

Teknisk rapport 2019:1

Mätning och redovisning av bygg- och anläggnings- objekt

- med tonvikt på långsträckta objekt i 3D

Clas-Göran Persson



Förord

Denna skrift inom HMK:s serie [Tekniska rapporter](#) behandlar primärt mätning och redovisning av långsträckta, tre-dimensionella bygg- och anläggningsobjekt – men andra aspekter på mätning i sådana sammanhang tas också upp.

Även om syftet är att ge en utförligare beskrivning av detta område än vad som är möjligt i en handbok får rapporten ändå mest sägas vara av orienterande karaktär. Den redovisar **vad** som måste beaktas och hanteras men anger inte alltid detaljerade lösningar för exakt **hur** detta bör ske.

Det beror dels på att hanteringen är ganska komplicerad, dels på att detta är ett aktuellt forskningsområde som ännu inte har gett svar på alla frågor. Några konkreta förfaranden beskrivs dock och ytterligare exempel på sådana finns i listan över referenser i Kapitel 7.

Innehållet har disponerats på följande sätt:

- I Kapitel 1 ges en tämligen komplett beskrivning av grundläggande geodesi och den svenska geodetiska infrastrukturen.
- Kapitel 2 behandlar de särskilda aspekterna på mätning och redovisning av långsträckta objekt.
- Kapitel 3 tar upp olika typer av – främst – 3-dimensionella referenssystem och Kapitel 4 innehåller råd beträffande mätning och utformning av stomnät.
- I Kapitel 5 redovisas tre projektexempel avseende långsträckta objekt.
- Rapportens slutsatser återfinns i Kapitel 6 och dess referenser i Kapitel 7.
- I tillägg finns ett utdrag ur SIS-TS 21143:2016 i Bilaga A och en, kanske litet hårdsmält, matematisk/statistisk härledning i Bilaga B.

Matematiska formler har fått en löpande numrering genom huvudtexten (1-12), medan formlerna i Bilaga B har sin egen nummerserie.

Rapporten har initierats inom ramen för arbetet med *HMK – Terrester laserskanning 2019* men huvuddelen av innehållet är generell. Den har tagits fram av undertecknad men granskats av Ronny Andersson (Sweco), Gustaf Uggla och Milan Horemuz (KTH), Yuriy Reshetyuk, (Norconsult), Patric Jansson, Trafikverket, samt Kent Ohlsson och Lars Jämtnäs (Lantmäteriet) medverkat.

Frösön nine-eleven 2019

/Clas-Göran Persson, Lantmäteriet

Innehållsförteckning

1	Introduktion	5
1.1	Syfte och avgränsning	5
1.2	Grundläggande termer och begrepp.....	6
	Geodetisk infrastruktur.....	6
	Jordmodeller och referensytor	6
	Geodynamik	7
	Referenssystem och referensnät.....	8
	Kartprojektion	9
	Skillnaden mellan olika koordinattyper	10
	Geodetisk mätning	11
	Mät- och lägesosäkerhet	11
	Sveriges geodetiska infrastruktur.....	12
	Enhetliga referenssystem	13
	Lokala/projektspecifika referenssystem	14
2	Geometriska och fysikaliska aspekter på långsträckta objekt	15
2.1	Lodlinjernas divergens.....	15
2.2	Jordkrökningen.....	17
2.3	Höjd- och projektionskorrektioner	18
	Höjdkorrektion.....	19
	Projektionskorrektion.....	19
	Totaleffekt	20
3	Val av referenssystem för långsträckta objekt.....	22
3.1	Kartesiska koordinater i ett lokalt referenssystem	22
3.2	Kartesiska och geodetiska koordinater	23
3.3	Kartografiska koordinater.....	24
3.4	Koordinattransformation	25
	Grundbegrepp.....	25
	Lokala till globalt anpassade koordinater	27
	Strategiska val av medelmeridian och projekthöjd.....	28
	Approximativa metoder	29
4	Mätning och nätutformning.....	31
4.1	Mätning	31
	Avvägning	31
	Trigonometrisk höjdmätning	32
	Terrester laserskanning.....	34
	Långa objekt – exemplet skanning av tunnlar	36
	Sammanfattning – mätning.....	39
4.2	Nätutformning.....	39
	Fackverk under lupp	43
5	Tre projektexempel.....	45
5.1	Georeferering och BIM	45
	Kommentar	46

5.2	Fehmarnbelt Positioning System	46
	Kommentar	48
5.3	The Snake Projection.....	49
	Kommentar	50
6	Sammanfattning och slutsatser	51
6.1	Små projekt	51
6.2	Medelstora projekt.....	52
6.3	Stora infrastrukturprojekt.....	52
6.4	God mätsed.....	53
6.5	Slutord	53
7	Referenser	55
Bilaga A:	SIS-TS 21143:2016	57
	(OBS avsnittsnumreringen avser SIS-dokumentet)	
6.4	Bruksnät i plan.....	57
6.5	Nät i plan för byggnadsverk.....	57
6.9	Nät i höjd för byggnadsverk.....	59
6.10	Kontroll av befintligt stomnät i plan och höjd.....	59
8	Kvalitetssäkring av detaljmätning.....	60
Bilaga B:	Direktmätning eller uppdelning i delsträckor?.....	61

1 Introduktion

1.1 Syfte och avgränsning

Rapporten ger en beskrivning av de speciella problem som uppkommer vid mätning och redovisning av olika bygg- och anläggningsobjekt. Tonvikten är på *långsträckta objekt*, dvs. anläggningar som är smala och långa, t.ex. broar, tunnlar, järnvägar, rörledningar och liknande byggnadsverk inom samhällets *infrastruktur*.

