålla mer än 3–4 nyberäknade punkter. I ett nät utformat som i [figur 2.2.3b](#) blir kontrollerbarhetstalet utan dubbelmätning av längder, $k=0,36$.

Triangelnät utformade bruksnät mäts med totalstation. Horisontalvinklar, vertikalvinklar och lutande längder används för beräkning av koordinater och höjder för nypunkterna. Nättypen ger möjlighet till god överbestämning. Ett typiskt kontrollerbarhetstal är $k>0,5$.

För infrastrukturprojekt, tunnlar, inom exploateringsområden och byggarbetsplatser finns behov av specialnät och anpassning av nätformningen på olika sätt. Näten utformas för att möjliggöra fri stationsetablering vid inmätning och utsättning. I några större och medelstora kommuner etableras väggmarkerade nät för fri uppställning inom områden med tät stadsbebyggelse där mätning med GNSS-teknik inte är ändamålsenlig. Det som kännetecknar och är gemensamt för dessa olika typer av specialnät är att de mäts med totalstation med en "fri" triangelnätutformning varvid alla möjligheter till överbestämningar tillvaratas. Kraven på nätutformningen är hög tillförlitlighet med k -tal, $k>0,5-0,6$

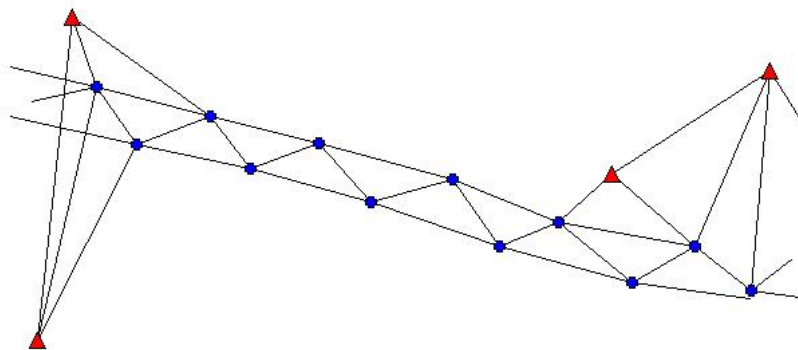
I [SIS-TS 21143:2016](#) beskrivs specialanpassade bruksnät för byggnadsverk såsom bro, större trafikplatser och dylikt och benämns nät i plan



Figur 2.2.3b. Polygonnät inom tätort med korta polygontåg.

och höjd för respektive byggnadsverk. Begreppet byggnät, eller byggplatsnät, kan också förekomma. Dessa nät utgör huvudsakligen bruksnät i plan och/eller höjd och kan inordnas under de generella nätformer som beskrivs i HMK. Nät för byggnadsverket tunnel delas in i anslutnings-, bruks- och byggnät. Sammanhängande nätstruktur för mätning av rörelser eller sättningar benämns nät i plan respektive höjd för rörelse- och sättningsmätning. Sådana nätformer mäts med terrester teknik och har bruksnätsstatus.

För långsträckta nät kan polygontåg undvikas genom att utforma med triangelnätsgeometri i form av ett fackverk som ger god kontrollerbarhet. För ett fackverksnät med utformning enligt [Figur 2.2.3c](#) blir kontrollerbarhetstalet, $k = 0,6 - 0,7$. Mätning av alla längder bör utföras dubbelt från båda ändpunkterna.

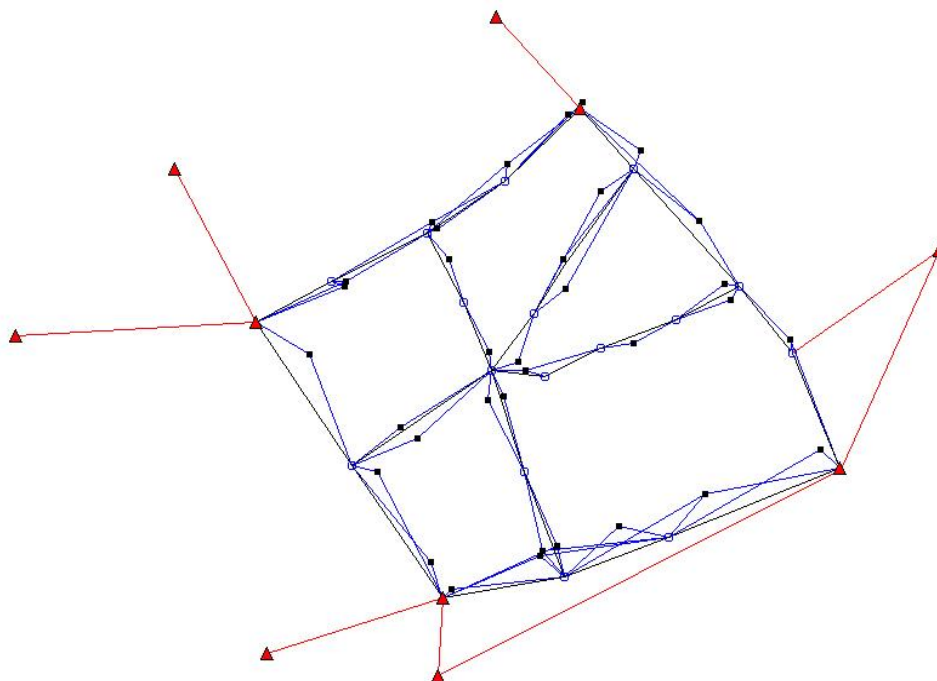


Figur 2.2.3c: Långsträckt bruksnät utformat med fackverksgeometri.

Bruksnät i form av fristationsnät är en grupp av specialnät som kan utformas som väggmarkerade nät i områden med tät stadsbebyggelse och inom byggarbetsplatser som s.k. Primärnät. Gemensamt för dessa specialnät är att de utformas som en typ av triangelnät med god överbestämning. Punkterna i näten markeras högt för att kunna utnyttjas för detaljmätning i plan och höjd från fri instrumentetablering.

Väggpunktsnätet enligt Figur 2.2.3c kan jämföras med byggplatsnät där nypunkterna utgörs av fasta prismor eller signaler avsedda som utgångspunkter för fri uppställning. Punkterna i nätet mäts in polärt från minst två stationspunkter. Nypunkter i nätet som endast mäts in med riktningsnätning ska mätas från minst tre stationspunkter. Väggpunktsnätet i exemplet har mätts in från punkter i det polygonnät som visas i [Figur 2.2.3 b](#) och beräknats tillsammans med polygonnätet som ett triangelnät på motsvarande sätt som ett byggplatsnät mäts från punkter i ett bruksnät i plan eller ett kombinerat plan/höjdnät. En analys av nätets tillförlitlighet ger k-talet $k=0,54$ för det sammanlagda nätet.

Ett stomnät som mäts och beräknas som ett triangelnät enligt exemplet bör utformas så att det genomsnittliga k-talet inte understiger 0,5.



Figur 2.2.3d Bruksnät. Fristationsnät med väggmarkeringar i tätort
Anslutning till punkter i GNSS-bruksnät.

Väggmarkerade nät inom tätort är ett exempel på fristationsnät med triangelnätsutformning varvid flera terrestra mätmetoder kommer till

användning. Horisontal- och vertikalvinkelmätning samt längdmätning utförs med totalstation. För komplettering av höjdmätningen bör uppställningspunkter som används vid inmätning av markeringarna i nätet avvägas från höjdfixar ingående i anslutningsnät i höjd.

Bruksnät har traditionellt separerats i plan och höjd. Vid mätning av bruksnäten bör emellertid även höjden mätas och beräknas. Höjderna behövs för beräkning av horisontella längder och läget i plan, men behövs också som förtätning av bruksnätet i höjd. Fristationsnät i form av väggpunktsnät eller byggplatsnät bör därför alltid beräknas i både plan och höjd.

2.2.4 Avvägningsnät

Rekommendation

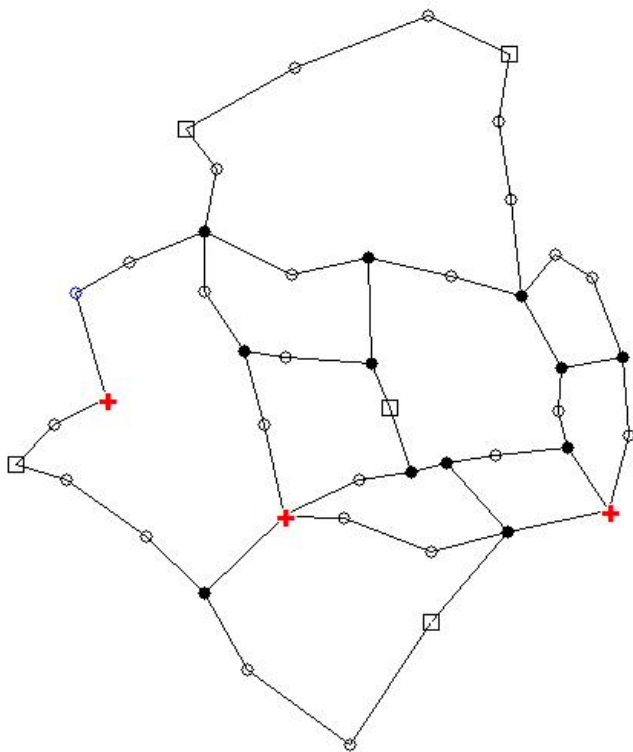
- a) Lämpligt punktavstånd i ett höjdanslutningsnät är 200-500m.
- b) Nätet bör vara homogent, dvs. de ingående tågen bör vara ungefär lika långa.
- c) Ett avvägningsnät bör anslutas till tre eller minst två anslutningspunkter i det nationella referensnätet vilka överensstämmer med varandra alternativt till förtättningspunkter som ingår i anslutningsnät.
- d) Nätets kontrollerbarhetstal bör vara $k > 0,3$.
- e) Anslutningsnät i höjd kan med fördel kombineras med GNSS-stomnät genom gemensamma markeringar.

Anslutningsnät i höjd etableras som förtätning av det nationella referensnätet i höjd med ett punktavstånd av ca 200-500m mellan de markerade fixarna. Traditionellt har anslutningsnät i höjd etablerats som separata nät, men kan med fördel kombineras med GNSS-stomnät med gemensamma markeringar. Beträffande bruksnät kombineras ofta plan och höjdnät genom att höjderna i nätet bestäms trigonometriskt.

I ett höjdnät mäts höjdskillnaden mellan höjdfixpunkter genom successiv mätning av omarkerade mellanpunkter på korta avstånd, s.k. höjdtågsnät. Mätningen utförs vanligen med avvägning, men även trigonometrisk mätning förekommer. När höjdskillnaderna bestäms direkt mellan höjdfixar med trigonometrisk höjdmätning är detta att hänföra till trigonometriska höjdnät.

Vid beräkning av höjdtågsnät är det inte enskilda mätningar utan tåg som utjämnas och kontrolleras. Beräkning av k-tal för höjdtågsnät redovisas i [avsnitt 2.2.1](#).

Vid analys av ett höjdtågsnät måste beaktas att k-talet avser beräkning av knutpunkterna och inte de separata höjdfixarna i varje tåg. I nätet som visas i [Figur 2.2.4](#) innehåller det längsta tåget sju fixar. För att få kontroll på varje enskild fix och de individuella höjdskillnaderna mellan dessa är det därför viktigt att tåget dubbelmätts. Dubbelmätning bör göras så att avvägningståget mäts en gång i vardera riktningen.



Figur 2.2.4. Höjdtågsnät med 12 knutpunkter anslutet till tre punkter (röda kors) i det nationella referensnätet i höjd. Fem punkter (ofyllda fyrkanter) är gemensamma med GNSS-anslutningsnät.

Det är möjligt att åstadkomma trigonometriska höjdnät med samma låga osäkerhet i höjdmätningen som vid avvägning, speciellt i samband med mätning av fristationsnät i form av specialnät och väggpunktsnät.

Trigonometrisk mätning av höjdskillnader i avvägningsnät är framför allt fördelaktigt vid stora höjdskillnader när avvägning med horisontella sikter innebär ett stort antal instrumentuppställningar, se vidare [kapitel 4](#).

Trigonometriska höjdnät karakteriseras av att höjdskillnaderna mäts direkt mellan de markerade punkterna, vilket också ger möjligheter till kompletterande mätningar av t.ex. korssyfter och mot yttre objekt.

2.3 Mätningsutrustning vid geodetisk stommätning

Krav

- a) All utrustning som används vid stommätning ska vara kontrollerad, justerad och kalibrerad enligt [bilaga D](#).
- b) Redovisning och dokumentation av mätuppdrag ska omfatta vilken mätningsutrustning som har använts.

Kontrollprogram för instrument och utrustning bör upprättat innan mättningsarbete påbörjas. Kontrollprogrammet kan innehålla en beskrivning av vilka egna kontroller respektive kontroller på serviceverkstad som bör utföras samt med vilka intervall. Kontrollprogrammet bör täcka hela uppdragets/projektets utförandetid samt löpande ajourhållas.

Alla kontroller ska vara dokumenterade tillsammans med instrument och utrustningars specifikationer på noggrannhet (från leverantör). Dokumentation bör utföras så att utrustning kan identifieras genom tillverkningsnummer eller id-nummer.

2.3.1 GNSS-mottagare

Rekommendation

- a) Service och kontroll av GNSS-mottagare bör göras regelbundet, minst en gång per år, och i övrigt när antenmodell eller geoidmodell behöver uppdateras.
- b) Samma antenntyp bör användas för samtliga GNSS-mottagare som används vid mätning.

Vid statisk stommätning bör tvåfrekvens GNSS- mottagare L1/L2 användas. Beträffande GNSS-utrustningen ska säkerställas att mätprofilens parametrar innehåller rätt värden. Kontroll görs att rätt gällande projektningsparametrar för mätområdet samt aktuell geoidmodell används finns tillgänglig för slutberäkning av stommät

Vid statisk GNSS-mätning kontrolleras att samma antenntyp används för samtliga mottagare.

2.3.2 Totalstation

Krav

- a) Totalstation som används för stommätning ska vara av minst kvalitetsklass T3 enligt tabell 2.3.2.

Beroende på användningsområde finns olika kvalitetskrav för totalstation. Indelning kan göras i olika klasser enligt tabell 2.3.2.

Tabell 2.3.2. Klassindelning av totalstationer (SIS-TS 21143). hv = horisontalvinkel, vv = vertikalvinkel. ppm = "parts per million" dvs. mm/km.

Klass	Användningsområden	Osäkerhet i hv-mätning (1 helsats)	Osäkerhet i vv-mätning (1 helsats)	Osäkerhet i längd
T1	Stommätning för industritillämpning och rörelsekontroller, samt kontrollmätning av byggnadsverk med särskilt höga krav.	0,15 mgon	0,15 mgon	1 mm + 1 ppm
T2	Bruksnät för infrastrukturprojekt t.ex. detalj- och kontrollmätning av spåranläggning, bro- och tunnelkonstruktioner och byggnadsverk.	0,3 mgon	0,3 mgon	1 mm + 2 ppm
T3	Övrig stommätning för utsättning och inmätning inom detaljplane-lagda områden.	0,6 mgon	0,6 mgon	2 mm + 3 ppm
T4	Övrig detaljmätning.	2 mgon	2 mgon	5 mm + 5 ppm

Med de specificerade mätosäkerheter som redovisas i tabellen kan konstateras att en totalstation klass T3 har en mätosäkerhet anpassad för bruksnät med relativt höga krav på låg mätosäkerhet. Om riktningsmätning utförs i två helsatser blir riktningsosäkerheten mindre än osäkerheten i längdmätningen upp till ca 400-500m.

Med en osäkerhet av <0,5 mgon får man en osäkerhet i tvärled, b, enligt formeln:

$$b < \frac{0,5 \cdot 400}{\rho} \cong 3 \text{ mm där } \rho = \frac{200}{\pi}$$

De i tabellen redovisade mätosäkerheterna förutsätter emellertid, dels att vinkelmätning utförs i båda cirkellägena med helsatsmätning, dels att totalstationens vinkelmättnings- och längdmättningsfunktioner är kalibrerade och justerade för eliminering av förekommande instrumentfel enligt [Bilaga D.1](#).

2.3.3 Avvägningsinstrument

Krav

- a) Avvägningsinstrument som används för etablering av stomnät i höjd ska vara av minst kvalitetsklass A2 enligt tabell 2.3.3.
- b) Avvägningsstänger som används för geodetisk mätning ska vara kontrollerade och godkända med avseende på gradering och nominell längd.

Beroende på användningsområde finns olika kvalitetskrav för avvägningsinstrument. Indelning kan göras i olika klasser enligt tabell 2.3.3.

Tabell 2.3.3. Klassindelning av avvägningsinstrument (SIS-TS 21143).

Klass	Användningsområden	Osäkerhet i höjdskillnad för 1 km dubbelavvägning	Lägsta krav på avvägningsstång
A1	Anslutningsnät i höjd. Sättningsmätning.	≤ 1 mm	Kontrollerad invarstång
A2	Anslutningsnät för samhällsbyggnad Bruksnät i höjd för infrastruktur	2 mm	Kontrollerad invarstång
A3	Kontroll vid spåranläggning och brokonstruktion.	2 mm	Kontrollerad trä-, metall- eller glasfiberstång.
A4	Bruksnät för samhällsbyggnad Detaljmätning av spåranläggning. Kontroll av övriga konstruktioner.	3 mm	Kontrollerad trä-, metall- eller glasfiberstång.
A5	Detaljmätning och kontroll av terrängmodell och nivåkontroll vid vägbyggnad.	5 mm	Kontrollerad trä-, metall- eller glasfiberstång.

ANM. 1 Med kontrollerad invarstång avses att fotplattans hörn utgör ett horisontalplan vinkelrät mot stångens skalmittlinje. Kontroll av invarstångens gradering utförs hos tillverkaren eller särskild provningsanstalt. Med kontrollerat trä, metall eller glasfiberstång avses kontrollmätning av en valfri skaldel på varje meter relativt stångens fotplatta. Tillåten avvikelser från nominell längd får vara högst $\pm (0,3 + 0,2L)$ mm där L är längden i meter.