Den satellitbaserade teknik som går under benämningen GNSS (*Global Navigation Satellite Systems*) dominerar i dag all mättningsverksamhet. Trots det finns det många inslag av traditionell teknik i form av *terrestra mätmetoder* i denna framställning. Det är inte alltid satellittekniken fungerar – t.ex. inne i tunnlar – och när kvalitetskraven är höga försvarar den traditionella tekniken ofta sin plats; det gäller inte minst höjdmätning.

Rapporten är mest tänkt som en ”brygga” mellan mätningstekniken och bygg- och anläggningsbranschen. Den tar inte upp allt som krävs för en produktionsmässig hantering av frågorna utan fokuserar på kommunikation och ökad förståelse mellan dessa teknikområden: att ge mätarna större insikter om bygg & anläggning och vice versa.

T.ex. behandlas problematiken runt referenssystem bara på en översiktlig nivå och diskussionen om val av 3D-modell inkluderar inte frågan om stomnät ska realiseras som ett passivt nät med markmarkeringar eller ett aktivt nät med referensstationer.

På motsvarande sätt går vi inte alltid in på mätningarnas utförande i detalj utan fokuserar på de yttre förhållanden som påverkar dem. Avsikten är att skapa förståelse för vilka faktorer som är viktiga – för att kunna bedöma om det egna projektet ligger i ”riskzonen”, dvs. kräver särskild hantering. Om kvalitetskraven är höga kan det nämligen bli nödvändigt att beakta dessa faktorer också vid mätning av mer begränsade objekt, dvs. sådana som inte är särskilt långsträckta.

Det mesta av problematiken kring långsträckta objekt beror på den krökta jordytan. Den stämmer inte överens med önskemålet om redovisning i ett rätvinkligt 3D-system, inom t.ex. *BIM: Building Information Model(ling)*. Se Figur 1.1.



Figur 1.1. Den stora utmaningen är att hantera en krökt jordyta i en rätvinklig kontext.

Primärt ger jordkrökningen en *geometrisk* "deformation", men eftersom tyngdkraften är vinkelrät mot den krökta ytan kommer även *lodlinjen* att variera utefter objektets utsträckning. Det ger en *fysikalisk* effekt som påverkar mätinstrumentens orientering.

Andra effekter har att göra med avbildningen – *projektionen* – av jordytan på en "platt" karta.

1.2 Grundläggande termer och begrepp

Geodetisk infrastruktur

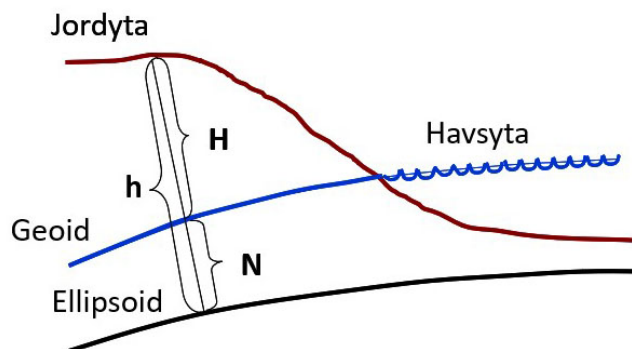
Grunden för all lägesbestämning är en *geodetisk infrastruktur* – oavsett om det rör sig om navigering/positionering, mätning i bygg- och anläggningsverksamhet, fastighetsbildning, kartläggning, 3D-visualisering eller uppbyggnad av databaser med geografisk information, *geodata*.

Den består dels av en "hård" del i form av t.ex. *referenssystem* för lägesbestämning, dels av en "mjuk" dito som t.ex. digitala tjänster, arkiv, support, utbildning, rådgivning etc.

Jordmodeller och referensytor

Den geodetiska infrastrukturen baseras på modeller av jorden och dess dynamik. I dessa används följande *referensytor* (Figur 1.2.a):

- *Jordytan*.
- *Havsytan*.
- *Geoiden*, den nivåyta i jordens tyngdkraftsfält som ansluter till havsytan och "dess tänkta förlängning under kontinenterna".
- *Referensellipsoiden*, den matematiska modell, i form av en *rotationsellipsoid*, som bäst ansluter till geoiden. (I fortsättningen benämns den rätt och slätt "ellipsoiden").



Figur 1.2.a. De fyra referensytor som används för att modellera jorden och dess dynamik.

Med "höjd över havet" avses i strikt mening "höjd över geoiden" (H). För att omvandla höjder över ellipsoiden (h) – från t.ex. GNSS-mätningar – till höjder över havet används en *geoidmodell*, som ger *geoidhöjderna* N i formeln

$$H = h - N \quad (1)$$

Att geoiden avviker från ellipsoiden beror på täthetsvariationer i jordskorpan, skillnader i massfördelningen samt inre och yttre gravitationskrafter. Geoidens yta är vinkelrät mot tyngdkraftens riktning, dvs. mot lodlinjen.

Geodynamik

Eftersom jordens form är dynamisk måste jordmodeller och referensytor även innehålla mekanismer för att spegla förändringar över tid. Exempel på geodynamiska rörelser är *landhöjningen* efter senaste istiden och *kontinentaldriften* i form av *plattrörelser* i jordskorpan.

Landhöjningen ger en långsiktig påverkan på referenssystemen, framför allt i höjdlid (se Figur 1.2.b), och är i Norden den viktigaste komponenten att ta hänsyn till.



Figur 1.2.b. De sjöbodar som en gång byggdes vid strandkanten ligger i dag – på grund av landhöjningen – långt upp på land.

Geodynamiska rörelser hanteras genom införande av *referensepoker*. De anger vilken tidpunkt koordinatuppgifterna avser och används tillsammans med rörelsehastigheterna för tidsmässig monitorering av referenssystemen.

Referenssystem och referensnät

Referenssystem beskriver vilka numeriska mått, koordinataxlar, jordmodeller, referensytor m.m. som ska användas för att ange positioner på ett entydigt sätt.

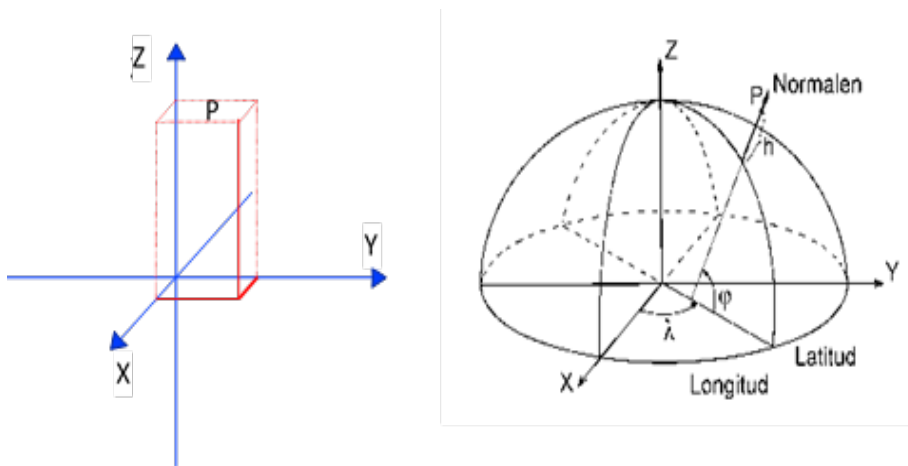
Referenssystemen kan vara en-, två-, eller tre-dimensionella.

- Höjder anges i ett *höjdsystem* (1D) med en väl definierad nollpunkt.
- Två-dimensionella, *plana referenssystem* (2D) har ingen direkt koppling till höjdkomponenten. Positioner beräknas genom att läget på ellipsoiden räknas om (*projiceras*) till kartografiska koordinater i ett plan (*Northing, Easting*) med hjälp av en *kartprojektion*, se nedan.
- Tre-dimensionella referenssystem (3D) har ökat i användning i takt med expansionen av de satellitbaserade mätmetoderna (GNSS).

De två vanligaste sätten för 3D-redovisning på global nivå är (se Figur 1.2.c):

- *Kartesiska koordinater* (X, Y, Z), till vänster.
- *Geodetiska koordinater*: *latitud* (φ), *longitud* (λ) och *höjd över ellipsoiden* (h), till höger.

I dessa *globalt anpassade* referenssystem är origo placerat i jordens mittpunkt.



Figur 1.2.c. Koordinatredovisning med kartesiska respektive geodetiska koordinater.

Lokala referenssystem tas fram specifikt för ett projekt eller en tillämpning och har vanligen en begränsad utsträckning. Lokala 3D-system, med origo inom projektområdet, är t.ex. vanliga inom "BIM-världen".

Anslutning till ett lokalt referenssystem benämns *lokal anslutning* medan anslutning till ett globalt anpassat system kallas *georeferering* – vilket utgör grunden för uppbyggnad av geodatabaser, utbyte av geodata, kartpresentation etc.

Med *geodetiska referensnät* relateras referenssystemet till den "fysiska verkligheten". Det sker genom att koordinat- eller höjdvärden bestäms för de *referenspunkter* som ingår i referensnätet, vilket uttrycks som att dessa punkter *realiserar* referenssystemet.

Realiseringarna kan vara av två slag:

- *Passiva referensnät* är traditionella nät med fysiska markeringar på marken, normalt avsedda för terrester mätning.
- *Aktiva referensnät* är avsedda för GNSS-mätning. De baseras vanligen på *fasta referensstationer* i ett *referensstationsnät*, som sänder ut korrekationer i realtid till användarna inom sitt täckningsområde.

De passiva referensnäten benämns *stomnät*, som består av *stompunkter* bestämda genom *stommätning*. Beräkningen utförs genom *utjämning* med *minsta-kvadratmetoden* av ett ekvationssystem med *överbestämningar*.

I det dagliga arbetet utnyttjas stompunkter i *bruksnät*, s.k. *brukspunkter*. Eftersom lägesbestämning i dag kräver väldefinierade referenssystem över större områden ansluts bruksnäten vanligen till ett överordnat nät, ett *anslutningsnät*, som dessutom kan utgöra länken till *riksnätet*.