De i tabellen redovisade mätosäkerheterna förutsätter att instrumenten kontrollerats och justerats för eliminering av förekommande instrumentfel enligt [Bilaga D.1](#).

2.3.4 Övrig utrustning vid geodetisk stommätning

Krav

- a) Instrumentstativ och trefötter som används för geodetisk mätning ska kontrolleras dagligen avseende stabilitet, slitage och funktionalitet.
- b) Trefötter och annan utrustning för lodning och tvångscentrering av mätinstrument ska kontrolleras i kontrollbänk före och efter varje mätningssupdrag eller en gång per vecka.
- c) Vattenpass på lodstänger och avvägningsinstrument kontrolleras vid varje uppställning.

All övrig utrustning som används vid geodetisk stommätning ska kontrolleras och justeras enligt [Bilaga D.1](#).

3 Stommätning med GNSS

Stommätning med GNSS-teknik baseras på tredimensionella globalt definierade koordinatsystem som möjliggör beräkning av koordinater i både plan och höjd med liten lägesosäkerhet. Tekniken används både för anslutningsnät och bruksnät. Den något större osäkerheten i höjdmätningen kan kompenseras med avvägning av anslutningspunkter. Detta öppnar möjligheter till kombinerade stomnät i plan och höjd. Samma punktmarkeringar kan ofta utnyttjas för såväl statisk GNSS-mätning som avvägning. Vid beräkning av ett GNSS-stomnät i 3D innebär också bra anslutningspunkter i höjd mindre osäkerhet i plan. Omvänt innebär en dålig höjdanslutning att plankoordinaterna påverkas negativt.

Anslutning av ett GNSS-stomnät bör, när detta är möjligt göras, direkt till stationer i det nationella referensstationsnätet. När detta, med hänsyn till nätutformning, inte är lämpligt bör anslutning göras till punkter i det fast markerade nationella nätet (RIX 95-nätet) eller förtättningspunkter till detta. Transformerade äldre stompunkter är mindre lämpliga som utgångspunkter för nyberäkning. Se exempel [Figur 2.2.2](#).

3.1 GNSS-mätning av stomnät

Krav

- a) Ett yttäckande anslutningsnät mätt med statisk GNSS beräknas i plan och höjd.
- b) Vid statisk mätning ska uppställning av instrument göras med tvångscentrering.

Rekommendation

- a) Planering av ett GNSS-stomnät bör utföras så att nätet byggs upp av icke triviala baslinjer i en nätgeometri som skapar en homogen struktur av fyrhörningar.
- b) Alla antenner som används i en och samma session ska vara av samma fabrikat och modell och vid mätning orienteras lika – t.ex. mot norr.
- c) Kvalitetsplan som upprättats för mätningarna, bör innehålla hur mätningarna ska genomföras och kontrolleras.

Resultatet av en mätning, där två GNSS-mottagare observerar samtidigt, blir en positionsvektor (*baslinje*) som anger avstånd och riktning mellan observationspunkterna. Baslinjen kan delas upp i tre geocentriska komponenter; ΔX , ΔY och ΔZ . Dessa kan omvandlas till horisontell längd, orienterad riktning (*azimut*) och höjdskillnad, samt med hjälp av en referenspunkt och en geoidmodell till koordinater och höjder i valda referenssystem.

När flera mottagare används samtidigt erhålls baslinjer i alla kombinationer mellan samtliga aktiva mottagare. Med fyra mottagare får man således sex baslinjer, sex mottagare ger 15 samtida baslinjer, 9 mottagare skapar 36 baslinjer osv. Den tid som tillgängliga mottagare samtidigt samlar data kallas en *session*. Med flera mottagare och upprepade sessioner där mottagarna flyttas runt mellan punkterna i ett stornät kan mätningen utföras mycket effektivt.

3.1.1 Att beakta vid statisk mätning

Krav

- a) Mätssessioner vid statisk mätning ska mätas oberoende av varandra och GNSS-antennerna ställs upp med oberoende tvångscentring mellan efterföljande sessioner.
- b) Höjden från markeringen till GNSS-antennens referenspunkt (ARP) ska mätas och dokumenteras med tre decimaler av metern.
- c) Utföraren ska säkerställa att hela mätprocessen dokumenteras enligt [Bilaga B](#).

Rekommendation

- a) Sessionstiden vid statisk mätning bör vara minst 30 min och anpassas till baslinjens längd samt till omgivningen och siktförhållandena vid mätpunkterna.
- b) För att uppnå minsta möjliga osäkerhet bör s.k. choke-ring-antennerna eller antenner försedda med ett jordplan användas.
- c) Tillsyn av mottagarna bör ske fortlöpande för att säkra kontinuerlig dataloggning och stabil uppställning under mätssessionerna.

Oberoende mätning av sessioner innebär bl.a. att dataloggningen avbrytas och mottagaren startas på nytt med ny centreringsav instrumenten för varje session. Om mätpunkten utgörs av mätkonsol med fast in-

strumentmontering blir centreringen entydig, men även i detta fall rekommenderas att dataloggning avbryts och återupptas mellan efterföljande mätsessioner. Detta underlättar den praktiska hanteringen av beräkningsprocessen och innebär också att den fortlöpande tillsynen av mottagarna under mätprocessen säkras.

Oavsett om insamlade data lagrats i GNSS-mottagarens internminne, eller på flyttbart media, bör en kopia skapas och sparas på säkert ställe innan bearbetning av data börjar. Det rekommenderas att alla datafiler konverteras till RINEX format och sparas i både detta format och i originalformatet.

För att upptäcka eventuella fel i ett tidigt skede bör dagligen efter avslutad mätning samtliga datafiler kontrolleras och efterberäknas. Härvid kontrolleras att rätt punktnamn registrerats samt att antennhöjds-mätning utförts på rätt sätt mot godkänd referenspunkt på antennen. I datafilerna registrerade data kontrolleras mot protokollsnoteringar från mätsessionerna.

3.1.2 Planering och genomförande av mätning

Rekommendation

- a) Innan mätning påbörjas bör alla punkter, anslutningspunkter och nypunkter rekognoseras och markeras. Sikthinder och åtkomstvägar kontrolleras.
- b) Genomförande av mätningen bör planeras så att varje mätpunkt besöks minst två gånger varigenom uppställning och centrering blir överbestämda.
- c) En detaljerad sessionsplanering bör upprättas med tidsschema för flyttning av instrument mellan sessionerna.
- d) För högre säkerhet i antennhöjds-mätningen kan man mäta på alternativa sätt, t.ex. båda lutande och vertikalt, eller med avläsning i mm och tum.
- e) Varje mätsession bör dokumenteras i handskrivna fältprotokoll – ett för varje punkt och session.
- f) Fältprotokoll från mätningen bör skannas och ingå i projektdokumentationen.

Genomförande av mätning förutsätter att samtliga anslutningspunkter och nypunkter, som ska mätas finns markerade och klara samt att de baslinjer som ska mätas är rekognoserade inför mätningen. Resurser i form av instrument och personal säkerställs.

Två mottagare är minimum för statisk mätning, men ger en ineffektiv mätprocess eftersom endast en baslinje kan mätas åt gången. Vid statisk mätning med avgränsade sessioner är det ofta optimalt att använda fyra mottagare. Ju fler mottagare desto effektivare mätning, men uppställning av GNSS-mottagare för statisk mätning under relativt lång tid kräver också en viss bevakning under sessionstiden eftersom instrumenten inte kan lämnas helt obevakade.

Med fyra mottagare kan man med sessionstider på 45 min klara 8–9 mätsessioner under en arbetsdag vilket betyder att en dags mätning av ett yttäckande nät kan resultera i inmätning av ca 16 punkter totalt och upp till 10–12 nypunkter. Jämför stomnätsexempel i [Figur 2.2.2](#).

Mätningen bör också förberedas så att den tidsmässigt genomförs med god satellittillgänglighet även om detta numera med tillgång till både GPS och GLONAS och med Galileo på väg sällan är ett problem. Däremot är det viktigt att alltid kontrollera jonosfärsaktiviteten som kan innebära att mätningstidpunkten behöver skjutas upp.

Planering av sessioner

För att underlätta planering och mätning kan hänsyn tas till de korrelationer som uppstår mellan olika baslinjer. Baslinjer som blivit beroende av andra kallas *för triviala baslinjer* (beroende), övriga kallas *icke-triviala baslinjer* (oberoende).

Mätning av ett GNSS-stomnät bör utföras så att det byggs upp av icke-triviala baslinjer i en nätgeometri som skapar en homogen struktur av fyrhörningar.

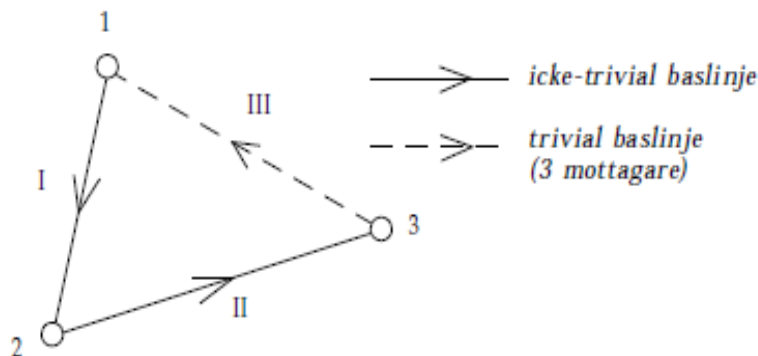
Antalet icke-triviala och triviala baslinjer för en session med antalet GNSS-mottagare = m bestäms med hjälp av följande ekvationer:

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

där b är antalet icke-triviala och b' är antalet triviala baslinjer. Summan av alla baslinjer blir:

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

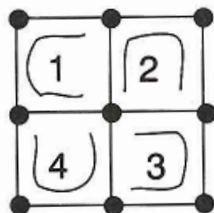
Med exempelvis tre GNSS-mottagare som observerar samtidigt under en session blir antalet icke-triviala baslinjer 2, antalet triviala 1 och det totala antalet baslinjer blir 3 stycken.



Figur 3.1.2a. Triviala och icke triviala baslinjer med 3 mottagare.

Planeringsmetoden som leder fram till antalet nödvändiga mätsessioner för stommätning med GNSS bygger på tre principer:

1. Alla punkter vid planeringen betraktas som nypunkter, alltså även kända punkter.
2. Endast icke-triviala baslinjer tas med i planeringen av nätets uppbyggnad.
3. Nätet byggs upp av fyrhörningar (gärna så kvadratiska som möjligt) av icke-triviala baslinjer.



Figur 3.1.2b. Idealt fyrhörningsnät för GNSS med nio punkter och fyra föreslagna sessioner markerade.

Antalet nödvändiga sessioner (s):

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

där p är antalet punkter (nya + kända). Om s blir ett decimaltal avrundas det uppåt till närmaste heltal. När detta appliceras på det ideala nätet i figur 3.1.2b (med $m = 4$) erhålls:

$$s = \frac{2(9 - \sqrt{9})}{4 - 1} = 4$$

Med ett verkligt stornätsexempel enligt [Figur 2.2.2](#) blir beräkningen av baslinjer och sessioner enligt följande:

- Antal punkter, $p = 17$, om samtliga punkter inklusive fyra kända anslutningspunkter i plan och höjd och fyra nypunkter med kända avvägda höjder inkluderas.
- Antal mottagare, $m = 4$
- Antalet erforderliga sessioner beräknade enligt formeln:

$$s = \frac{2(p - \sqrt{p})}{m - 1}$$
$$\rightarrow s = \frac{2(17 - \sqrt{17})}{4 - 1} = 8,6$$

Med det totala antalet punkter, $p=17$, och med antalet mottagare, $m=4$ behövs alltså minst 9 sessioner vilket lätt kan verifieras i [Figur 2.2.2](#).

Antalet icke-triviala baslinjer (B) i nätet blir:

$$b = s(m - 1)$$
$$\rightarrow b = 9(4 - 1) = 27$$

Det totala antalet baslinjer, om nätet mäts med fyra mottagare, blir med de triviala baslinjerna inräknade:

$$B = 54$$

Varje mätsession med fyra samtidigt observerande GNSS-mottagare i en fyrhörning ger således 6 baslinjer – fyra sidor och två diagonaler.

Mätning enligt sessionsschema

Mätning bör planeras efter ett detaljerat flyttschema där varje mottagares placering under mätningen anges med klockslag. För mätning av ett anslutningsnät enligt exemplet i [Figur 2.2.2](#) som har mätts med fyra mottagare i totalt nio sessioner kan mätningen planeras och dokumenteras i en enkel tabell i [Figur 3.1.2c](#).

De uppgifter som bör finnas med i sessionsschemat är:

- Plats för mätningen
- Datum
- GPS-dag
- GNSS-mottagarnas identitetsnummer
- Planerad start- och stopp-tid för varje session

GPS-dag räknas med start på nr 1 för varje år och ingår i filnamnet på observationsfilen tillsammans med sessionsnummer under dagen. Den 29 mars då observationerna gjordes är årets 88:de dag vilket framgår av filnamnen. I RINEX-filnamn ingår på motsvarande sätt GPS-dagen och även året. För samma dag som observationerna i exemplet gjordes

får observationsfilen ett filnamn enligt konventionen nnnnddds.ååx. Filslutet ".17o" betyder året 2017, där det sista tecknet står för filens innehåll - "o" för observationsdata, samt "g" respektive "n" för banddata för GPS respektive GLONASS. Filnamnsbeteckningarna för RINEX-filerna som hör till den aktuella mät dagen blir då:

- Observationsdata 0mrs0880.17o
- Banddata GLONASS 0mrs0880.17n
- Banddata GPS Navstar 0mrs0880.17g

I figur 3.1.2c ges exempel på hur ett sessionsschema kan utformas, där punkter, anten nhöjds mätningar, samt start- och stopptider för varje session angetts radvis.

För varje session ska antennens höjd över punktmarkeringen mätas vid start av sessionen (Ah1) och vid sessionens slut (Ah2) varvid även stativ och centreringskontrolleras. Medelvärde t av anten nhöjd före och efter sessionen används vid beräkning av vektorer mellan de punktmarkeringar för vilka koordinater och höjder ska beräknas.

Komplettering av protokollet ingår i efterarbetet och bör göras i så nära anslutning som möjligt efter att mätningarna avslutats - helst samma dag.

STATISK GNSS-MÄTNING

GPS dag:	DATUM	PLATS
2017-088	2017-03-29	

Session	Instr 1	Instr 2	Instr 3	Instr 4	Start	Stopp	ANTENNHÖJD		
	2022	2043	6129	8888			2022	204	
880	RIX 1	710	706	406	08:00	08:45			
881	402	711	706	406	09:00	09:45			
882	402	711	712	705	10:00	10:45			
883	704	GNSS	712	705	11:00	11:45			
884	RIX 3	GNSS	712	702	12:00	12:45			
885	713	711	712	702	13:00	13:45			
886	713	711	706	714	14:00	14:45			
887	707	710	706	714	15:00	15:45			
888	707	RIX2	708	714	16:00	16:45			

Figur 3.1.2c. Exempel på sessionsschema för planering och dokumentation av statistiska GNSS-observationer.

Oberoende sessioner

Sessionerna kan mätas i godtycklig ordning. Som framgår av sessionsschemat har dessa emellertid i exemplet integrerats med varandra på så

sätt att två av mottagarna som regel står på samma punkter i efterföljande sessioner. Detta innebär en effektivare mätning och mindre förflyttningar. Enligt god mätsed och beprövad erfarenhet är det dock viktigt att sessionerna mäts så oberoende av varandra som det är möjligt, vilket i praktiken betyder att uppställningen med stativ och tvångscentrering, för varje påbörjad ny session, bör tas ner och ställas upp över samma punkt på nytt med ny centrering och ny antennhöjd. Med oberoende uppställningar för varje enskild session erhålls överbestämning och risken minskar för grova fel vid centrering och mätning av antennhöjd, vilket är mätningens känsligaste moment och källa till de utan jämförelse vanligaste mätfelen. Eftersom ett GNSS-nät beräknas i 3D innebär en enskilt felaktigt registrerad antennhöjd förutom att punkten höjd blir fel även att hela nätets interna geometri riskerar att deformeras och påverka samtliga koordinater och höjder.

Integrerad mätning av anslutningspunkt

Statisk mätning enligt ett sessionsschema med efterföljande sessioner skapar möjlighet att anpassa flyttschemat så att långa observationstider för kompletterande anslutning av enstaka punkter till det nationella referensnätet kan ske integrerat i mätschemat. I det exempel på anslutningsnät som visas i [figur 2.2.2](#) och som ligger till grund för mätschemat i [figur 3.1.2c](#) kan noteras att punkten 712 ingår i fyra sessioner. Med ett avsteg från principen att separera alla sessioner med helt oberoende uppställningar finns det i nätet tre punkter som ingår i fyra sessioner och som kan mätas obrutet i fyra timmar. Detta är med god marginal tillräckligt för beräkning av punkten med användning av efterberäkningsdata från SWEPOS referensstationsnät. Beräkningen kan göras genom användning av egen programvara på samma sätt som för beräkning av nätet i övrigt, alternativt med användning av SWEPOS beräkningstjänst. Den förväntade lägesosäkerheten för en anslutningspunkt som mätts på detta sätt kan grovt uppskattas med hjälp av [Tabell 3.1.3](#). Dokumentation av observationerna på en integrerad efterberäkningspunkt ska protokollföras på samma sätt som övriga mätningar enligt mätschemat.

Protokoll för GNSS-mätning

Alla antennhöjdsavläsningar och händelser under sessionerna ska noteras av operatören i handskrivna protokoll. Protokollet behövs som verifiering och eventuell komplettering eller korrigerande av de uppgifter som har lagrats i datafilen i samband med registrering av satellitobservationer under mät-sessionen.

Exempel på utformning av protokoll för statisk GNSS-mätning finns i [Bilaga E](#).