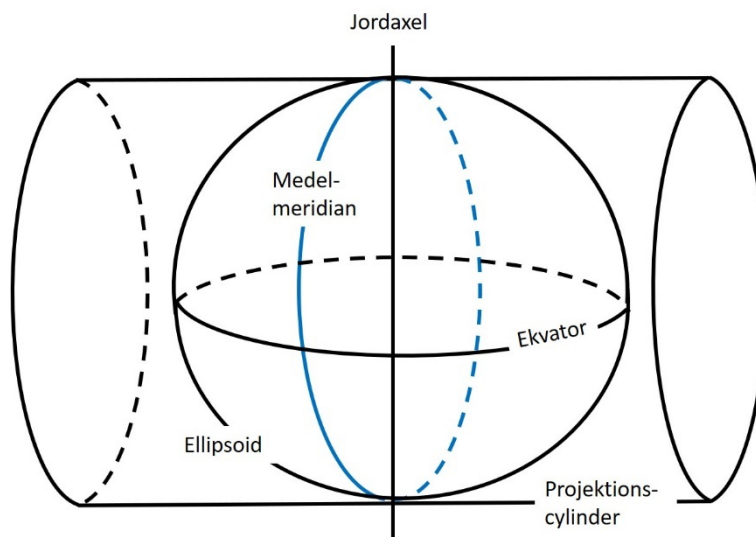
Byggnät utgör ofta passiva realiseringar av lokala referenssystem. Dessutom förekommer andra typer *specialnät*, såsom vägnät samt inomhusnät i industrier och nät för rörelse- och deformationskontroll, t.ex. av dammbyggnader.

Markeringarnas betydelse för ett stomnäts hållbarhet i ett längre tidsperspektiv kan inte nog poängteras.

Kartprojektion

Med hjälp av *kartprojektioner* kan den krökta jordytan avbildas på en plan yta, t.ex. en tryckt karta eller en digital skärm. Det sker genom att positioner på ellipsoiden räknas om till koordinater i ett plan. Valet av projektion styrs primärt av tillämpningen och projektionens egenskaper – så att ändamålet med kartan/avbildningen uppfylls – men även av det avbildade områdets form.

Transversal Mercator (Figur 1.2.d) är internationellt sett en av de viktigaste kartprojektionerna. Den går även under benämningen *Gauss-Krüger* eller *Gauss' konforma projektion* – eller rätt och slätt *TM*.



Figur 1.2.d. Kartprojektionens Transversal Mercator.

Projektionens används företrädesvis över områden som är relativt smala i öst-västlig ledd och utbredda i norr-söder, nära *medelmeridianen*. För svensk del har den därför använts i både de äldre nationella referenssystemen och nu även i SWEREF 99.

Anpassningen till kartprojektionens görs genom att avstånd på markytan räknas om till avstånd i projektionsplanet. Det sker i två steg: en *höjdkorrektion* följt av en *projektionskorrektion*, se avsnitt 2.3.

Dessa korrektioner är nödvändiga för att skapa entydighet i projektionen men innebär samtidigt en skillnad mellan verkliga avstånd och avstånd i projektionsplanet. Skillnaden benämns – något oegentligt – för *projektionsfel*.

De projicerade plankoordinaterna Northing och Easting tillsammans med höjden över geoiden (N , E , H) brukar benämnas *kartografiska koordinater*. Genom *översättning* kan positioner entydigt räknas om mellan de globalt anpassade referenssystemets tre uttrycksätt (se avsnitt 3.4):

- kartesiska koordinater (X , Y , Z)
- geodetiska koordinater (φ , λ , h)
- kartografiska koordinater (N , E , H).

Skillnaden mellan olika koordinattyper

Kartesiska och geodetiska koordinater utgår från ett *euklidiskt* 3D-system, se Figur 1.2.c. Ett sådant kännetecknas av att det har tre vinkelräta axlar och konstant skala i alla riktningar samt att den kortaste sträckan mellan två punkter är en rät linje och vinkelsumman i en triangel är 200 gon (Horemuz, 2019).

Det är dock bara geodetiska koordinater som inkluderar en lodlinje i modellen. Kartesiska koordinater är inte (direkt) relaterade till någon referensellipsoid och därmed inte heller till tyngdkraft och lodlinjer. De passar därför bra vid hantering av GNSS-mätningar.

Systemet för kartografiska koordinater är dock **inte** euklidiskt: Lodlinjerna är inte parallella, skalan varierar inom horisontalplanet, det är olika skala i plan respektive höjd och kortaste sträckan mellan två punkter kan vara en kurva. Det ska därför inte hanteras som ett 3D-system; en mer korrekt benämning borde vara "2D+1D" eller "2D + höjd". Valet av koordinattyp behandlas utförligare i kapitel 3.

Geodetisk mätning

Geodetisk mätning används för såväl bestämning av stornät/referensnät som för *detaljmätning*, dvs. utsättning i samband med byggnation eller inmätning av geodata för t.ex. uppbyggnad av *Geografiska Informationssystem (GIS)*.

Traditionella, terrestra mätmetoder är t.ex. *vinkel- och längdmätning* med *totalstation* i kombination med *avvägning* eller *trigonometrisk höjdmätning*. GNSS-tekniken används dock mer och mer för stornätning och detaljmätning. Det senare främst i form av *nätverks-RTK* mot fasta referensstationer.

Mät- och lägesosäkerhet

I mätsammanhang – och därför i HMK – har begreppet *noggrannhet* ersatts av *mätosäkerhet*, i enlighet med den internationella standarden GUM: *Guide to the Expression of Uncertainty in Measurement*. I den skiljer man på tre typer av avvikelser vid mätning:

- *slumpmässiga avvikelser*
- *systematiska effekter* och
- *grova fel*.