De uppgifter som är viktiga att notera i protokollet är:

- Punktidentitet för uppställningspunkten
- Datum för mätningen
- Tidpunkt för start och stopp av dataloggning
- Antennhöjd mätt vid start och stopp av mätsessionen
- Referenspunkt för antennhöjdmätningen (ARP)

Dessutom ska noteras:

- Antennens orientering (t.ex. norr)
- Observationsfilens namn
- Sessionsnummer

En unik punktidentifiering för alla punkter som ingår i nätet är en förutsättning för att baslinjeberäkningen ska fungera. Felaktiga eller inte unika punktbezeichnungar måste alltså kunna korrigeras varför punktidentiteten ska dokumenteras i protokollet.

Mätt antennhöjd och ARP (*Antenna Reference Point*), samt på vilket sätt mätningen utförts måste framgå klart och dokumenteras i protokollet. Uppgifterna är en förutsättning för att mätningen ska kunna refereras till punktmarkeringen.

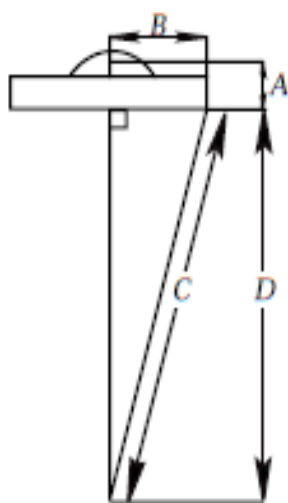
I [Figur 3.1.2d](#) visas en schematisk bild en GNSS antenn uppställd över en punkt.

ARP är en fysisk referenspunkt på antennen som har en väl definierad position i förhållande till antennens fascentrum, som är den variabla punkt till vilken mätningen av GNSS-baslinjen görs. Variationen med elevation och azimut för de olika signalfrekvenser som registreras från satelliterna bestäms genom kalibrering av antenntypen i förhållande till antennens ARP. Antenninformation och kalibreringsdata för de flesta förekommande GNSS-antennerna kan hittas på National Geodetic Surveys hemsida för [antennkalibrering](#). Beräkningsprogram för GNSS-beräkningar har via en antennfil som innehåller aktuella kalibreringsdata för vanligen använda antenner också uppgifter om referenspunkter för antennhöjdmätningen.

Man bör också observera att fascentrum inte kan identifieras som en fysisk punkt på antennen. Fascentrum är ofta beläget en bit över antennens översta punkt och dessutom olika för de olika frekvenserna L1, L2 etc. En viss horisontell excentricitet finns också ofta, varför det är viktigt att samma antenntyp används i varje baslinjes båda ändpunkter samt att antennerna alltid orienteras åt samma håll – t.ex. mot norr. Genom att använda samma antenntyp i varje baslinjes båda ändpunkter kan dessutom systematiska fel i antenntypen elimineras.

Om SWEPOS beräkningstjänst används, ska vertikal antennhöjd upp till ARP anges i den RINEX-fil som skickas för beräkning.

Dag för mätningen behöver dokumenteras för att möjliggöra identifiering av rätt datafiler. Dagen för mätningen registreras på olika sätt i datafilen, bl.a. som en del av observationsfilernas namn i vilken dagens nummer ingår. Datumet är därför ett sätt att verifiera att rätt datafiler importerats till beräkningsprogrammet för beräkning av baslinjevektorerna.



- A = Avstånd från ARP till antennens fascentrum*
- B = Antennradie*
- C = Lutande avstånd från ARP till punktmarkering*
- D = Vertikalt avstånd = ARP:s höjd över punkten*

Figur 3.1.2d. Schematisk skiss av GNSS-antenn för illustration av hur punktmarkering, ARP och fascentrum förhåller sig till varandra.

Övrig dokumentation som bör redovisas i mätprotokollet är eventuella sikthinder eller andra störningar som kan ha förekommit under sessionen. Utrymme för detta ska finnas på en protokollsblankett.

För den slutliga dokumentationen av GNSS-mätningen bör samtliga protokoll skannas och sparas tillsammans med beräkningar, fotografier och övrig dokumentation.

3.1.3 Uppstart av statisk mätning

Rekommendation

- a) Innan mätning påbörjas bör jonosfärsaktivitet kontrolleras och vid behov beaktas vid val av mätningstidpunkt.
- b) Loggningsintervallet kan vara 15s vid statisk mätning. Vid snabb statisk mätning kan 5s tillämpas.

Innan projektstart förutsätts att GNSS-mottagaren har konfigurerats ändamålsenligt efter projektbehov och att den är funktionskontrollerad. Även övrig utrustning – stativ, trefötter, mätband, reservbatterier, dokumentationsmedia m.m. ska kontrollerats enligt [avsnitt 2.3.4](#)

Innan mätning påbörjas är det viktigt att samtliga som medverkar har fått en genomgång av instrument och instrumentutrustning, vilka inställningar som ska göras och vilken referenspunkt och mätutrustning som ska användas vid mätning av antennhöjd. Stativ och centreringsutrustning ska kontrolleras och hur uppställning och orientering av antenner ska utföras bör verifieras.

Mätning av antennhöjden ska helst göras direkt till någon av de referenspunkter som finns definierad i antennfilen. Det lutande avståndet som är det avstånd som mäts upp i fält kan med hjälp av antennens fysiska mått lätt räknas om till vertikalt avstånd från punktmarkeringen till antennens ARP. Detta hanteras normalt av beräkningsprogrammet.

Statisk mätning innebär att mottagaren ska stå uppställd stabilt över mätpunkten under hela mätningen. Mätningen ska efter beräkning resultera i en position i plan och höjd för markeringen av mätpunkten, medan observationerna alltid avser antennens fascentrum. En noggrann centrerings över markeringen och en tillförlitlig mätning av höjden för ARP över mätpunkten är därför avgörande för resultatet. Oavsett hur liten osäkerhet som baslinjen kan beräknas med så blir detta meningslöst om centrerings över mätpunkten har misslyckats.

För att uppnå minsta möjliga osäkerhet kan s.k. *choke-ring*-antenn eller antenner försedda med ett *jordplan* användas. Sådana antenner är mindre känsliga för flervägsfel än traditionella antenner.

En lämplig elevationsgräns vid efterberäkning är 10 eller 15 grader, om inte elevationsberoende viktsättning tillämpas. Satelliter i en låg bana över horisonten riskerar större störningar av satellitsignalerna. En för låg elevationsgräns innebär därför en ökad risk att signaler från lågt liggande satelliter påverkar baslinjeberäkningen negativt. Inställningen av elevationsgräns kan emellertid regleras vid efterberäkningen och det finns normalt möjligheter att vid beräkningen utesluta enskilda satelliter om kraftiga störningar kan konstateras eller misstänkas.

Statiska GNSS-mätningar utförs normalt under förhållandevis långa sessioner. Sessionslängden beror på baslinjelängden – ju längre baslinjen är desto längre observationstid behövs för att uppnå fixlösning och ställda krav på mätosäkerhet – [Tabell 3.1.3](#). Observationstiden bör förlängas om siktförhållandena inte är optimala och man riskerar avbrott i satellitsignalerna. Detsamma gäller om det finns sikthinder i någon riktning och om närmiljön innebär risk för flervägsfel vid någon av baslinjens ändpunkter

Det är viktigt att ha samma epoklängd hos alla GNSS-mottagare som ingår i en mätsession, annars går observationer förlorade i efterberäkningen. Vid statisk mätning är 15s lagom för epoklängden. Vid snabb statisk mätning då sessionstiderna kan vara kortare än 15 min kan epoklängden sättas till 5s.

Tabell 3.1.3. Rekommenderade observationstider för statisk mätning, beroende på baslinjelängd och förväntad standardosäkerhet.

Baslinjelängd (km)	Förväntad mätosäkerhet i beräknade baslinjer	
	Plan <10 mm Höjd <15 mm	Plan <5 mm Höjd* <10 mm
0-1	15 min	30 min
2-5	30 min	45 min
5-10	45 min	60 min
10-50	120 min	180 min

*) Förutsätter avvägt höjdstöd

3.2 Beräkning av GNSS-mätningar

Krav

- Endast baslinjer som beräknats med fixlösning ska utnyttjas vid etablering av anslutningsnät och bruksnät.

Rekommendation

- Alla baslinjer i ett stomnät mätt med statisk GNSS beräknas med samma programvara och programversion.
- Utsända banddata kan normalt användas vid beräkning av baslinjer i stomnät. Efterberäknade banddata bör emellertid användas när baslinjerna är mycket långa (>25 km) och när minsta möjliga osäkerhet eftersträvas.
- Inför beräkning av baslinjerna i ett stomnät bör en av anslutningspunkterna i nätet fixeras med sina kända koordinater i plan och höjd. Denna punkt blir startpunkt för baslinjeberäkningen som då kommer att utföras i rätt läge med små höjd- och skalfel.

Statisk GNSS-mätning används huvudsakligen för att etablera stompunkter som underlag för vidare förtätning eller detaljmätning. Syftet

är därför som regel att uppnå lägsta möjliga osäkerhet vid lägesbestämning. Kunskap om beräkningsprogrammen och deras datahantering blir därför viktigt.

Tillgången till allt fler satelliter och satellitsystem som sänder på olika frekvenser gör att GNSS-mottagare och efterberäkningsprogram kontinuerligt uppdateras för att dra fördelar av den utökade tillgången. Att täcka alla möjligheter som utökad tillgång till satelliter ger är inte möjligt, men ju fler satelliter och satellitsystem, desto bättre satellittillgänglighet även i svåra lägen. Försiktighet måste dock iakttas eftersom antalet satelliter inte ger hela bilden. Ett stort antal kan ge en falsk trygghet om geometrin är ofördelaktig med stort bortfall i någon riktning. Satelliter som under hela mätsessionen ligger lågt kan också göra mera skada än nytta för baslinjeberäkningen.

Rekommendationerna i det här avsnittet har utformats så generella och GNSS-oberoende som möjligt, men vissa rekommendationer är "signalberoende" och då avses i första hand GPS.

Nedan behandlas generellt beräkningsgången för efterberäkningsprogram som beräknar baslinjer (s.k. baslinjeprogram) med utgångspunkt från en referenspunkt med kända koordinater, eller med tillräckligt bra s.k. initialkoordinater. Om SWEPOS beräkningstjänst ska användas hänvisas till [avsnitt 3.4](#).

Förberedelser

En logisk följd av förberedelser innan beräkningsprocessen, ges i punktlistan nedan, den följs sedan av råd och kommentarer kring punkterna:

- Indata
- Val av antennenmodell
- Val av banddata
- Startkoordinater

Import av GNSS-data

Om programvaran för efterberäkning kommer från samma tillverkare som den använda GNSS-mottagaren, underlättas överföringen av mätdata. Tillverkarens manual bör innehålla instruktioner och rekommendationer för datahantering. Om annan programvara avses användas, måste mätdata som regel konverteras till RINEX-format antingen direkt vid lagring på överföringsmedia, eller i för ändamålet avsedd programvara.

RINEX-filer är traditionella textfiler (ASCII-filer) som kan läsas och kontrolleras innan de används. Speciellt kontrolleras följande information i filhuvudet:

- Korrekt punktbezeichnung vid MARKER NUMBER
- Korrekt antenn vid ANT # / TYPE
- Antennhöjd vid ANTENNA: DELTA H/E/N

Observationsdata

Det första steget i samband med efterarbetet med insamling av observationsdata från GNSS-mottagarna är att kontrollera följande baserat på bl.a. observationsprotokoll:

- Punktnummer
- Antenntyp
- Antennhöjd
- Mät punkt för antennhöjds mätning
- Start- och stopptider för observationerna för att säkerställa att sessionslängder är korrekta

I programvaran finns vanligtvis möjlighet att korrigera de första fyra parametrarna innan beräkningen.

Val av bandata

Efterberäknade satellitbandata finns att hämta på webbplatserna <http://www.igs.org/products> för info om produkterna och <ftp://ftp.igs.org/pub/product/> för att komma till produkterna.

Utsända bandata (*Broadcast Ephemerides*) är preliminära. Efterberäknade bandata (*Precise Ephemerides*) är betydligt noggrannare och bör utnyttjas när de beräknade baslinjerna är mycket långa (>25km).

För att få en uppfattning om vilken osäkerhet som kan fås i baslinjebereäkningen beroende på osäkerheten i bandata, kan Bauersimas tumregel från 1983 användas:

$$u(B) = B \frac{u(S)}{\rho}$$

där $u(B)$ är baslinjelängden B 's osäkerhet, $u(S)$ är osäkerheten i bandata och ρ är avståndet till satelliten. Under antagandet att det är ungefär 25 000 km till satelliterna och att B är 25 km, fås:

$$u(B) [\text{mm}] \approx u(S) [\text{m}]$$

Detta innebär att på en 25 km lång baslinje, blir osäkerheten hos baslinjelängden i millimeter lika stor som osäkerheten i satellitens bandata i meter. Osäkerheten i utsända bandata hos satelliter varierar med tidpunkt och satellit, men har uppskattats till att vara lite drygt en meter (avser GPS år 2012).

Efterberäknade banddata kan tillföra något även för kortare baslinjer om någon av satelliterna har varit utsatt för en banförändring eller liknande.

Jämför även IGS:s webbplats som innehåller motsvarande information: <http://www.igs.org/products/data>.

Startkoordinater

Beräkning av en baslinje innebär att en rymdvektor beräknas mellan två punkter i terrängen som observeras med var sin GNSS-mottagare. Vektorn består av komponenterna ΔX , ΔY , ΔZ i WGS84/ITRF mellan ändpunkterna och beräknas vid fixlösning med en osäkerhet mindre än 0,01m för alla måttliga baslinjelängder under 20km. Vektorns absoluta läge i "rymden" beräknas dock initialt med en lägesosäkerhet som motsvarar en autonom GNSS-position. Okorrigerad avviker denna med någon eller några meter från det slutliga läget. När ett stomnät med sammankopplade baslinjer beräknas kommer därför hela nätet primärt att få en felaktig position som motsvarar det autonoma läget för den av punkterna i nätet som använts för att ange startkoordinater. Denna punkt blir startpunkt för beräkningen från vilken övriga punkter beräknas genom att utnyttja baslinjevektorerna för att beräkna närmevärden för samtliga punkter i nätet. Vilken punkt i nätet som använts är i princip oväsentligt. Punkternas koordinater efter baslinjeberäkningen fungerar sedan som approximativa koordinater vid nätutjämnningen. Om inte initialkoordinaterna korrigeras kommer nätet att ligga något fel i plan och höjd. Ett felaktigt läge i höjd ger ett skalfel och ett fel i plan kan orsaka ett tippningsfel.

Eftersom en stomnätsberäkning förutsätter anslutningspunkter med kända koordinater kan alltid en av anslutningspunkterna fixeras i både plan och höjd i samband med att baslinjerna i stomnätet beräknas. Hela nätet kommer härigenom redan efter baslinjeberäkningen att hamna i ett läge som ligger mycket nära de slutligt beräknade koordinaterna för punkterna i nätet som blir resultatet efter utjämnning och fixering av övriga kända anslutningspunkter.

3.2.1 Baslinjeberäkning

Alla observerade baslinjer beräknas, även de som enligt planeringen betraktas som triviala.

På baslinjer kortare än 5 km anses jonosfärs- och troposfärspåverkan vara ungefär lika stora vid båda de observerade stationerna och kommer därmed att elimineras vid beräkningen.

Programvaran som tillhandahålls av tillverkare av GNSS-mottagare för efterberäkning bearbetar observerade ändringar i bärvågsfaser för att

bilda observationsekvationer (där baslinjekomponenter ΔX , ΔY och ΔZ ingår som obekanta parametrar). Observationsekvationerna bildas genom att beräkna olika slags differenser mellan fasobservationer och löses genom en minsta kvadratutjämning (MK-utjämning). Resultatet blir den mest sannolika skattningen av baslinjekomponenterna och deras varians-kovariansmatris, från vilken standardosäkerheterna för ΔX , ΔY och ΔZ kan beräknas.

Baslinjeberäkning där periodobekanta har fixerats till heltal kallas för *fixlösning*. Ibland är det inte möjligt att uppnå en fixlösning, vanligtvis vid långa baslinjer och/eller för korta sessionstider. I dessa fall kan man endast få en *flytlösning*, dvs. att periodobekanta inte har fixerats till heltal. En flytlösning har större osäkerhet än fixlösning. Ibland – vid mycket långa baslinjer i speciella tillämpningar – är denna lösning den enda möjliga. Det kan även hända att en fixlösning inte är tillförlitlig (t.ex. om vissa periodobekanta inte har bestämts korrekt), och då är flytlösningen att föredra. En felaktig fixlösning avslöjas ofta som en avvikande observation i samband med nätberäkningen och kan innebära att baslinjen måste mätas om.

De stomnätstillämpningar som detta dokument behandlar avser anslutningsnät och bruksnät. Baslinjerna är därför normalt kortare än 5–10km. Endast baslinjer som beräknats med fixlösning ska därför användas i dessa tillämpningar.

För baslinjeberäkningen kan olika strategier tillämpas genom att ändra parametrar i programvaran. Nedan följer sådant som kan vara aktuellt:

1. Elevationsgränsen. Om låga satelliter uppvisar många signalavbrott kan de filtreras bort genom att öka elevationsgränsen.
2. Enskilda satelliter som skapar problem vid baslinjeberäkningen på grund av många avbrott eller andra störningar kan uteslutas.
3. Minsta sessionslängd. Ett alternativ för automatisk borttagning av för korta sessioner kan finnas i programvaran men baslinjer med få observationsepoker kan annars tas bort manuellt. Vid uppstart av baslinjeobservationerna kan i vissa fall korta sessioner på endast ett någon eller ett par minuter skapas.

Normalt kan användaren inte välja metod för hur differenser mellan satelliter bildas mellan fasobservationer från en GNSS-mottagare till olika satelliter (som sedan används för att bilda dubbeldifferenser). Vanligtvis är det två alternativa metoder som är hårdkodade i programvaran – referenssatellit eller sekventiell metod. I det första fallet beräknas alla enkeldifferenser i förhållande till en av programvaran vald referenssatellit. Om en dålig satellit har valts kommer alla dubbeldiffe-

renser också att bli dåliga, vilket kommer att påverka lösningen negativt. Om istället det sekventiella alternativet används kommer bara dubbeldifferenser som innehåller den problematiska satelliten att påverkas.