Mätosäkerheten avser primärt de slumpmässiga avvikelserna och anges enligt GUM med *standardosäkerhet* (det som tidigare benämndes *medelfel*). Systematiska effekter ska så långt möjligt korrigeras bort eller elimineras med lämpligt valda mätmetoder och de grova felen ska tas om hand genom effektiva felsökningsmetoder.

Lägesosäkerhet är en utvidning av mätosäkerhetsbegreppen till att även omfatta en position, ett läge. *Absolut lägesosäkerhet* avser osäkerheten i förhållande till ett globalt anpassat referenssystem – t.ex. ett nationellt system – medan *lokal lägesosäkerhet* är osäkerheten i förhållande till omgivande företeelser, t.ex. anläggningar, fastighetsgränser eller lokala referenssystem.

Kontrollerbarhet är ett annat kvalitetsmått, som anger möjligheterna att upptäcka grova mätfel i samband med utjämning av ett stomnät. Den brukar anges med *kontrollerbarhetstalet*

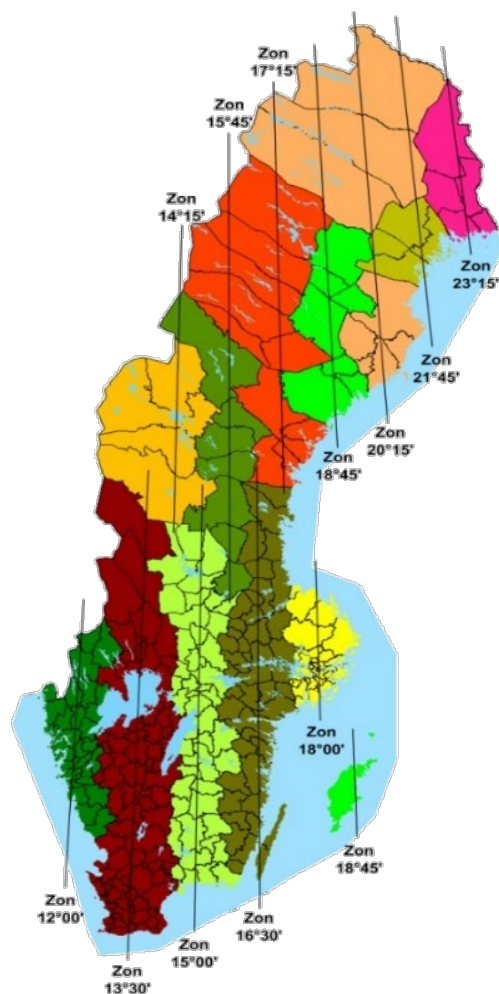
$$k = \text{antal överbestämningar} / \text{antal mätningar} \quad (2)$$

En viktig del av mätningen i ett projekt är att verifiera mät- och lägesosäkerheten. För detta ändamål definieras toleranser för de olika momenten utifrån den antagna mätosäkerheten och de kvalitetskrav som ställs på uppdraget.

Sveriges geodetiska infrastruktur

I Sverige har Lantmäteriet etablerat det nationella, globalt anpassade, tre-dimensionella referenssystemet *SWEREF 99*. För att tillgodose behovet av projicerade koordinater finns även *SWEREF 99 TM*, där *TM* står för *Transversal Mercator* (se ovan).

Till *SWEREF 99* har också 12 stycken *lokala projektionszoner* definierats för att minska projektionsfelen, se Figur 1.2.e.

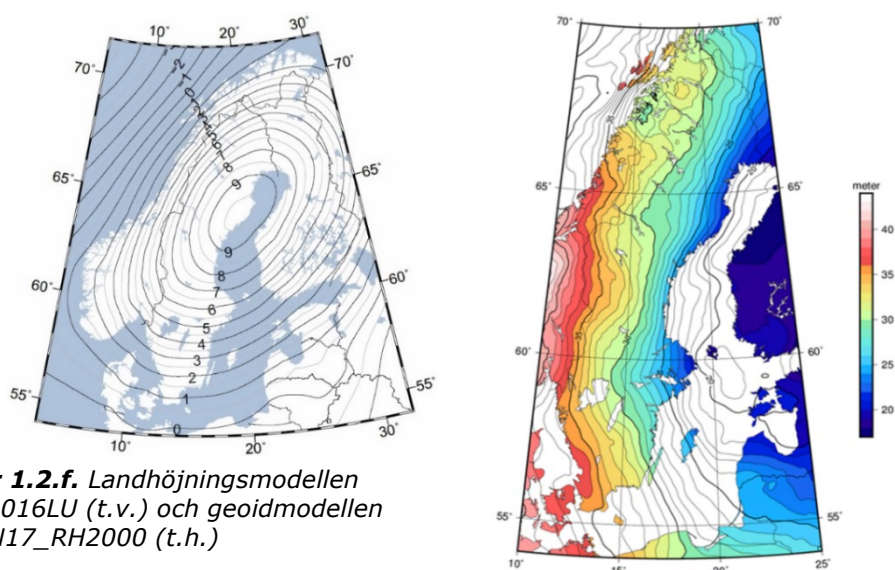


Figur 1.2.e. De tolv lokala projektionszonerna i *SWEREF 99*.

SWEPOS är det svenska nationella nätet av fasta referensstationer för GNSS-mätning och består av drygt 400 punkter med permanenta GNSS-mottagare. SWEREF 99 definieras av de 21 s.k. *fundamentalpunkterna* i detta nät varför den absoluta lägesosäkerheten i dessa definitionsmässigt är lika med noll. Övriga punkter i nätet har en absolutosäkerhet i SWEREF 99 på cm-nivå.