3.2.2 Utvärdering och kontroller av baslinjer

Användarmanual för aktuell programvara innehåller förklaring av de kvalitetsmått som används vid resultatredovisningen. Den brukar också innehålla riktlinjer för att kunna välja en optimal lösning beroende på bl.a. baslinjelängd.

Efter att baslinjeberäkningen är klar behöver resultatet utvärderas. Till detta finns inte någon standardiserad metod, utan den är som regel programvaruspecifik.

Följande kan finnas i resultatredovisningen:

1. Det kvadratiska medelvärdet (RMS, *Root Mean Square error*) av observationsresidualerna är ofta en tillförlitlig kvalitetsindikator för lösningen. RMS-värdet anges i enheterna meter eller cykler. Den absoluta storleken på RMS-värdet kan variera beroende på vilken programvara som används, men generellt innebär ett lägre RMS-värde en bättre lösning.
2. Antalet uteslutna observationer (grova fel) – ett lågt värde betyder en acceptabel lösning.
3. Typ av lösning – fix- eller flytlösning. Endast fixlösning för baslinjerna bör tillåtas. Det kan nämnas att om data från både GPS och GLONASS bearbetas, kan det vara möjligt att lösa periodobekanta bara för GPS, men inte för GLONASS eller omvänt.
4. Standardosäkerheter för baslinjekomponenter. Dessa är som regel programspecifikt optimistiska och utan hänsyn till icke-modellerade systematiska effekter. För en fixlösning brukar standardosäkerheterna ligga på millimeternivå, och på centimeternivå för en flytlösning.

Om en eller flera baslinjer inte uppfyller ställda krav och eventuellt har flaggats som problematiska, finns det vanligtvis olika möjligheter att redigera observationerna för respektive session.

Följande är exempel på det som kan behöva åtgärdas under analys av resultatet:

1. Eventuell korrigerings av antennhöjd, antenmodell eller antennkalibreringsmodell.
2. Inaktivering av satelliter som endast var tillgängliga under en kort period under sessionen (sådana som precis klarat elevationsgränsen). Satelliter bör helst bidra under hela sessionen.

3. Inaktivering av observationsintervall med (flera) periodbortfall som försvårar fixlösning och som normalt markerats av programvaran. Identifiering av satelliter med periodbortfall kan även göras genom att titta på grafisk redovisning av observationsresidualer efter trippeldifferenslösningen. Periodbortfall framträder där som "spikar".
4. Inaktivering av "brusiga" satelliter. Återigen kan grafisk granskning hjälpa till för att identifiera brusiga satelliter.
5. Ändring av elevationsgränsen (alternativ till inaktivering av satelliter enligt punkt 2).

3.2.3 Kontroll av baslinjer och slingor

Följande baslinje- och sessionskontroller kan utföras:

1. Kontroll att baslinjerna inom varje session stämmer överens kan en nätutjämnning per session utföras.
2. Kontroll av dubbelmätta baslinjer enligt tabell D2.1 och avsnitt 3.2.4
3. Kontroll av slutningsfel i slingor enligt tabell D2.2
4. Kontrollmätning med EDM-instrument enligt avsnitt 3.2.5

I programvaror finns ofta en funktion för beräkning av slutningsfel och möjlighet att ange gränsvärden. I [Bilaga D.2](#) finns tabeller med toleranser för baslinjer

3.2.4 Statistisk test av dubbelmätta baslinjer

Skillnader mellan baslinjekomponenter hos dubbelmätta baslinjer kan testas statistiskt enligt nedan:

- $\Delta X_1, \Delta Y_1, \Delta Z_1$ är baslinjekomponenter från första mätningen med sin varians-kovariansmatris C_1 .
- $\Delta X_2, \Delta Y_2, \Delta Z_2$ är baslinjekomponenter från andra mätningen med sin varians-kovariansmatris C_2 .

Kvadratrotten ur varians-kovariansmatrisernas diagonalelement är standardosäkerheterna hos baslinjekomponenterna - $u(\Delta X)$, $u(\Delta Y)$, $u(\Delta Z)$. Standardosäkerheterna är, som nämnts i tidigare avsnitt, som regel optimistiska (programspecifikt), varför nedanstående hypotesprövning kan utelämnas om inte speciell misstanke om felaktighet hos någon dubbelmätt baslinje finns.

Kontrollförfarandet är en hypotesprövning om huruvida det finns några skillnader, eller inte. Antingen är de (statistiskt) lika med noll eller också är de (statistiskt) skilda från noll. De statistiska övervägandena görs med hjälp av någon konfidensnivå - typiskt 95 %.

För hypotesprövningen beräknas skillnad och standardosäkerhet enligt följande ekvationer:

$$\Delta X = \Delta X_2 - \Delta X_1$$

$$u(\Delta X) = \sqrt{u^2(\Delta X_2) + u^2(\Delta X_1)}$$

Motsvarande gäller för beräkningar av ΔY , ΔZ , $u(\Delta Y)$ och $u(\Delta Z)$.

Baslinjekomponenterna antas ha tillkommit genom många mätningar och skillnaderna (ΔX , ΔY , ΔZ) hos dem antas vara slumpmässiga och normalfördelade. Då är statistiskt (95 %) skillnaden mellan ΔX -komponenterna noll om:

$$\left| \frac{\Delta X}{u(\Delta X)} \right| \leq 1,96$$

Slutsatsen blir då att det inte är någon skillnad mellan baslinjernas ΔX -komponenter. Skulle kvoten vara större än 1,96, då finns en statistisk signifikant skillnad dem mellan, slutsatsen blir då att utesluta eller mäta om baslinjen. Är hypotesen om att det inte finns någon skillnad mellan baslinjernas ΔX -komponenter sann, utförs motsvarande test på ΔY och slutligen på ΔZ .

Hypotesprövningen förutsätter att baslinjekomponenternas osäkerheter är realistiska och bör därför användas med omdöme.

3.2.5 Kontroll av baslinjer med terrester teknik

Kontroll av relativt korta baslinjer <1km är också möjlig att utföra med totalstation med tillräckligt låg mätosäkerhet

Vid kontroll av baslinjer med terrester teknik måste den totalstation som utnyttjas för mätning av vertikalvinkel och lutande längd ha en mätosäkerhet som inte får överstiga en tredjedel av den förväntade mätosäkerheten i den kontrollerade baslinjen. I sådant fall betraktas vid kontrollmetoden som felfri. Detta förutsätter dock att centreringsosäkerheten vid kontroll ej är signifikant.

Lämplig mätmetod är direktmätning med totalstation mellan punkterna om avstånd och sikt medger det, eller etablering med totalstation mellan punkterna för indirekt mätning av avstånd/höjdskillnad mellan dem.

Om avståndet (baslinjelängden lutande eller horisontell) och höjdskillnaden mellan två GNSS-bestämda punkter är S_{GNSS} respektive ΔH_{GNSS} med standardosäkerheterna $u(S_{GNSS})$ respektive $u(\Delta H_{GNSS})$ och avståndet (lutande eller horisontellt) och höjdskillnaden mätta terrestert är S_{terr} respektive ΔH_{terr} , då gäller på konfidensnivå 95 %, följande krav:

$$\left| \frac{S_{\text{GNSS}} - S_{\text{terr}}}{u(S_{\text{GNSS}})} \right| \leq 1,96 \quad \text{för avstånd}$$

$$\left| \frac{\Delta H_{\text{GNSS}} - \Delta H_{\text{terr}}}{u(\Delta H_{\text{GNSS}})} \right| \leq 1,96 \quad \text{för höjdskillnad}$$

Om detta är sant, då föreligger ingen skillnad mellan terrestert och GNSS-mätt avstånd och/eller höjdskillnad.

3.3 Nätutjämnning

Krav

- Nätutjämnning ska utföras stegvis med *fria nätutjämnning* och en slutlig *fast nätutjämnning* med mellanliggande analys.
- Den fria utjämnningen ska analyseras både med hänsyn till mätfel och kontroll av de kända utgångspunkternas koordinater.
- För att beakta korrelationer mellan baslinjer, ska alla baslinjer, dvs. även triviala sådana beräknas och tas med vid den slutliga nätutjämnningen.

Rekommendation

- De beräknade preliminära koordinaterna från den fria utjämnningen bör passas in med en Helmertinpassning och höjdinpassning på de kända anslutningspunkterna.
- Resultatet från inpassningen bör ingå i projektredovisningen.

3.3.1 Viktsättning

Stomnät som etablerats med GNSS har ofta samma observationsdata använts vid beräkning av flera baslinjer, baslinjerna blir då korrelerade med varandra. De triviala baslinjerna beräknas utifrån samma observationsdata som de icke triviala; jämför [avsnitt 3.1.2](#). Även inom baslinjerna, mellan de olika komponenterna, finns korrelationer. Särskild hänsyn vid viktningen krävs därför enligt ett av följande alternativ:

- Viktsättning kan göras med hjälp av den varians-kovariansmatris som erhållits vid utjämnning av baslinjerna.
- Om den i [tabell 3.3.5](#) föreslagna standardviktsättningen tillämpas tas kovarianserna från utjämnningen av baslinjerna inte med vid nätutjämnningen.

Programvarorna ger ofta möjlighet att välja vilken viktsättningsmetod som ska tillämpas, men användning av de á-priori standardosäkerheterna i tabell 3.3.5 för i programvaran tillämpliga delar ger en tydligare utvärdering av [tabell 3.3.5](#) resulterande osäkerhet i mätningarna efter utjämning.

Tabell 3.3.5. Standardviktsättning för baslinjer upp till 20 km. Baslinjelängden L anges i km. X , Y , Z avser geocentriska kartesiska koordinater.

Baslinjekomponenter	A priori standardosäkerhet
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

I produktionsprogram för utjämning av GNSS baslinjenät är möjligheterna att detaljstyra viktningen ofta begränsade till att endast ange á-priori standardosäkerhet för baslinjelängder samt för osäkerhet i centrerings i plan och höjd av antennerna. Á-priori standardosäkerhetsvärdena angivna på detta sätt kan vara:

Osäkerhet i baslinjeberäkning:

- Horisontellt $0,003\text{m} + 0,5$ ppm
- Vertikalt $0,004\text{m} + 0,8$ ppm

Centreringsosäkerhet

- Horisontellt $0,002\text{m}$
- Höjd $0,002\text{m}$

3.3.2 Beräkning

Nätutjämnings av ett baslinjenät följer samma principer som vid rester nätutjämnings som beskrivs under [avsnitt 4.3.2](#). Till skillnad från

den terrestra nätutjämningsprocessen är emellertid utjämningsprocessen av ett GNSS-nät alltid tredimensionell.

Utjämningsprocessen följer dock samma metodik oberoende av stomnätstyp varför den inleds med en *fri nätutjämningsprocess* för att kontrollera mätningarna i nätet. Vid en fri utjämningsprocess får endast en av anslutningspunkterna låsas preliminärt med kända koordinater och höjd. Som utgångspunkt för nätutjämningsprocessen rekommenderas att nyttja samma punkt som har använts som startpunkt vid beräkning av baslinjerna i nätet, se [avsnitt 3.2](#).

Har övriga kända punkter betraktats som nypunkter i den fria utjämningsprocessen, kan nätet i nästa steg passas in på deras kända lägen med hjälp av en likformighetstransformation, företrädesvis en Helmertstransformation. I höjd kan nätet passas in med hjälp av en translation, alternativt ett lutande plan. Fördelen med en *inpassning* i jämförelse med att gå direkt till nästa steg, fast nätutjämningsprocess, är att eventuella felaktigheter i enstaka utgångspunkter enklare kan lokaliseras vid inpassningen.

Det slutliga steget i utjämningsprocessen är att ansluta nätet till alla omgivande kända stompunkter i existerande referenssystem. Kända punkter som klassificerats som nypunkter, återfår statusen som kända punkter och deltar i en *fast nätutjämningsprocess*. Resultatet blir nu präglad av det anslutna referenssystemets osäkerheter kombinerat med mätningarnas slumpmässiga avvikelser.

Förfarandet vid nätutjämningsprocessen oavsett om det är fråga om ett GNSS-nät, ett terrestert plannät eller ett avvägningsnät kan sammanfattas i följande tre punkter:

- Fri nätutjämningsprocess med som mest en punkt fixerad i plan och/eller höjd.
- Inpassning med Helmertinpassning och inpassning i höjd av de fritt beräknade punkterna i nätet på kända anslutningspunkter i plan och höjd. Kontroll av avvikande anslutningspunkter och eventuell uteslutning av avvikande observationer.
- Slutlig nätutjämningsprocess med anslutningspunkterna fixerade.

Se också beskrivning av de olika stegen vid utjämningsprocessen av terrester stommätning under [avsnitt 4.3](#).

3.3.3 Utvärdering av GNSS nätutjämningsprocess

Nätutjämningsprocessen utvärderas med hjälp av följande storheter:

- Viktsenhetens standardosäkerhet (grundmedelfelet)
- Förbättringar/standardiserade förbättringar

- Standardosäkerhet i plan och höjd

Viktsenhetens standardosäkerhet ska 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 viktsenhetens standardosäkerhet bli kring 0.9 om fyra mottagare har använts. Ett lägre värde t.ex. 0,5 betyder att mätosäkerheten har överskattats - d.v.s. att mätningarna är "bättre" än vad som förutsatts av *á-priori* skattningarna. Om värdet blir högre t.ex. >1,5 gäller att mätosäkerheten har underskattats vid viktningen eller att nätet innehåller något oupptäckt fel. En analys av utjämningsresultatet måste då utföras för att utreda orsaken till avvikelser.

Vid bedömningen av resultatet av nätutjämnningen är det förbättringarna i reella mått (även om skalan i viktsättningen skulle vara fel) som ger den tydligaste uppskattning av motsägelserna i nätet. Förbättringarnas storlek är därför det viktigaste osäkerhetsmättet.

Standardiserade förbättringar är förbättringar dividerade med sina respektive standardosäkerheter. 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 täckningsgrad 2 respektive täckningsgrad 3. Vilket innebär två respektive tre gånger mätningarnas standardosäkerhet.

Gränser för standardiserade förbättringar från nätutjämnningen lyder:

- Varningsgräns = 2
- 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.

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
- Fel som beror på dåliga mottagningsförhållanden (skymd sikt till satelliterna).
- Sessionsberoende fel, t.ex. fel orsakade av atmosfäriska störningar eller dåliga bandata.

För redovisning av nätets eventuella svagheter bör borttagna baslinjer också markeras i en nätsskiss.

Relativa punktö säkerheter är ett mått på den inbördes osäkerheten mellan punkterna i ett geodetiskt nät. Dessa kan ge upplysning om det finns punkter i nätet som håller en lägre noggrannhet än de övriga.

Koordinaternas standardosäkerhet säger dock ingenting om kontrollerbarheten i nätet. För att tolkningen skall bli riktig måste den relativa viktningen vara korrekt. Om alla kombinationer av baslinjer tas med i utjämningen bör standardosäkerheterna i plan och höjd skalas om för att bli mer realistiska. Standardosäkerheterna bör då multipliceras med faktorn

$$f = \sqrt{\frac{ntot}{nit}}$$

där $ntot$ = antalet baslinjer i utjämningen, nit = antalet icke-triviala baslinjer

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

3.3.4 Anslutning av nätberäkningen till kända punkter

Efter analys av nätet i en fri nätutjämning och eliminering av eventuella kvarvarande mätfel kan anslutningen av nätet till samtliga kända punkter i princip göras enligt två olika metoder:

1. Det fritt utjämnade nätet passas in på anslutningspunkterna med koordinattransformation
2. En fast nätutjämning, varvid de kända koordinaterna för anslutningspunkterna fixeras

Med en inpassning kan problem med enstaka anslutningspunkter lätt lokaliseras som outliers och eventuella skalskillnader mellan det fritt utjämnade nätet och anslutningspunkterna kan då också upptäckas. En inpassning enligt punkt 1 bör därför alltid göras även om man avser att gå vidare med en fast utjämning som är det normala förfarandet. Vid utjämning av nätet i WGS84/SWEREF 99 bör dock inga skalfel förekomma i nätutjämningen. Förekomsten av skalfel tyder då på problem med anslutningsnätet och eller för få anslutningspunkter som bör kontrolleras. För att i dessa fall undvika att deformera nätet genom anslutning till punkter med dålig kvalitet kan inpassningen i vissa fall användas för slutredovisning av nätet.

Vid utjämning av punkter i anslutningsnät som beräknats i SWEREF 99 mot det nationella referensstationsnätet är det normala förfarandet att slututjämningen utförs fast, med de kända punkterna fixerade. För kontroll av såväl den fria utjämnings geometri som anslutningspunkternas kvalitet rekommenderas dock att en inpassning av ett fritt utjämnat nät alltid utförs i både plan och höjd. Vid inpassningen kan fel som skulle deformera nätgeometrin när punkterna fixeras i en fast slututjämning lättare upptäckas.

3.3.5 Anslutning till höjdsystemet

Mätning och beräkning med GNSS-teknik sker primärt i ett tredimensionellt globalt system i vilket satelliternas positioner ingår. De tredimensionella kartesiska koordinaterna med jordens tyngdpunkt som origo kan därefter räknas över till geodetiska koordinater angivna som latitud, longitud och höjd över ellipsoiden.

Höjden som erhålls är således ett geometriskt avstånd från den jordmodell, ellipsoid på vilken de geografiska koordinaterna latitud och longitud anges. Vid beräkning av nätet i 3D måste detta anslutas i både plan och höjd. Anslutningspunkter bör därför vara kända med koordinater i både plan och höjd. Eftersom beräkningen primärt ger höjden över ellipsoiden ska de anslutningspunkter som fixeras i höjd antingen anges direkt som höjder över ellipsoiden eller alternativt i beräkningsprogrammet kunna korrigeras med en i programmet implementerad geoidmodell.

När syftet med höjdberäkningen är att erhålla en så bra höjdbestämming som möjligt i RH 2000 bör man vid fixeringen av anslutningspunkterna i höjd utgå ifrån avvägda höjder och undvika att blanda med anslutningspunkter som primärt har bestämts som ellipsoidhöjder och fått sin höjd i höjdsystemet från geoidmodellen. Om avvägda anslutningspunkter i höjd saknas och höjdanslutningen endast utförs med ellipsoidhöjder bör detta framgå vid redovisningen av beräknade punkter. Detta kan göras genom redovisning av ellipsoidhöjd alternativt geoidmodell tillsammans med höjdrevisningen i RH 2000

För anslutning av nätet i höjd gäller på samma sätt som vid anslutning i plan att anslutningspunkterna ska omge nätet så att extrapolering undviks. Antalet anslutningspunkter i höjd bör vara minst tre eller fyra. Eftersom höjdberäkningen har en något större osäkerhet i höjd än i plan rekommenderas att antalet höjdanslutningspunkter utökas så att ungefär var 5:e punkt i nätet anges med kända avvägda höjder. Härigenom blir också osäkerheten i höjd för övriga GNSS-beräknade punkter jämförbar med osäkerheten för punkterna i ett bruksnät i höjd.

Man bör observera att anslutningspunkterna i höjd inte behöver vara samma punkter som används för anslutning i plan. Anslutningspunkterna i plan respektive höjd kan alltså sammanfalla helt eller delvis, eller vara helt åtskilda.

Beträffande förfarandet för anslutning i höjd kan samma stegvisa metodik som vid anslutning i plan med fri utjämning, inpassning och slutligen en fast utjämning tillämpas. Inpassning i höjd kan utföras som en translation eller med tillämpning av ett lutande plan.

Höjden i RH 2000 för de punkter som beräknats med GNSS-teknik erhålls genom att korrigera ellipsoidhöjden med hjälp av en geoidmodell som från och med 2017 kommer att benämnas SWEN17_RH2000.

3.4 SWEPOS beräkningstjänst

Rekommendation

- a) Beräkningstjänsten kan med fördel användas för komplettering av ett glest yttäckande GNSS-anslutningsnät med enstaka strategiskt belägna punkter.
- b) En anslutningspunkt som etablerats med beräkningstjänsten bör avvägas separat för att även kunna utnyttjas som anslutningspunkt i höjd vid vidare stomnätsförtätning.

SWEPOS beräkningstjänst är ett webbaserat alternativ till egen efterberäkning av insamlade GNSS-data som hanteras och beräknas punktvis. För närvarande finns, dels en rikstäckande ordinarie tjänst som ansluter mot SWEPOS referensstationsnät, dels projektanpassade tjänster.

Informationen i avsnittet avser den ordinarie tjänsten i nuvarande utformning. Tjänsten beräknar statisk GNSS-mätning i förhållande till SWEPOS-fundamentalstationer med en avancerad programvara anpassad för långa baslinjer.

Användaren för över sina data till tjänsten via ett webbformulär och får resultatet i form av en textfil via e-post. Indata ska vara tvåfrekvens GNSS-data i RINEX-format. I den RINEX-fil som skickas till beräkning ska antenntyp, mottagartyp och vertikal antennhöjd till ARP anges.

Vid användning av beräkningstjänsten bör observationstiden vara minst 2 timmar för att få ett tillförlitligt resultat med osäkerheter på centimeternivå. Kortare mättider kan ge osäkerheter på decimeternivå. Beräkningstjänsten kan bearbeta sessioner inom intervallet 0,5–24 h. Följande är också att beakta:

- Vid beräkningen används data från satelliter ner till 10 graders elevation. Elevationsmasken i GNSS-mottagaren bör därför vara högst 10°.
- Beräkningen görs med loggningsintervallet 30 sekunder. Om epoklängden i RINEX-filen är kortare än detta tunnas filen ut till 30 sekunders observationsintervall.

Det bör observeras att tjänsten för närvarande endast hanterar beräkning av separata punkter. Även i övrigt kan förväntas en utveckling av tjänsten efterhand som satellitsystemen förändras och utvecklas.

För mer detaljerad information kring användning av beräkningstjänsten hänvisas till SWEPOS hemsida: <https://swepos.lantmateriet.se>.

3.4.1 Kontroll

Om bara en GNSS-mottagare använts vid mätningar som bearbetats med beräkningstjänsten, kan kontroll av avstånd endast utföras med terrester mätteknik enligt [Bilaga D.2](#). Om fler än en GNSS-mottagare använts kan, i separata mätsessioner och med egen programvara, baslinjer beräknas och användas för kontroll.

I det senare fallet tar man hänsyn till den separata baslinjemätningens standardosäkerhet. Formlerna nedan kan då användas för att statistiskt avgöra om SWEPOS-tjänstens resultat är likvärdigt med kontrollens. I formlerna är S_b avstånd beräknat med hjälp av koordinater från SWEPOS-tjänstens resultat och S_m är motsvarande mätta lutande avstånd från kontrollmetoden. $u(S_b)$ och $u(S_m)$ är deras respektive standardosäkerheter.

För hypotesprövningen beräknas skillnad och standardosäkerhet enligt följande ekvationer:

$$\Delta S = S_b - S_m$$

$$u(\Delta S) = \sqrt{u^2(S_b) + u^2(S_m)}$$

$u^2(S_b) = 0,00050 \text{ m}^2$ om den förväntade osäkerheten i lägesbestämningen kan uppskattas till 1cm i plan och 2cm i höjd. Dett gäller underförutsättning att bestämningen uppfyller vissa grundkriterier för bl.a. RMS i fixlösningen och att mätningarna utförts med under minst 2-3 timmar.

På konfidensnivån 95 %, ska följande gälla om SWEPOS-tjänstens och kontrollmetodens avstånd ska betraktas som likvärdiga:

$$\left| \frac{\Delta S}{u(\Delta S)} \right| \leq 1,96$$

3.5 GNSS/RTK för stornätskomplettering

Rekommendation

- a) GNSS/RTK-teknik med återbesök ger en god absolut lägesosäkerhet i det nationella referenssystemet och kan användas för komplettering av enstaka anslutningspunkter som underlag för etablering av lokala bruksnät.
- b) Tekniken bör undvikas för etablering av punkter i yttäckande bruksnät eftersom inga direkta mätningar mellan närbelägna punkter görs.
- c) Höjdbestämmning av en stompunkt som etableras med RTK-teknik bör göras genom avvägning från anslutningsnät i höjd.

GNSS/RTK är ingen egentlig stommätningsteknik eftersom ingen nätutjämnning utförs, men med överbestämd metodik enligt nedan kan en osäkerhet som motsvarar statistisk mätning uppnås. Punkter etableras, mäts och beräknas i detta fall separat, dvs. på motsvarande sätt som sker vid användning av SWEPOS beräkningstjänst.

Vid övergången till SWEREF 99 användes följande GNSS/RTK-metodik i stor utsträckning som alternativ till statistisk GNSS vid inmätning av passpunkter i de kommunala stornäten:

1. I varje mätserie utförs 10 upprepade mätningar med mellanliggande ominitialisering av ny fixlösning. Varje mätning bör omfatta 30–180 sekunder. Tidsseparationen mellan de 10 separata inmätningarna bör väljas så att mätserien sprids ut över en period av 45–60 minuter.
2. Vid återbesök vid en annan dag eller annan tid på dagen med förändrad satellitkonstellation upprepas mätserien med minst 10 enskilda mätningar.
3. Slutligen beräknas medeltalet av samtliga 20 mätningar varvid standardosäkerhet i mätningarna och i det beräknade medelvärdet för koordinaterna i plan och höjd kan uppskattas.

Eftersom metoden innebär anslutning direkt mot det nationella referensstationsnätet erhålls en liten absolut osäkerhet i SWEREF 99. Den

lokala osäkerheten blir svårbedömd eftersom inga direkta mätningar utförs mot övriga punkter i stomnätet. För ett anslutningsnät med ungefärliga punktavstånd 2–5 km är dock detta i normala fall av underordnad betydelse.

Höjden för en punkt mätt och beräknad på detta sätt får en ökad osäkerhet som förutom den större osäkerheten i höjdmätningen också beror på osäkerhet i geoidmodellen. Det rekommenderas därför att en stompunkt som etableras med den beskrivna GNSS/RTK-metodiken höjdbestäms med avvägning mot höjdfix.

För bruksnät där krav på liten lokal osäkerhet och hög kontrollerbarhet prioriteras bör komplettering av stompunkter i första hand utföras med nätutjämnning.

4 Terrester stommätning

Krav

- a) Vid terrester stommätning i plan och höjd mäts riktningar och längder med totalstation. Mätning av anslutningsnät i höjd ska göras med avvägningsinstrument som finavvägning eller med vertikalvinkelmätning med motsvarande mätosäkerhet.
- b) Vid stommätning med totalstation ska instrument, signaler och prismor monteras med tvångscentrering.
- c) Mätningar ska innan utjämning påföras korrektioner i sådan utsträckning att den ursprungliga mätosäkerheten bibehålls genom hela beräkningsprocessen.
- d) Vid avvägning ska summa siktlängder bakåt och framåt i varje tåg mellan markerade höjdfixar vara lika långa. Inga siktlängder bakåt/framåt bör överstiga 40m vid avvägning med horisontella sikter.
- e) Vid avvägning med dubbla avvägningsstänger ska för varje fixhåll antalet uppställningar anpassas så att samma stång ställs på start- och slutpunkten.
- f) Vid mätning av anslutningsnät i höjd ska kontrollerade invarstänger användas.
- g) Mätning av höjdskillnader med totalstation ska korrigeras för refraktion och jordkrökning.

Rekommendation

- a) Vid mätning av kombinerade stommätning i plan och höjd bör mätning i plan respektive höjd utföras separat, varvid höjdskillnaderna används för korrektion av lutande längder.

Traditionell triangelmätning för etablering av anslutningsnät i plan har numera ersatts av GNSS-teknik som ger positioner i både plan och höjd. På lokal nivå med krav på liten lokal lägesosäkerhet är emellertid terrester stommätning den teknik som ger den lägsta osäkerheten och används företrädesvis i lägen när satellittillgänglighet saknas, i täta stadsmiljöer och vid etablering av olika typer av specialnät.

4.1 Mätmetoder

Vid mätning av med totalstation byggs stomnätet upp genom horisontalvinkelmätning, vertikalvinkelmätning och längdmätning med totalstation.

Vid etablering av anslutningsnät i höjd är avvägning den teknik som huvudsakligen används. Vid mätning av brukspunkter i höjd och vid kombinerad plan-/höjdmätning av bruksnät tillämpas trigonometrisk höjdmätning.

4.1.1 Riktningsmätning med totalstation

För att eliminera olika instrumentfel utförs vinkelmätning som satsmätning i båda cirkellägena. Antalet helsatser som erfordras beror på vilka krav på mätosäkerhet som gäller, vilka siktlängder som ingår i nätet samt vilken instrumentklass som totalstationen tillhör.

Totalstationer som används vid stommätning bör vara av minst klass T3 enligt [avsnitt 2.3.2](#).

Mätningar med totalstation kan kontrolleras i samband med mätning med avseende på spridning mellan satsmedeltal och differenser mellan dubbelmätta längder. För toleranser och tumregler för spridningen av mätvärden för dubbelmätta observationer se [bilaga D.2](#).

För att minska inverkan av de slumpmässigt fördelade inriktningsfelen är det viktigt att vinkelmätningen utförs som satsmätning, vilket innebär repetition och medeltalsbildning av inriktningen mot varje objekt. Mätning i helsatser innebär också att flera systematiska instrumentfel elimineras, se [Bilaga D.1](#).

4.1.2 Längdmätning med totalstation

Instrument som används för längdmätning i stomnät ska vara kontrollerade och kalibrerade enligt [Bilaga D.1](#) för konstanta mätfel (instrument och reflektorfel) och längdberoende fel (fel i mätfrekvens). För att minimera inflytelser av ojämnheter i mottagar- och sändardioder som beror på inriktningsfel bör varje observerad längd utgöras av medelvärdet av flera oberoende inriktningar mot reflektorn.

Temperatur och lufttryck registreras så att dessa är representativa för hela mätsträckan. Vid mätning över vattenområden bör observeras att stora skillnader i temperatur kan förekomma längs mätsträckan.

Atmosfärskorrekktioner påförs i efterhand. Automatisk korrigerings med användning av inställd ppm-faktor är avsedd för detaljmätning och bör inte användas vid stommätning.

Lutningskorrektur av mätta längder bör göras genom separat bestämning höjdskillnad mellan aktuella punkter, antingen med trigonometrisk höjdmätning eller med avvägning.

4.1.3 Höjdmätning med avvägning

För höjdmätning är avvägning den teknik som ger den lägsta mätosäkerheten och utnyttjas därför alltid vid etablering av anslutningsnät i höjd

Mätning av höjdskillnader i avvägningståg mellan höjdfixar utförs med ommarkerade uppställningar av avvägningsinstrument. Sikt-längder bakåt och framåt ska vara lika långa. Inga sikt-längder bör överstiga 40m.

Vid mätning av anslutningsnät i höjd ska kontrollerade invarstänger användas. Om inte instrument med automatisk avläsning mot streckkodade stänger används ska avläsning mot 1cm eller 0,5cm-graderade stänger utföras med planparallell mikrometerplatta som tillåter avläsning med upplösning $\leq 0,1\text{mm}$.

4.1.4 Trigonometrisk höjdmätning

Geodetisk höjdmätning kan utföras med avvägning eller trigonometrisk höjdmätning. Metoderna är vid vissa tillämpningar likvärdiga. Vid mycket kuperad terräng kan trigonometrisk mätning vara det enda möjliga alternativet, men normalt är avvägning med avvägningsinstrument den metod som är att föredra för höjdtågsnät. Vid kombinerad mätning och beräkning av bruksnät i plan och höjd tillämpas oftast trigonometrisk mätning av höjderna i nätet. Ofta används höjdmätningen då endast för reducering av längder, och för bestämning av s.k. "arbets-höjder", och kraven är då inte så höga.

Mätning av höjdskillnader med totalstation korrigeras för refraktion och jordkrökning. Mätning av höjdskillnader över längre avstånd (> 400m) bör utföras korresponderande dvs. samtidigt från båda hållen.

4.2 Korrektioner innan utjämning

Terrestra mätningar korrigeras innan slutlig beräkning enligt följande:

1. Reducering av de mätta längderna till ellipsoiden (höjdkorrektion).
2. Överföring av de höjdkorrigerade längderna till projektionsplanet (projektionskorrektion).
3. Korrektion av trigonometriskt mätta höjdskillnader för jordkrökning och refraktion.

De listade korrektionerna kan påföras observationerna i olika skeden av mättnings- och beräkningsprocessen. Beräkningsprogrammen för slutlig beräkning och nätutjämning kan hantera korrektionerna på olika sätt. Oavsett vilket program som används och vilka möjligheter som detta erbjuder dock måste samma korrektioner påföras. Det är därför viktigt att den som utför planeringen, mätningen och beräkningen har goda insikter om vilka korrektioner som görs och hur beräkningsprogrammet fungerar.

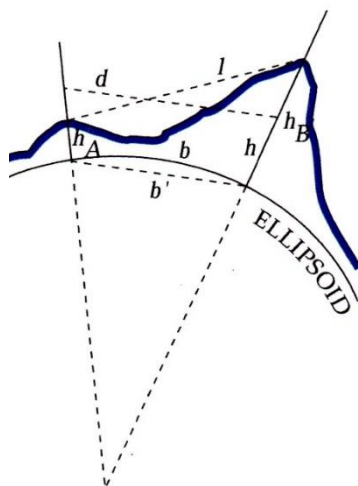
4.2.1 Höjdkorrektion

Höjdkorrektion innebär en reduktion av mätta längder till ellipsoiden. Korrektionen innebär således alltid att den mätta längden blir nominellt kortare.

Om de mätta längderna i ett stamnät är kortare än 10 km kan följande förenklade formel användas:

$$b = d \left(1 - \frac{h_A + h_B}{2R} \right)$$

där b är den reducerade längden, d är horisontell längd, h_A och h_B är ändpunkternas A och B höjder över ellipsoiden. R är ellipsoidens krökningsradie som kan sättas till 6390 km för GRS 80 i Sverige. Observera att det är höjder över ellipsoiden (h) som ska användas i formeln, sådana fås genom att addera geoidhöjd (N) till normalhöjd (H); $h = H + N$. Eftersom höjden över geoiden varierar mellan ca 20–35 m i Sverige, kan ett utelämnande av N påverka en kilometerlång sträcka med 5–50 mm med H i intervallet 0 till 1000 m.



Figur 4.2.1: Korrektion vid längdmätning.

4.2.2 Projektionskorrektion

Överföring till projektionsplanet innebär att längden på ellipsoiden överförs till kartprojektionsplanet. Denna korrektion blir alltid positiv om en projektionszon i SWEREF 99 tillämpas. Storleken beror på hur långt från projektionens meridian mätningen är gjord. I SWEREF 99 är zonindelningen gjorts smal för att projektionskorrektionerna inte bör överstiga 50ppm, dvs. 50mm/km eller 5mm/100m mätt längd vilket börjar blir opraktiskt att hantera vid detaljmätning.

Eftersom höjdkorrektionen och projektionskorrektionen har olika tecken motverkar de varandra varför den sammanlagda korrektionen blir mindre.

Om de mätta längderna i ett stornät är kortare än 8 km kan följande formel användas:

$$b_p = b \left(1 + \left(\frac{E_A + E_B - 2\Delta E}{2R\sqrt{2}} \right)^2 \right)$$

där b_p är den projicerade längden. b är den höjdreducerade längden som beräknats, E_A och E_B är Easting-koordinaterna för ändpunkterna A och B E-koordinater. ΔE är det tillägg som är gjort till koordinaterna. ($\Delta E = 150\,000$ m för SWEREF 99 dd mm). r är i det här fallet ellipsoidens medelkrökningsradie som kan sättas till 6390 km för GRS 80, som är den jordmodell som används för SWEREF 99.