RH2000 är det nationella referenssystemet för lägesangivelser i höjd. Systemet realiseras passivt, dvs. via fysiska markeringar. Referensnätet består av 50 000 höjdfixar och byggs upp av ca. 10 mil långa slingor med markerade höjdfixar på varje kilometer.

I den nationella geodetiska infrastrukturen ingår även *landhöjningsmodellen NKG2016LU* och *geoidmodellen SWEN17_RH200* (Figur 1.2.f.)



Figur 1.2.f. Landhöjningsmodellen NKG2016LU (t.v.) och geoidmodellen SWEN17_RH2000 (t.h.)

Landhöjningsmodellen har sitt max-värde (9 mm/år) i Skellefteå-trakten. Geoidmodellen ger höjder i systemet RH 2000. Standardosäkerheten för en geoidhöjd har skattats till 8-10 millimeter för huvuddelen av (fast)landet och skillnaden i geoidhöjd mellan östra och västra Sverige är i storleksordningen 10-15 meter.

Den "mjuka delen" av den nationella geodetiska infrastrukturen består av ett geodetiskt arkiv samt support, utbildning och rådgivning – t.ex. i form av HMK:s handböcker och tekniska rapporter.

Enhetliga referenssystem

Enhetliga referenssystem över större områden är en förutsättning för bl.a. effektiv positionsbestämning och sambearbetning av geodata. Det nordiska, europeiska och internationella geodesisamarbetet har en lång tradition. I dag är därför såväl referenssystemen som de bakomliggande geofysiska och geodynamiska modellerna i stort sett "sömlösa" över nationsgränserna.

Motsvarande enhetlighet börjar nu råda även inom Sverige. I september 2019 hade 288 kommuner (av 290) infört SWEREF99 och 265 kommuner hade gått över till RH2000.

Lokala/projektspecifika referenssystem

Det finns i huvudsak två motiv för att inte ansluta till ett överordnat referenssystem: "Anslutningen är orimligt kostsam i förhållande till nyttan" eller "Anslutning skulle kunna försämra kvaliteten internt genom att ett yttre tvång påförs från det överordnade systemet".

Exempel på det förstnämnda är fristående, s.k. *1000/1000-system*, vid mätning för fastighetsbildning i glesbygd. Exempel på det andra är *projektanpassade system* i bygg- och anläggningsverksamheten. I dessa fall bedöms det räcka med approximativ anslutning till de nationella systemen, t.ex. med GNSS-teknik, så länge den lokala osäkerheten är liten.

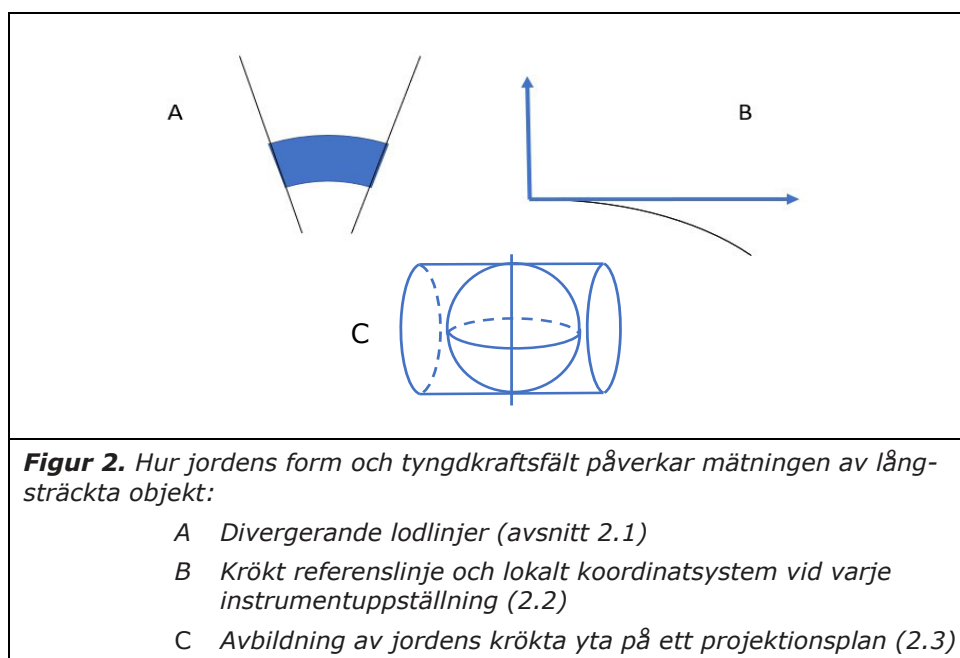
Även om referenssystemen i dag är kompatibla mellan närliggande länder, åtminstone i Norden, har man i vissa större projekt – t.ex. Öresundsbron samt Fehmarn-Bält-förbindelsen mellan Tyskland och Danmark (se avsnitt 5.2) – valt att ta fram en specifik geodetisk infrastruktur för att ha total kontroll över projektets lägesbestämning och lägesosäkerhet.

Projektanpassad nätverks-RTK innebär nätverks-RTK med kortare avstånd mellan referensstationerna där även lokal radioutsändning används för distribution av korrektioner. Projektanpassad nätverks-RTK minskar mätosäkerheten ned till nivåer som tidigare endast gick att uppnå med totalstation.

2 Geometriska och fysikaliska aspekter på långsträckta objekt

Här beskrivs mer i detalj hur jordens form och tyngdkraftsfält påverkar mätning och redovisning av långsträckta objekt. Av den tidigare beskrivningen och Figur 2 framgår de viktigaste aspekterna att beakta:

- Lodlinjerna divergerar och objektets naturliga referenslinje är krökt.
- Det påverkar instrumentens orientering och varje uppställningspunkt får initialt sitt eget lokala koordinatsystem.
- I förhållande till detta system "försvinner" objektet successivt under horisonten på grund av jordkrökningen, och
- den krökta jordytan kan inte avbildas felfritt på ett plan.



Men hur stora är då effekterna och vilka måste man ta hänsyn till?

2.1 Lodlinjernas divergens

För överslagsberäkningar rörande lodlinjernas konvergens duger en sfärisk approximation av jorden. Eftersom metern ursprungligen definierades som "en tio-million-del av avståndet mellan ekoator och pol" motsvarar detta avstånd (10^{-7} meter) en rät vinkel (100 gon), dvs.

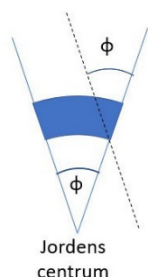
$$\begin{aligned} 10^7 \text{ m} \text{ motsvarar } 100 \text{ gon} &\Leftrightarrow 1 \text{ gon} \text{ motsvarar } 10^5 \text{ m} = 10 \text{ mil} \\ &\Leftrightarrow 1 \text{ m} \text{ motsvarar } 10^{-5} \text{ gon} \end{aligned} \quad (3)$$

Det ger värdena i Tabell 2.1, som kan användas för att studera jordkrökningens påverkan på lodlinjen.

Tabell 2.1. Geocentrisk vinkel för olika avstånd (bågens längd) på jordytan.

Bågens längd	Geocentrisk vinkel = lodlinjens förändring mellan bågens ändpunkter (φ)
10 m	0,0001 gon = 1 ^{cc}
100 m	0,001 gon = 10 ^{cc} = 1 mgon
1 000 m = 1 km	0,01 gon = 1 ^c
10 000 m = 1 mil	0,1 gon = 10 ^c
100 000 m = 10 mil	1 gon = 1 ^s

Av Figur 2.1.a framgår att vinkeln i jordens centrum är lika med vinkeln mellan lodlinjerna i bågens/objektets ändpunkter.

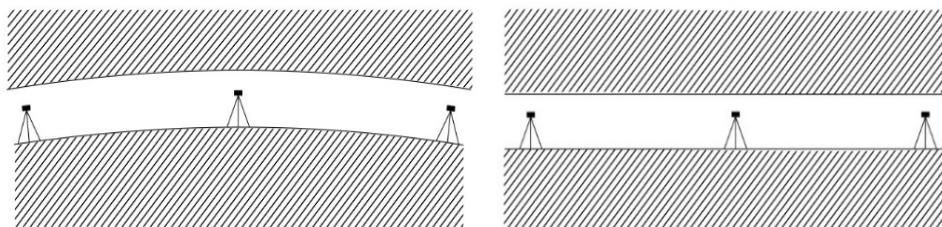


Figur 2.1.a. Lodlinjerna divergerar lika mycket som den vinkel det aktuella objektet upptar i jordens centrum.

Vad betyder då de divergerande lodlinjerna? Jo, om man mäter in ett långt objekt (t.ex. en tunnel), och i varje uppställning horisonterar instrumentet så att vertikalaxeln är parallell med lodlinjen, så kommer de olika uppställningarnas axlar inte att vara parallella.

Den effekten kan hanteras på två principiellt olika sätt - en verklig-hetstrogen och en enkel, se Figur 2.1.b.

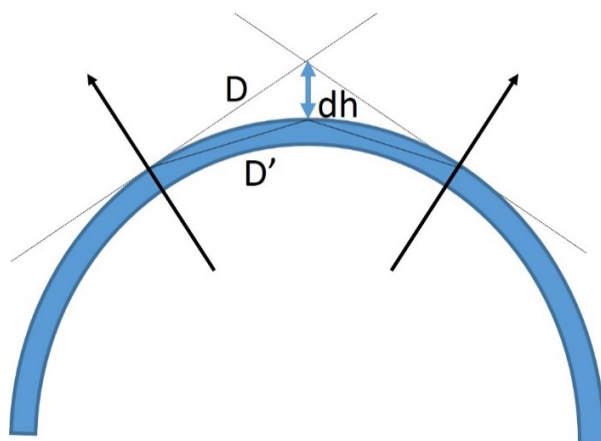
- 1) Att låta uppåtriktningen **variera** möjliggör en redovisning som bibehåller tunnelns faktiska form men blir mer komplicerad (vänster).
- 2) Därför betraktar man det - trots allt - som om alla uppställningar har en **gemensam** uppåtriktning (höger).



Figur 2.1.b. Varierande respektive gemensam uppåtriktning för hantering av jordkrökningseffekten. Punkter på samma höjd utefter långsträckta objekt ska följa krökningen och alltså inte ligga på en rät linje.

Alternativ 2 kommer att resultera i något som till synes är ett kartesiskt (rätvinkligt) system. För långsträckta objekt skulle det dock innebära att något som egentligen följer jordens krökning "rätas ut".