4.2.3 Trigonometrisk korrektion

Korrektion för jordkrökning och refraction vid trigonometrisk höjdmätning.

$$\Delta H_{AB} = d \cot z_A + d^2 \frac{1-k}{2R} \quad \text{där } d \text{ är horisontell mätt längd,}$$

alternativt

$$\Delta H_{AB} = l \cos z_A + l^2 \frac{1-k}{2R}, \quad \text{där } l \text{ är lutande mätt längd,}$$

där ΔH_{AB} är höjdskillnaden mellan A och B (från A till B). R är 6390 km för GRS 80, z_A är zenitvinkeln vid A. k är refraktionskonstanten. Denna varierar med lufttryck och temperatur normalt mellan 0,08 och 0,020. Ett medelvärde för refraktionskonstanten för normala väderförhållande i Sverige är $k = 0,14$.

ΔH_{AB} ger höjdskillnaden för själva mätningen, normalt tillkommer instrumenthöjd (Ih) och signalhöjd (Sh). Till formlerna ovan läggs då:

$$+ Ih - Sh$$

4.3.1 Viktsättning

Mätningar viktas enligt någon vedertagen metod, som t.ex.

$$p_i = \frac{1}{u^2(x_i)}$$

där p_i är mätningen i :s (x_i) vikt och $u(x_i)$ mätningens standardosäkerhet. A priori standardosäkerheter anges av instrumenttillverkarna i tekniska specifikationer och baseras på följande parametrar och formler för beräkning av standardosäkerheter

Osäkerhet i riktning

Standardosäkerhet för riktningsmätning, $u(\varphi)$ beräknas med formeln:

$$u(\varphi) = \sqrt{\left(\frac{A}{\sqrt{n}}\right)^2 + \left(\frac{C}{L} * \rho\right)^2} \text{ mgon}$$

där $u(\varphi)$ är standardosäkerheten för riktningsmedeltalet och ρ är en omvandlingsfaktor från radianer till mgon = 0,063662.

För en totalstation av klass T3 med mätosäkerhet enligt [avsnitt 2.3.2](#) har standardosäkerheten i riktning för en helsats angetts till, $A = 0,6$ mgon. Beräkning av riktningsosäkerheten med $n=2$ helsatser och en centreringsosäkerhet $C = 2$ mm samt siktlinjens längd 200m (0,2 km) ger:

$$u(\varphi) = 0,8 \text{ mgon} .$$

Detta motsvarar ett tvärfel av ca 3mm för en 200m lång siktlinje

Osäkerhet i längdmätning

Osäkerheten i en mätt längd ges av formeln

$$u(L) = \sqrt{(A + B * L)^2 + C^2} \text{ mm.}$$

Med en totalstation klass T3 enligt [avsnitt 2.3.2](#) kan längdmätningens osäkerheten beräknas ur A som är instrumentets konstanta osäkerhet = 2 mm och B som är längdmätningens instrumentets längdberoende osäkerhet = 3 mm/km. L är den mätta längden i km. C är centreringsosäkerheten = 2 mm. Detta ger:

$$u(L) = \sqrt{(2 + 3 * 0,2)^2 + 2^2} = 3,3 \text{ mm}$$

För en totalstation av klass T3 som använts som exempel för beräkningarna kan enkelt, med hjälp av osäkerhetsformlerna konstateras att vinkelmätning och längdmätning är likvärdiga upp till ca 200-300m. På längre avstånd blir längdmätning, och även statisk GNSS, mer fördelaktig. På korta avstånd som är typiska för bruksnät, och för detaljmätning, är det riktningsmätning som ger lägst mätosäkerhet.

Osäkerhet i höjdtåg

$$u(\Delta H) = A\sqrt{L} \text{ mm}$$

där $u(\Delta H)$ är standardosäkerheten för ett dubbelmätt höjdtåg med höjdskillnaden ΔH . A är en längdberoende osäkerhetsparameter som a-priori kan uppskattas till 1,0 mm/rot(km) för anslutningsnät och 2,0 mm /rot(km) för bruksnät. L är tåglängden i km.

För att uppskatta standardosäkerheter för enkelmätta tåg, ska ovanstående värden multipliceras med roten ur 2.

4.3.2 Utjämnning i flera steg

En nätutjämnning bör alltid genomföras stegvis för att i de olika stegen eliminera grova mätfel och eventuella felaktiga anslutningspunkter till nätet. De olika stegen är:

1. Fri nätutjämnning
2. Inpassning av det fritt utjämnade nätet på anslutningspunkterna
3. Fixering av anslutningspunkterna med kända koordinater
4. Slutlig utjämnning
5. Dokumentation och redovisning

En nätutjämnning inleds med en *fri nätutjämnning*. Utjämnningen avslöjar då eventuella brister i mätningarna utan inverkan av osäkerheter som finns i existerande referenssystem. Nätet ansluts till endast en känd punkt.

För ett terrestert mätt nät fixeras förutom en känd punkt också en orienterad riktning utgående från den kända punkten. Den orienterade riktningen erhålls via en andra känd punkt som ingått i riktningsmätningarna från den fixerade punkten i nätet.

Syftet med den fria utjämnningen är att alla grova mätfel ska upptäckas och elimineras så att endast tillfälliga slumpmässiga avvikelser återstår innan man går vidare till nästa steg i beräkningen för att kontrollera anslutningspunkterna.

Har de kända punkterna betraktats som nypunkter i den fria utjämnningen, kan nätet i nästa steg passas in i plan på kända lägen med hjälp av en likformighetstransformation, företrädesvis en Helmertstransformation. I höjd passas nätet in med hjälp av en translation, alternativt ett lutande plan. Fördelen med en *inpassning* i jämförelse med att gå direkt till nästa steg, fast nätutjämnning, är att felaktigheter i enstaka utgångspunkter enklare kan lokaliseras vid inpassning. Avvikande anslutningspunkter kontrolleras och utesluts eventuellt som anslutningspunkter samt beräknas som nypunkter i nätutjämnningen. Avvikelser i

anslutningspunkter kan bero på olika saker men en vanlig orsak är att markeringen har rubbats. Uteslutna anslutningspunkter och motiv för uteslutning ska alltid redovisas särskilt vid dokumentation av beräkningsresultatet. Stor försiktighet måste dock alltid iakttas vid uteslutning av anslutningspunkter. Om orsaken till avvikelserna inte kan förklaras med att punkten rubbats ur sitt ursprungliga läge måste bakomliggande orsaker utredas. Den mätning och beräkning som ligger till grund för de avvikande koordinaterna kan behöva kontrolleras.

Det slutliga steget i utjämningsprocessen är att ansluta nätet till alla omgivande stompunkter i överordnat system i en *fast nätutjämnning*. Resultatet är nu präglad av det anslutna referenssystemets osäkerheter kombinerat med mätningarnas slumpmässiga avvikelser. Kvarvarande oupptäckta grova fel i beräkningarna får i detta steg inte förekomma. Den fasta utjämnningen resulterar normalt i något större standardosäkerhet eftersom nya tillfälliga avvikelser som beror på de kända punkterna osäkerhet introducerats i utjämnningen.

Om viktsenhetens standardosäkerhet efter den fasta utjämnningen överskrider de maximala värdena i [tabell 4.3.3](#) kontrolleras i första hand om viktningen av observationerna är realistisk och rimlig. Om standardosäkerheten fortfarande efter kontroll av viktningen överskrider godtagbara värden måste vidare kontroller utföras.

Kontroll bör göras av observationernas residualer, [standardiserade residualer](#), samt standardosäkerhet i plankoordinater och höjder separat.

Värdet på de standardiserade residualerna ska vara < 1 för merparten av observationerna. Relationen mellan residualerna i plan och höjd bör uppvisa en balans så att inte den ena eller andra kraftigt överväger, vilket också är ett tecken på att viktningen inte återspeglar mätningarnas relativa osäkerhet.

För utvärdering av resultatet av en nätutjämnning är en korrekt *á-priori* viktning som motsvarar mätningarnas osäkerhet betydelsefull. Särskilt när samtidig utjämnning i plan och höjd utförs måste speciell omsorg ägnas åt att balansera viktningen så att den återspeglar plan- och höjdmätningens relativa osäkerhet på rätt sätt. Liksom vid utjämnning av GNSS-nät, avsnitt 3.3 är centreringsavvikelse av instrument och signaler ofta den svagaste länken i observationskedjan. Hänsyn till osäkerheten i dessa moment måste ingå i viktningen av observationerna.

Ett godtagbart resultat vid den slutliga nätutjämnningen är ett kvitto på att mätningen har utförts med omsorg och med tillämpning av etablerade mätrutiner och god mätsed. Detta är också en förutsättning för ett bra resultat vid all mätning.

4.3.3 Resultatutvärdering och kontroller

Användarmanualen för den programvara som används innehåller förklaring av de kvalitetsmått som används vid resultatredovisningen. För förståelse av dessa är det viktigt att noga läsa manualen. Vad som redovisas i olika programvaror kan variera något liksom hur de benämns i originalspråket och i olika översättningar till svenska som inte alltid är helt fackmannamässig.

Följande punkter är en sammanfattning av vilka resultat som normalt kontrolleras och redovisas i samband med en nätutjämnning:

- Nätets k -tal (relativ redundans)
- Viktsenhetens standardosäkerhet
- Mätningars residualer (eller förbättringar)
- Mätningars standardiserade residualer (eller förbättringar)
- Mätningars k -tal (lokal redundans)
- Inre och yttre tillförlitlighet
- Koordinaters standardosäkerheter

För redovisning i plan tillkommer osäkerhetsellipser.

Viktsenhetens standardosäkerhet

Viktsenhetens standardosäkerhet kallades tidigare "grundmedelfel". Viktsenhetens standardosäkerhet a posteriori (i efterhand) visar standardosäkerheten hos en mätning med vikten ett (1,00) och skall bli nära 1,00 om a priori viktsättningen avspeglar de korrekta mätosäkerheterna och att det inte finns något oupptäckt fel bland mätningarna.

Ett värde som vida överstiger 1,00 visar att antingen a priori viktsättningen är för optimistisk (a priori mätosäkerheterna är större än som antagits), eller att det finns ett oupptäckt fel bland mätningarna.

Statistiskt kontrolleras viktsenhetens standardosäkerhet med ett F -test för att fastställa, på vald konfidensnivå, huruvida två varianser är lika eller ej:

$$\frac{u_0^2(x)}{u^2(x)} \leq F_{0,95,\delta,\infty}$$

där $u_0^2(x)$ är viktsenhetens a posteriori standardosäkerhet i kvadrat och $u^2(x)$ är viktsenhetens a priori standardosäkerhet i kvadrat. Den senare är normalt = 1,00. Kvadrerad standardosäkerhet benämns *varians*. Det maximala värde (baserat på $F_{0,95,\delta,\infty}$) som viktsenhetens standardosäkerhet a posteriori bör ligga under beror på konfidensnivån (0,95 = 95 %), nätets överbestämningar (δ) och kan ses i [tabell 4.3.3](#). Se även redovisning av geodatakvalitetsfrågor i [Teknisk rapport 2016:1](#).

Tabell 4.3.3. Maximala värden för viktsenhetens standardosäkerhet (konfidensnivå 95 %) vid sträng utjämning av stomnät.

Antal överbestämningar	Maxvärde för viktsenhetens standardosäkerhet
1	1,96
2	1,73
3	1,61
4	1,54
5	1,49
7	1,42
10	1,35
15	1,29
20	1,25
30	1,21
50	1,16
70	1,14
100	1,11
200	1,08
500	1,05
∞	1,00

Mätningars residualer

Att ge råd om residualernas storlek är svårt då de är avhängiga flera osäkerhetskällor. En av dem är osäkerheten hos referenssystemet som de anslutits till, en annan är de kvalitetskrav som är ställda på genomförandet. Oavsett, så bör de vara jämnstora, dvs. ingen residual bör markant avvika från de övriga. Erfarenhet, egen eller andras, är här en viktig bedömningsfaktor. Följande avsnitt beskriver hur residualerna kan testas statistiskt.

Standardiserade residualer

Genom att dividera residualer med sina egna standardosäkerheter, fås standardiserade residualer:

$$\left| \frac{v}{u(v)} \right|$$

där v är residualen och $u(v)$ residualens standardosäkerhet. Symbolerna som omger kvoten ($| |$) anger absolutbelopp (för att undvika negativa värden).

Standardiserade residualer bör vara normalfördelade, vilket kan testas med ett standardiserat t -test för att avslöja eventuellt grovt fel i en enskilda mätning:

$$\left| \frac{v}{u(v)} \right| \leq t$$

Tre konfidensnivåer tillämpas vid testning; 68,3 %, 95,4 % och 99,7 %. Dessa tre motsvaras i stickprov med många mätningar (>30) av t -värdena 1, 2 och 3. t -värdena blir större om antalet mätningar är färre än ca 30, men värdena 1, 2 och 3 kan även då användas under förvändningen att testet genomförs "på säkra sidan". Följande gäller:

$$\left| \frac{v}{u(v)} \right| \leq \begin{cases} 1 - \text{nivå } 68,3 \% \\ 2 - \text{nivå } 95,4 \% \\ 3 - \text{nivå } 99,7 \% \end{cases}$$

Under förutsättningen att indata till utjämnningen betraktats som fri från grova fel och systematiska avvikelser, gäller för standardiserade residualen, att:

- För merparten av mätningarna (minst 68,3 %) ska den vara 1 eller mindre.
- För minst 95,4 % av mätningarna ska den vara 2 eller mindre.
- Om den är mellan 2 och 3 bör mätningen kontrolleras. Hittas inget grovt fel, godkänns mätningen.
- Om den är lika med eller större än 3 ska mätningen uteslutas.

Koordinaters standardosäkerhet

Liksom vid mätningars residualer, är det svårt att ge råd om koordinaters standardosäkerheter. Att de överlag är jämnstora är att föredra, för plannät även mellan koordinatkomponenterna. Storleken på osäkerheterna är avhängig referenssystemet som stompunkterna anslutits till och t.ex. på de kvalitetskrav som är ställda på genomförandet. Ett områdesbegränsat och väl genomfört stomnätprojekt kan mycket väl resultera i lokala lägesosäkerheter på millimeternivå.

Osäkerhetsellipser

Lägesosäkerheter i plan kan också redovisas med hjälp av osäkerhetsellipser. Den grafiska redovisningen kan snabbt visa på styrkor och

svagheter i lägesbestämningarna, både geometriska och mätningstekniska sådana.

Osäkerhetsellipsens centrum definieras här som medelpunkten mellan ellipsens fokalpunkter. Tillplattningen, excentriciteten, är ett mått på osäkerhetens dominerande riktning. Ju mer tillplattad en osäkerhetsellips är, desto mer vittnar den om osäkerhet i mätningarna, eller om brister i geometrin hos nätet. En ideal osäkerhetsellips går mot cirkelform. Oavsett form, så representerar arean hos en osäkerhetsellips konfidensnivån 39,3 %. För konfidensnivån 95 % måste ellipsens axelvärden multipliceras med faktorn 2,45.

Riktningen på osäkerhetsellipsens längsta axel (storaxeln) är en följd av relativt sämre geometri i den riktningen – t.ex. saknad mätning eller stom-/referenspunkt.

Tågformade nät och felsökning i slingor och dubbelmätningar

Nät som helt eller delvis utformas i form av tåg, t.ex. avväggningsnät enligt [avsnitt 2.2.4](#) eller polygonnät enligt [avsnitt 2.2.3](#), kan enkelt kontrolleras med slutningsfel i slingorna. Slingor för kontroll kan också skapas i alla typer av nät på olika sätt. I många programvaror finns funktioner som genererar slingor och redovisar slutningsfel i absoluta mått eller som relativa mått i form av ppm – d.v.s. avvikelse i mm/km – från startpunkt till slutpunkt i en slinga med minst tre sidor.

När det är möjligt att i näten bilda slutna slingor, finns alltid möjlighet att genomföra kontroller på dessa för att lokalisera grova fel. På motsvarande sätt kan kontroller utföras på tåg mellan kända punkter i nätet. För att utföra kontroller i slingor och på tåg mellan kända punkter i nätet kan tabellerna i [bilaga D.2](#) användas.

5 Användning av kombinerad teknik

Rekommendation

- a) Om, avvägning, GNSS-baslinjer och terrester mätning av vinklar och längder ingår i samma stornät bör de olika observationerna beräknas separat.
- b) Vid avvägning av punkter som ingår i ett GNSS-baslinjenät bör de avvägda punkterna fixeras som kända punkter i höjd vid beräkning av GNSS-nätet

Moderna nätutjämningsprogram tillåter att olika observationstyper blandas i samma nätberäkning. Således kan beräkningsprogrammet tillåta att GNSS-baslinjer, terrester mätning med totalstation i plan och höjd samt avvägning ingår i en gemensam nätutjämningsprogram. När olika observationstyper blandas blir emellertid viktningen av dessa relativt varandra komplicerad.

Vid beräkning av mätningar som kombinerar traditionella terrestra mätningar (vinklar, längder, höjdskillnader) och GNSS-baslinjer, bör baslinjemätningarna först utjämnas och kontrolleras separat i en fri utjämningsprogram. Det ger möjligheter att utvärdera om å-priori viktsättningen är realistisk i förhållande till de terrestra mätningarnas å-priorivikter. Om inte, bör GNSS-baslinjernas å-priorivikter skalas om för att bli jämförbara med de terrestra å-priorivikterna. Även eventuella skal- och orienteringsskillnader mellan de terrestra mätningarna och GNSS-mätningarna bör utredas innan de kombineras.

På grund av viktningens problematik rekommenderas att hantera beräkningarna separat så att avvägningarnas nät, terrestra nät och GNSS-baslinjenät beräknas var för sig. När gemensamma markeringar ingår i ett avvägningarnas nät och GNSS-nät eller terrester nät kan avvägningen beräknas i ett första steg varefter de avvägda höjderna används som anslutningspunkter i höjd vid fortsatt nätberäkning.

6 Modern stornätsförvaltning

6.1 Underhåll av stornät

Krav

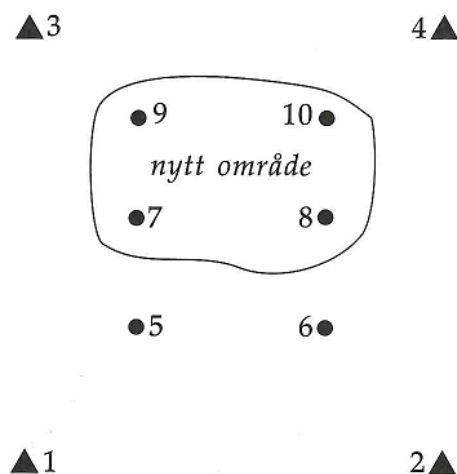
- a) Mätningar för underhåll och förtätning av stornät ska vid terrestra mätningar genomföras enligt [kapitel 4](#) och vid GNSS-mätningar genomföras enligt [kapitel 3](#).

Rekommendation

- a) Terrestert mätta stornät i höjd bör inte underhållas eller kompletteras med GNSS-mätningar.

GNSS-mätningar kan, där det är lämpligt, underhållas och förtätas med terrestra mätningar, liksom att terrestra mätningar i plan kan, när det är lämpligt, underhållas och förtätas med GNSS-mätningar.

Vid förtätning av stornät i plan är det lämpligt att strategiska punkter som stärker nätets närsamband (geometri) och punkter som skapar bra fjärrsamband (med anslutningsnät) väljs. Anslutningsstrategin bör ske i två steg enligt exemplet i figur 5.2.



Figur 6.1. Förtätning av existerande nät.

I figur 5.2 har punkterna 5–8 bestämts med hjälp av mätningar mot punkterna 1–4 i existerande referenssystem. Utökning av nätet med punkterna 9 och 10 är önskvärt.

Mätningar bör då planeras så att de genomförs dels mot 7 och 8 (för närsambandet) och dels mot punkterna 1-4 (för fjärrsambandet).

6.2 Stomnätsstrategier

Rekommendation

- a) Varje stomnätsägare rekommenderas att upprätta en plan för hur det lokala geodetiska stomnätet bör underhållas och utvecklas. En stomnätsstrategi bör ta upp:
- inom vilka delar av verksamhetsområdet det finns behov att underhålla stomnät i plan och höjd och på vilket sätt underhållet ska ske.
 - vilken beredskap som finnas att vid behov nyetablera stomnät.
 - specifikt vilket behov som finns att komplettera och underhålla ett fast markerat höjdfixnät med anslutning till riksavvägningsnätet.
 - vilken kompetens som finns inom organisationen för att i egen regi underhålla stomnät eller upphandla stomnätarbeten.
 - hur eventuell samverkan med Lantmäteriet och andra intressenter vid uppbyggnad och underhåll av en gemensam mätningsteknisk infrastruktur ska organiseras.

6.2.1 Behovet av stomnät

Övergången till SWEREF 99 och RH 2000 samt utbyggnaden av den nationella mätningstekniska infrastrukturen har gjort att behoven av stomnät har förändrats. Numera är georeferering i de nationella referenssystemen möjlig att utföra med liten absolut lägesosäkerhet utan tillgång till fast markerade stompunkter – naturligtvis under förutsättning av god satellittillgänglighet.

Utvecklingen har gjort att stomnätsunderhållet har kunnat minskas och många stomnätsägare har mer eller mindre upphört att underhålla de lokala stomnäten. Ofta har underhållet minskat och upphört successivt utan att något strategiskt beslut om detta har tagits.

För många tillämpningar och mätningssituationer behövs dock fortfarande stomnät. När satellittillgängligheten saknas eller hindras samt när kraven på lokal lägesosäkerhet mellan inmätta objekt är höga räcker inte alltid GNSS-tekniken till. Många gånger är också mätning med totalstation från markerade punkter mer tillförlitlig eller arbetseffektiv.

När det gäller underlaget för mätning av höjder med liten osäkerhet är GNSS-tekniken också mer osäker. Behovet att bevara och underhålla ett höjdfixnät uppfattas därför många gånger fortfarande viktigt.

Behovet att underhålla stomnät i plan och eller höjd varierar också kraftigt beroende på om det är fråga om tätort eller landsbygd och kan också förändras med tiden. Särskilda behov kan uppstå i samband med samhällsutvecklingen eller i anslutning till särskilda byggprojekt som ställer krav på en utbyggnad av mätningsteknisk infrastruktur.

En stomnätsstrategi bör ta upp det aktuella behovet av stompunkter i både plan och höjd men också beakta vilken beredskap som behövs för att möta framtida uppkommande behov av komplettering eller nyetablering. I samband med detta är det också viktigt att ansvariga organisationer ser över den mätningstekniska kompetensen och beredskapen att själv utföra eller upphandla nödvändiga mätningssupdrag.

6.2.2 Status för lokala stomnät

De transformations samband som skapades för transformation till SWEREF 99 baserades på inmätning av ett urval av befintliga stompunkter. Inmätningen utfördes med statisk GNSS-alternativt nätverks-RTK med återbesök, enligt [avsnitt 3.5](#), som ger ungefär likvärdig absolut osäkerhet i SWEREF 99.

Transformation av de lokala stomnäten till SWEREF 99 har således resulterat i ett relativt glest nät av passpunkter som är mätta och beräknade i SWEREF 99 med liten absolut lägesosäkerhet. Övriga punkter i stomnäten har därefter koordinatsatts och korrigerats för geometriska deformationer i det gamla nätet. Den absoluta lägesosäkerheten har härigenom förbättrats något medan den lokala lägesosäkerheten mellan närbelägna punkter och övriga objekt som mätts in ifrån dessa punkter i huvudsak är oförändrad.

Transformationsförfarandet har inneburit att de gamla stomnäten i princip kan användas på samma sätt som tidigare för detaljmätning med god lokal lägesosäkerhet och överensstämmelse med objekt som mätts in före övergången till SWEREF 99. Den korrektionsmodell som använts har emellertid endast delvis kunnat korrigera för geometrifel i stomnätet varför de transformerade näten fortfarande innehåller geometriska deformationer. Om de transformerade punkterna används som utgångspunkter vid förtätning och komplettering av stomnät finns en risk att dessa deformationer permanentas.

När det gäller stomnät i höjd är situationen att många kommuner har räknat om sina höjdfixnät i det nya höjdsystemen och anslutit till riksavvägningens punkter medan det i andra kommuner saknats underlag för ny beräkning. I de kommuner där de kommunala höjdfixnäten inte

har räknats om är man i större utsträckning beroende av höjdfixarna i riksavvägningsnätet. Dessa punkter är därför viktiga att bevara och skydda.

Det nationella referensnätet i höjd – riksavvägningen – är i princip heltäckande och berör i det närmaste samtliga tätorter i landet men utglesning av nätet sker genom att markeringar efterhand förstörs i samband med byggnadsverksamhet och schaktning.

I en stomnätstrategi bör behovet av höjdfixnät särskilt beaktas och befintliga utgångspunkter i riksavvägningsnätet som kan användas för anslutning av höjdnäten bör bevaras och skyddas.

6.2.3 Behovsanpassad stomnätsstrategi

Beroende på lokala förutsättningar och behov kan en stomnätsstrategi se ut på olika sätt. Olika parametrar att ta hänsyn till kan vara:

- Vilken nationell mätningsteknisk infrastruktur som finns när det gäller tillgång till referensstationer, markerade punkter, RIX 95, och utbredning av riksavvägningsnätet inom verksamhetsområdet.
- Om lokala anslutningsnät i SWEREF 99 och RH 2000 finns etablerade och i så fall vilken omfattning dessa har.
- På vilket sätt övergången till SWEREF 99 och RH 2000 har gjorts och vilket mätningsunderlag som låg till grund för övergången.
- Hur de lokala stomnäten i plan och höjd är uppbyggda och används i den dagliga mättningsverksamheten.
- På vilket sätt inmätning och utsättning i plan och höjd görs idag inom tätort och glesbygd
- Hur och i vilken omfattning det lokala stomnätet underhålls
- Vilket behov av stomnät i plan och höjd som finns idag och vilket framtida behov som kan förväntas med anledning av samhällsutveckling, teknikutveckling eller annat.
- Vilken kompetens och vilka resurser som finns att utföra stomnätsarbeten i egen regi eller att upphandla stomnätsarbeten.
- Vilka möjligheter till samverkan med lantmäteriet, med grannkommuner och andra intressenter som kan finnas.

7 Referenser/Läs mer

7.1 Stommätning

På Lantmäteriets webbplats finns bakgrundsinformation kring den svenska geodetiska infrastrukturen: <http://www.lantmateriet.se/geodesi>

Branschspecifika dokument med specifikationer för stommätning och stompunkter finns i:

- SIS (2016): Teknisk specifikation [SIS-TS 21143:2016](#), *Byggmätning – Geodetisk mätning, beräkning och redovisning av byggnadsverk och infrastruktur*, Swedish Standards Institute.
- Svensk geoprocess (2017), [Geodataspecifikation Stompunkter](#)

Tekniska rapporter utgivna av Lantmäteriet:

- Ågren J & Engberg L E (2010): *Om behovet av nationell geodetisk infrastruktur och dess förvaltning i framtiden*. [LMV-rapport 2010:11](#), Lantmäteriet, Gävle
- Persson C-G, Lithén T, Lönnberg G & Svärd T (2015): *Terminologi principer och trender inom geodatakvalitet*. [Teknisk rapport 2015:1](#), Lantmäteriet, Gävle.
- Persson C-G & Lithén T (2016): *Hantering av lägesosäkerhet i geodata – igår och idag*. [Teknisk rapport 2016:1](#), Lantmäteriet, Gävle.
- Persson, C-G (2016): *Standardosäkerheter, konfidensintervall m.m. vid positionsbestämning i 1D, 2D och 3D*. [Teknisk rapport 2016:2](#), Lantmäteriet, Gävle.

7.2 Stomnätsstrategier

Exempel på strategier för uppbyggnad och underhåll av stomnät finns redovisade på Sveriges Kommuner och Landstings hemsida:

- Gemensamt framtagna [riktlinjer](#) för Stockholms, Göteborgs och Malmö kommuner.
- [Sammanfattning](#) av strategidokument för Falköpings kommun.

Exempel på mätmetodik som anpassats för modern stomnätsförvaltning:

- Jansson, P och Lundgren Nilsson, L (2015): *Stomnätsstrategi - In för en framtida kommunal stomnätsstrategi i plan*. SINUS nr 3, 2015. <http://www.skmf.nu/attachments/article/77/Stomnatsstrategi.pdf>

Bilaga A Förväntad lägesosäkerhet

A.1 Stommätning med GNSS-teknik

Tabell A.1.1. Förväntad lägesosäkerhet för punkter i anslutningsnät bestämda med GNSS-teknik.

Baslinjelängd [km]	Förväntad absolut och lokal lägesosäkerhet			
	Plan	Höjd	Höjd*	Observationstid
0-10km	0.006m	0,015m	0,008m	45-60min
10-20km	0.008m	0.015m	-	120-180min

*) Förutsätter avvägt höjdstöd av minst tre avvägda anslutningspunkter eller var 5:e punkt

Tabell A.1.2. Förväntad lägesosäkerhet för punkter i bruksnät bestämda med GNSS-teknik.

Baslinjelängd [m]	Förväntad lokal lägesosäkerhet			
	Plan	Höjd	Höjd*	Observationstid
0-200m	0.004m	0,010m	0,006m	20-30min
200-500m	0.005m	0.010m	0,008m	30-45min

*) Förutsätter avvägt höjdstöd av minst tre avvägda anslutningspunkter med osäkerhet i höjd <0,005

Tabell A.1.3 Förväntad lägesosäkerhet för enskild punkt bestämd med GNSS-teknik.

Avstånd i referensnät [km]	Förväntad absolut lägesosäkerhet		
	Plan	Höjd	Metod
< 35 km	0.006m	0,012m	Statiskt 3h
< 70 km	0.008m	0.015m	Statiskt 4h
< 35 km	0,010m	-	RTK med återbesök
< 70 km	0,015m	-	RTK med återbesök

A.2 Stommätning med terrester teknik

Tabell A.2.1. Förväntad lägesosäkerhet i plan och höjd för bruksnät bestämda med terrester mätning.

	Förväntad lokal lägesosäkerhet	
	Plan	Höjd (trigonometriskt)
Bruksnät	0.005m	0,010m
Specialnät	≤ 0,003m	≤0,003m

Tabell A.2.2. Förväntad lägesosäkerhet i plan och höjd för stommätning med avvägning.

	Förväntad lokal lägesosäkerhet	
	Plan*	Höjd
Finavvägning	-	0,002m
Standardavvägning	-	0.005m

*) Planläge mäts med varierande teknik. Kan också med fördel kombineras med gemensamma markeringar för plan/höjdnät

Bilaga B Produktionsdokumentation

Dokumentation av mätprocessen är en förutsättning för spårbarhet, egenkontroll och kvalitetsbedömning av produktionsresultaten, samt ökar möjligheterna att uppfylla beställarkraven och rapportera eventuella avvikelser.

B.1 är ett utgångsförslag på vilken dokumentation som ett stommätningensprojekt kan innefatta, men bör anpassas till beställarkraven och uppdragets omfattning. Dokumentationskrav kan formuleras av beställare i en teknisk specifikation, se [HMK - Kravställning vid geodetisk mätning 2017](#).

B.1 Stommätning

Allmän information om uppdraget

- a) Beskrivning av uppdraget med kommentarer. Syftet med stommätningensuppdraget och stommätningenskategori - anslutningsnät, bruksnät samt stommätningstyp GNSS-nät, Avvägningsnät, terrestert nät eller specialnät.
- b) Beställarens kvalitetskrav på slutprodukten
- c) Uppdragsorganisation - beställare utförare och kontaktuppgifter samt eventuella verifieringar av kompetenskrav
- d) Tidplanering för mätningens genomförande och tillgänglig mätningenspersonal och instrumentutrustning.
- e) Förteckning över levererade data

Utgångsmaterial

- a) Områdesavgränsning
- b) Nätsskiss med samtliga punkter inlagda.
- c) Tillgängliga utgångspunkter för nätberäkningen samt bedömning av dess tillgänglighet och kvalitet.
- d) Rekognosering av punktlägen för nypunkter, markeringsätt och eventuella punktbeskrivningar,
- e) Val av mätmetod och mätutrustning samt verifiering av instrumentkontroller och kalibrering av instrument och utrustning som kommer till användning i projektet.
- f) Bedömning av nätutformningens geometri, tillförlitlighet och kvalitet - erforderliga mätningar och resultat av eventuell nätsimulering.

Planering och genomförande av mätningen

- a) Tidsplanering
- b) Dokumentation av fältmätning i fältprotokoll. Alla fältprotokoll skannas i original för slutredovisning.
- c) Vid GNSS-mätning sessionsplan med redovisning av punktidentitet, datafiler, filnamn, använda instrument start- och stopp-tider, antennhöjds-mätning och ARP.
- d) Vid GNSS-mätning mättingsprotokoll för varje uppställning och session enligt sessionsplan samt anteckning om mättningsförhållanden, väderlek siktförhållanden och eventuella problem eller avvikelser under mätningen.

Beräkningsdokumentation bör innehålla.

- a) Datafiler i originalformat och för GNSS-mätning även alla datafiler konverterade till RINEX-format
- b) Vid statisk mätning bör resultat av baslinjeberäkning med kvalitetsuppgifter för samtliga baslinjer, såväl använda som vid nätutjämnings utslutna baslinjer redovisas.
- c) Resultat av en fri nätutjämnings samt inpassning på kända utgångspunkter.
- d) Nätutjämningsrapport från beräkningsprogrammet.
- e) Viktning av observationer före utjämnings
- f) Resultaterande standardosäkerhet för viktsenheten.
- g) Standardiserade förbättringar och förbättringar i absoluta mått för samtliga observationer.
- h) Motiv för eventuell utslutning av observationer och/eller anslutningspunkter.
- i) Resultat av kontrollmätning
- j) Punktlista med beräknade koordinater med uppgift om referenssystem i plan och höjd samt projektion och använd geoidmodell för höjder mätta med GNSS-teknik.

Slutlig resultatredovisning bör omfatta.

- a) Skriven redovisning av stomnätprojektets genomförande omfattande dess planering, genomförande och resultat. Eventuella avvikelser från beställarkrav i projektbeställningen och motiv för dessa redovisas särskilt.
- b) Övrig redovisning enligt projektbeställning.

Bilaga C Grundkrav i dokumentet

[Krav 1.4 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2 a-e](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.1 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.1 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.1.2 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.1.2 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.2 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.2 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.2.2 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.2.2 a-f](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.2.3 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.2.3 a-h](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.2.4 a-e](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.3 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 2.3.1 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.3.2 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.3.3 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 2.3.4 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 3.1 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.1 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 3.1.1 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.1.1 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.1.2 a-f](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.1.3 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 3.2 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.2 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 3.3 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.3 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.4 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 3.5 a-c](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 4 a-g](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 4 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 5 a-b](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Krav 6.1 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 6.1 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

[Rekommendation 6.2 a](#) i *HMK-Stom 2017* gäller

Bilaga D Kontroll

D.1 Kontroll och justering av instrument

D1.1 GNSS-mottagare

Regelbunden kontroll

- Service och kontroll av GNSS-mottagare ska på verkstad minst en gång per år och i övrigt när antennmodell eller geoidmodell behöver uppdateras.

Innan mätprojekt påbörjas kontrolleras att

- rätt antennmodell används för samtliga mottagare.
- parametervärden i mottagarens mätprofil innehåller rätt värden.
- rätt geoidmodell finns tillgänglig i mottagare och beräkningsprogram.
- batterier är fulladdade och att reservbatterier finns tillgängliga
- kablar och kopplingar fungerar.
- stativ och centreringsutrustningar är oskadade och kontrollerade.
- vattenpass är justerade.
- vid detaljmätning att lodsstavar är oskadade.
- att start av dataloggning fungerar för alla mottagare.

Vid uppstart av varje mätsession kontrolleras

- att mätband för mätning av instrumenthöjd finns tillgängligt.
- att protokoll finns tillgängliga för dokumentation av sessionen.
- centrering över markeringen före under och efter mätsession.
- antennhöjd före och efter mätsession.

D.1.2 Totalstation

Totalstation som används för geodetisk mätning ska vara kontrollerade och justerade för vinkelmättningsfel samt kalibrerad för eliminering av längdmättningsfel.

Instrumentfel vinkelmätning

De instrumentfel som är typiska för vinkelmättningsinstrument elimineras i stor utsträckning som framgår av tabell D1.1 genom medeltalsbildning när riktningsmätningen utförs i båda cirkellägena. Vid all stommätning ska mätningarna därför satsmätning tillämpas.

Vid detaljmätning behöver normalt inte satsmätning göras under förutsättning att instrumentfelen tas om hand genom kalibrering av riktningsmätningen i samband med varje uppställning samt att övriga fel är kontrollerade och korrigerade till "tillåten storlek".

Tabell D1.1 Instrumentfel vid vinkelmätning med totalstation eller teodolit

Typ av fel	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll Justering
Vattenpass feljusterade	Ett skalstreck	Vertikalvinkeln inte lodrätt. Horisontalvinkelfel (större vid branta sikter)	Blåsan ska stå i samma läge när instrumentet vrids runt	Varje uppställning
Feljusterat optiskt lod	1 mm	Excentrisk uppställning	Går inte att justera i samband med mätning	Felet kontrolleras och justeras i kontrollbänk
Trådkorsets orienteringsfel (vridet)	---	Trådarna ej horisontella/vertikala. Ger fel i vinkelmätning vid manuell inriktning	Använd centrum av trådkors vid inriktning	Kontrolleras och justeras av serviceverkstad
Kollimationsfel i sidled	5 mgon	Horisontalvinkelfel vid höjdskillnad mellan objekt	Elimineras vid helsatsmätning	Kontrolleras vid varje mätning Kalibreras och justeras elektroniskt vid varje uppställning
Kollimationsfel i höjded (indexfel)	5 mgon	Vertikalvinkel fel vid mätning i halvsats	Elimineras vid helsatsmätning	Kontrolleras vid varje mätning Kalibreras och justeras elektroniskt vid varje uppställning
Horisontalcirkeln excentrisk	Maximalt vinkelfel 5 mgon	Felaktig horisontalvinkelmätning	Elimineras vid helsatsmätning	Kalibreras och kompenseras elektroniskt vid helsatsmätning
Horisontalaxeln lutar (kippaxelfel)	5 mgon vid vertikalvinkel 30 gom	Felaktig horisontalvinkelmätning. Felet ökar vid lutande sikter	Elimineras vid helsatsmätning	Kalibreras och kompenseras elektroniskt vid helsatsmätning. Kontrolleras på instrumentverkstad

Instrumentfel längdmätning

Instrumentfel och kontroller som behöver beaktas vid längdmätning med totalstation.

Tabell D1.2 Instrumentfel längdmätning sinstrument

Typ av fel	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll Justering
Frekvensfel	1 ppm	Skalfel i mätt längd	Korrektion kan utföras vid beräkning	Frekvenskontroll vid årlig verksandsservice

Typ av fel	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll Justering
Cykliskt fel	Amplitud < 2 mm	Periodiskt över våglängden varierande fel	Korrigeras oftast inte. Hanteras som slumpmässigt fel	Kontrolleras i samband med kalibrering av nollpunktsfel
Pekfel	2-3 mm	Slumpmässigt fel vid slarvig inriktning	Mätning mot max retursignal	Parallellställning av kinarinstrument och EDM-signal vid verkstadsservice

Nollpunktsfelet är ett konstant fel i varje mätning som är en kombination av instrumentkonstant och felaktig prismakonstant. Felet bör alltid korrigeras som ett tillägg till den prismakonstant som gäller för aktuell mätning. Kontroll av nollpunktsfelet kan göras genom mätning av kända längder eller genom att dela upp ett avstånd i delar som mäts i alla kombinationer.

En felaktig modulationsfrekvens och våglängd för mätsignalen ger ett skalfel som ökar med mätt avstånd. Felet mäts upp och åtgärdas i samband med servicekontroll av instrument.

Det cykliska längdmättningsfelet varierar inom modulationsfasen och innebär att felet varierar periodiskt med olika avstånd.

Pekfel kan förekomma när instrumentets mottagardiod inte är jämnt exponerad av retursignalen från reflektorn. Pekfelens storlek är unika för varje instrument. Felet uppträder som en ökning av det slumpmässiga felet och kan minskas genom noggrann och upprepad inriktning mot reflektorn samt medeltalsbildning.

D.1.3 Avvägningsinstrument

Beroende på användningsområde finns olika kvalitetskrav för avvägningsinstrument. Indelning kan göras i olika klasser enligt tabell D.1.3.

Tabell D.1.3: Instrumentfel avvägningsutrustning

Typ av fel	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll Justering
Kollimationsfel	1 mm/50m vid planplatta 3mm/50m utan planplatta	Fel höjdskillnad vid olika avläsningsavstånd bakåt/framåt	Samma avstånd vid avläsning bakåt/framåt	Kontrolleras före varje mätupdrag och en gång per vecka
Kompensatorfel	---	Siktlinjen är inte horisontell	Går inte. Instrumentet behöver åtgärdas	Funktionskontroll vid varje instrumentuppställning

Typ av fel	Tillåten storlek	Inverkan av fel	Elimination	Kontroll Justering
Graderingsfel avvägningsstång	Invarstång 0,01mm Övriga stänger 0,1-1mm	Felaktig avläsning	Kräver kalibreringstabell	Uppmätning av skalan
Stången lutar	---	Felaktig avläsning	Går ej	Vattenpass kontrolleras dagligen, Justeras vid behov

Vid finavvägning med precisionsinstrument används invarstänger som numera vanligtvis är försedda med streckkodsgradering för digital avläsning. Äldre utrustning med optisk avläsning av en analogt graderad skala kräver vid finavvägning att instrumentet är utrustat med planglasplatta samt mikrometerskruv för avläsning med tillräcklig upplösning (<0,1mm).

D.1.4 Övrig utrustning vid geodetisk mätning

Geodetisk mätning förutsätter förutom mätinstrument också kringutrustning av olika slag som kräver kvalitetskontroll i större eller mindre utsträckning:

Sådan utrustning utgörs av:

- Stativ
- Trefötter med optiskt lod
- Lodstavar för reflektor och/eller GNSS-antenn
- Reflektorprismor
- Mätreflexer
- Signaltavlor
- Mätband
- Laserlängdmätare
- Termometer
- Barometer

En av viktig del i det som benämns god mätsed är att vårda, kontrollera och ta väl hand om mätinstrument och mätutrustning. Detta gäller självfallet all utrustning, men särskilt kritiskt och en vanlig källa till mätfel är dålig status på centreringsutrustningen som består av stativ och trefot och optiskt lod.

Ett instrumentstativ måste kunna sällas upp stabilt. Stativbenen ska vara oskadade. Teleskopfunktionen ska fungera smidigt. Inga glapp får förekomma i fästpunkter vid stativfoten eller vid stativplattan. Fästskruvarna för stativbenen ska vara funktionella. Särskilt stativ som används för vinkelmätning ska vara tillverkade av ett material (trä) som

inte vrider sig vid uppvärmning av solen. En obetydlig vridning av instrumentuppställningen kan ge upphov till ett stort inriktningsfel vid vinkelmätning. Slitna och instabila stativ ska inte användas för geodetisk mätning och bör kasseras och bytas ut.

Trefoten som används för montering av mätinstrument är en annan kritisk länk i mätkedjan. Ett fel i det optiska lodet eller annan lodningsutrustning innebär en excentrisk uppställning. Lodet i trefoten kontrolleras enklast i en testbänk som bör finnas hos alla mättningsorganisationer. Vattenpass doslibeller och lod ska vid behov justeras så att det horisontella centreringsfelet i testbänk < 1mm. Kontroll bör göras före och efter varje mättningsuppdrag eller en gång per vecka samt efter längre transporter.

Horisonteringskruvarna på trefoten är kritiska och får inte glappa. Låset som fäster instrumentet i trefoten med sina tre pinnar ska låsa instrumentet stabilt. En trefot är liksom en totalstation ett precisionsinstrument och bör därför regelbundet lämnas för service och utbyte av slitna detaljer, alternativt bytas ut.

D.2 Kontroll av mätningar

Toleranserna vid kontroll av enskilda mätningar är av typen varningsgränser typ II (2σ) och kassationsgränser typ III (2σ). Kontrollerna görs tidigt i ett mätprojekt och vid överskridande bör åtgärd vidtas – ommätning eller om överskridandet beror på felaktiga anslutningspunkter att dessa utgår eller ersätts.

D.2.1 GNSS-baslinjer

Kontroll av baslinjer kan göras antingen genom jämförelse av dubbelmätta baslinjer eller genom beräkning av slutningsfel i slingor. Baslinjer som har större differenser än varningsgränsen enligt tabell D2.1 respektive tabell D2.2 bör kontrolleras och åtgärdas. Om inget fel upptäcks behålls baslinjen om differenserna är mindre än kassationsgränsen, annars utesluts den.

Dubbelmätta baslinjer

Tabell D2.1.: Konstanter till toleranser för dubbelmätta baslinjer

	Varningsgräns		Kassationsgräns	
	a (mm)	b mm	a mm	b mm
Norr	10	2	15	3
Öster	6	2	9	3

Upp	20	3	30	5
Plan	11	3	15	4
3D	23	4	30	6

Baslinjen kontrolleras mot följande tolerans (T_d):

$$T_d = a + bL_{\text{mm}}$$

där L är baslinjelängden i km. Parametrarna a och b fås ur tabellen

Vid överskridande av varningsgränsen bör baslinjen noggrant kontrolleras. Upptäcks ingen felaktighet behålls baslinjen om felet är under kassationsgränsen.

Slutningsfel i slingor

Tabell D2.2. Parametrar till toleranser för slutningsfel i slingor (ppm = mm/km).

	Varningsgräns		Kassationsgräns	
	a mm	b ppm	a mm	b ppm
Norr	8	1,6	11	2,4
Öster	5	1,6	7	2,4
Upp	15	2,7	22	4,1
Plan	8	2,1	11	2,9
3D	17	3,4	22	4,6

Slutningsfel i slingor kan kontrolleras mot följande tolerans (T_s):

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

där n är antalet baslinjer i slingan, L är slingans totala längd i km. Parametrarna a och b fås ur tabell D2.2.

Kontrollmätning med längdmätninginstrument

Vid kontrollmätning av statistiskt mätta GNSS-baslinjer kan varningsgränsen anges enligt formeln:

$$d = 7 + 3L$$

Differensen ska beräknas utifrån direkt observerade baslinjelängd och mätt längd. Om jämförelsen görs med utgångspunkt från beräknade

koordinater i projektionsplanet måste projektionskorrektioner beaktas vid kontrollen.

D.2.2 Terrester mätning

Riktningsmätning med totalstation

Antalet objekt och helsatser påverkar tiden för mätningarna och med ökat avstånd ökar effekten av atmosfärens påverkan – med större mätbrus som följd i båda fallen. På korta avstånd tillkommer att inriktningen mitt i signalen på grund av kikarens förstoring blir oskarp. På grund av mycket skiftande förhållanden i de enskilda fallen är det svårt att ställa upp strikta toleransnivåer.

Erfarenhetstalen enligt tabell D2.3 kan användas som tumregler för spridningen mellan vinkelmätningssatserna. Olika förhållanden i de enskilda fallen måste tillåtas få inflytande på toleransnivån.

Tabell D2.3: Tumregler nivå II (varningsgräns) för kontroll av riktningsmätning i plana stomnät.

Alt.	Siktlängder	Antal objekt	Antal helsatser	Maximal spridning (mgon)
1	100-200m	2-3	2	1,5
2	500-1000m	3-4	4	2,0

De två alternativen i tabellen associeras till:

- 1) Riktningsmätning i bruksnät
- 2) Anslutningsmätning av bruksnät

Dubbelmätta längder

Toleransgräns på nivå II (2σ) för en dubbelmätt länd kan beräknas ur formeln:

$$L1 - L2 \leq 2(\sqrt{2}\sigma_L) \approx 2,8\sigma_L$$

Där σ_L är standardosäkerheten i den enskilda mätningen och $\sqrt{2}\sigma_L$ är standardosäkerheten i differensen mellan mätningarna.

Utgående från längdmätning med totalstation av olika klass enligt [tabell 2.3.2](#) och med hänsyn till att beräkningen enligt formeln i praktiken ger ett generöst värde har tabellen D2.4 konstruerats:

Tabell D2.4: Maximala avvikelser nivå II (varningsgräns) för dubbelmätta längder

Mätt längd (m)	Totalstation enligt tabell 2.3.3		
	T2 1mm + 2ppm	T3 2mm+3ppm	T4 5mm+5ppm
500	5	8	20
1000	8	14	25
2000	15	20	35

Det kan också noteras att för alla vanliga tillämpningar har GNSS-teknik ersatt terrester teknik för anslutningsnät varför länder över 1km med totalstation är ovanligt förekommande. Avstånd mellan punkter i bruksnät är normalt <500m.

Dubbelmätta höjdskillnader

På samma sätt som för dubbelmätta längder kan en tolerans för dubbelmätta höjdskillnader konstrueras. Vid höjdmätning förutsätts emellertid att varje höjdskillnad utgörs av medelvärdet av två bestämningar varför sambandet blir något annorlunda.

$$dH1 - dH2 \leq 4\sigma_{dH}$$

Med tillämpning av de angivna mätosäkerheterna för de avvägningsinstrument enligt [avsnitt 2.3.3](#) som gäller för anslutningsnät och bruksnät erhålls maximala avvikelser enligt tabell

Tabell D2.5: Maximala avvikelser nivå II (varningsgräns) för dubbelmätta höjdskillnader

Typ av nät	Instrument (avsnitt 2.3.3)	Maximal avvikelse (mm)
Anslutningsnät	A1	$4\sqrt{L}$
Bruksnät	A4	$12\sqrt{L}$

Om trigonometrisk höjdmätning tillämpas måste korrektion för jordrundning och refraktion påföras de två höjdskillnaderna före jämförelsen. Korresponderande mätning betraktas och beräknas som två enkelbestämningar.

D.2.3 Kontroll före utjämning

Vinkelslutningsavvikelser

Beräkning av vinkelslutningsavvikelse i ett terrestert mätt stomnät är en bra kontroll före utjämning. Förbättringarna från en sträng utjämning kan vara svåra att utvärdera i nät som innehåller tåg och utjämnas med elementutjämning på samma sätt som triangelnätsutformade bruksnät. Kontroll av slutningsavvikelser är då ett bra komplement.

Tabell D2.6: Tumregler (II) för kontroll av vinkelslutningsavvikelse i plana stomnät.

Alt.	Genomsnittlig Sikt-längd	Antal helsatser	Maximal avvikelse (mgon)
1	200m	2	$3\sqrt{n}$
2	500m	4	$2\sqrt{n}$

Där värdet på n i tabellen är antalet brytpunkter i slingan.

De två alternativen i tabellen kan associeras till:

- 1) Terrestert bruksnät med siktlängder 100-300m
- 2) Anslutningsmätning av bruksnät med siktlängder ca500m

Mätinstrument som avvikelserna är beräknade för är totalstation T3 enligt avsnitt 2.3.2. Osäkerhet i centrering skattas till 2-3mm

I en sluten slinga ska vinkelsumman av innervinklarna vara $200(n-2)$ och för yttervinklarna $200(n+2)$.

D.2.4 Nätutjämning

Toleranser för standardiserade förbättringar från nätutjämningen är:

- Varningsgräns = 2
- Kassationsgräns = 3

Mätningar med standardiserade förbättringar >2 bör undersökas och om möjligt åtgärdas. Om ingen orsak till överskridandet hittas behålls mätningen om den standardiserade förbättringen är <3 , annars utesluts den.

Här förutsätts att utjämningen gjorts med de á-priori mätosäkerhetsvärden som gäller för respektive mätmetod

Ett överskridande av varningsgränsen bero på något av följande:

- 1) Nätet innehåller oupptäckta mätfel

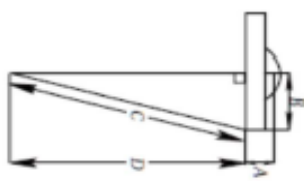
- 2) De fasta anslutningspunkter som fixerats är av dålig kvalitet (i plan och/eller höjd) eller någon anslutningspunkt är felaktig.
- 3) Vid viktning av mätningarna har mätosäkerheten överskattats. De standardvärden som angett bör därför alltid kontrolleras

Vid samtidig utjämning av stomnät i plan och höjd bör de standardiserade förbättringarna för plan och höjdmätning vara i samma storlek. Om utjämningen i t.ex. höjd får kraftigt avvikande förbättringar jämfört med de plana observationerna finns en obalans i viktningen som måste åtgärdas.

Bilaga E Protokoll Statisk GNSS-mätning

Exempel på utformning av fältprotokoll:

Datum (år-månad-ogg)		Dag nr:	Räddarsfil förnamn	FINEX	Plats för mätningen	Punktnr
Statisk GNSS-mätning						
Mottagare typ och identifikat:						
Antenntyp och identifikat:						
ANTENNHÖJDSMÄTNING						
Start av session						
A						
B						
C						
D						
Slut av session						
A						
B						
C						
D						
Antennhöjd (Start+Slut)/2						
B						
C						
ARP						



A = Avstånd från ARP till antennisfästcentrum
 B = Antennhöjd
 C = Lutande avstånd från ARP till punktmarkering
 D = Vertikalt avstånd = ARP höjd över punkten

Anteckningar/ kommentarer

Siktlinjer