Om de verkliga, varierande uppåtriktningarna från två stationer tvingas ihop till en gemensam uppåtriktning uppstår systematiska fel och motsägelser. Höjdfelet dh på grund av jordkrökningen (se Figur 2.1.c) blir kvar om det inte korrigeras bort och det verkliga avståndet D måste kortas av för att "få plats" när instrumentens lodlinjer parallellställs.



Figur 2.1.c. De divergerande lodlinjernas påverkan på höjdskillnader och avstånd.

Effekten ökar med avståndet så om avstånden mellan uppställningarna är korta blir felen/motsägelserna små och svåra att upptäcka i förhållande till den slumpmässiga mätosäkerheten. Men sett över hela objektet kan resultatet att dessa systematiska effekter - om de inte korrigeras - komma att öka "mätbruset" och påverka den totala lägesosäkerheten (se t.ex. Figur 4.1.g).

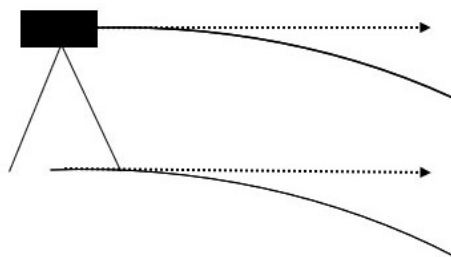
Därför fungerar detta betraktelsesätt bara för projekt med liten rumslig utbredning och där de fel som uppstår när man ignorerar jordkrökningen kan fångas upp - t.ex. i form av avvikande mått i de delar av objektet/anläggningen där kraven inte är lika höga som de är för brokonstruktioner etc.

Alternativ 1, som bibehåller tunnels faktiska form, är bäst lämpad för georeferering med geodetiska koordinater, se avsnitt 3.2.

2.2 Jordkrökningen

Jordkrökningen är en effekt som inte bara påverkar formerna för redovisning av ett långsträckt objekt. Också den blir uppenbar - och måste beaktas - redan i mätsituationen, åtminstone vad gäller noggrann höjdmätning.

Anledningen är att horisontalplanet i ett terrestert mätinstrument (t.ex. en totalstation, ett avvägningsinstrument eller en laserskanner) är vinkelrätt mot lodlinjen, som alltså varierar. Ett objekt som är på samma höjd som instrumentet, men ligger en bit bort, kommer därför att uppfattas som att det befinner sig under horisontalplanet, se Figur 2.2.



Figur 2.2. Jordkrökningen gör att objekt som fjärmar sig från mätinstrumentet ser ut att "försvinna" under horisonten.

Och det försvinner helt om det ligger tillräckligt långt bort, Effekten är alltså inte försumbar och den ökar snabbt, se Tabell 2.2.

Tabell 2.2. Jordkrökningens effekt på olika avstånd.

Avstånd	Effekt i höjddled p.g.a. jordkrökningen
100 m	0,8 mm
200 m	3,2 mm
500 m	2 cm
1 km	8 cm
2 km	32 cm
5 km	2 meter
1 mil	8 meter

Dvs. en 8 meter hög mast som är på samma höjd men på ett avstånd av 1 mil – på land eller på en båt till havs – kommer inte att synas!

2.3 Höjd- och projektkorrektioner

Hur påverkas då mätningen av kartprojektion, dvs. av de projektfel som höjd- och projektkorrektionerna ger upphov till?

Storleken på det område som kartprojektion är avsedd för, läget i förhållande till medelmeridianen samt de lokala höjdförhållandena bestämmer hur stora "felen" blir – och de uppträder i form av en variabel skala över området.

Vid rent geodetiska tillämpningar, t.ex. stommätning, kan korrektioner påföras de insamlade mätvärdena för att justera in dem i det projicerade kartplanet. Det blir dock mer komplicerat när det kommer

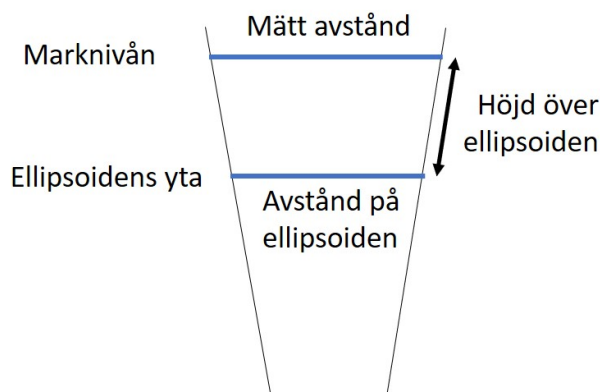
till projektering av anläggningar där måttsättningen ska vara korrekt och en meter på ritningen ska motsvara en meter i verkligheten.

Kunskap om dessa korrekcioners storlek kan dock även i de senare sammanhangen ligga till grund för beslutet om det krävs separata system för projektering och mätning respektive georeferering. Om de systematiska effekterna (avbildningsfelen) är överkomliga kanske det går att använda ett gemensamt referenssystem. Då får man georefereringen så att säga på köpet och slipper parallella system.

Höjdkorrektion

- Höjdkorrektionen görs för att projicera verkligt (mätt) avstånd ned på referensellipsoiden, se Figur 2.3.a.

Korrektionen är i princip alltid negativ och ändras linjärt med höjden över ellipsoiden. Den är t.ex. -20 ppm (mm/km) på höjden 128 meter.



Figur 2.3.a. Höjdkorrektion – från mätt avstånd till avstånd på ellipsoiden; i regel en höjdreduktion.

Projektionskorrektion

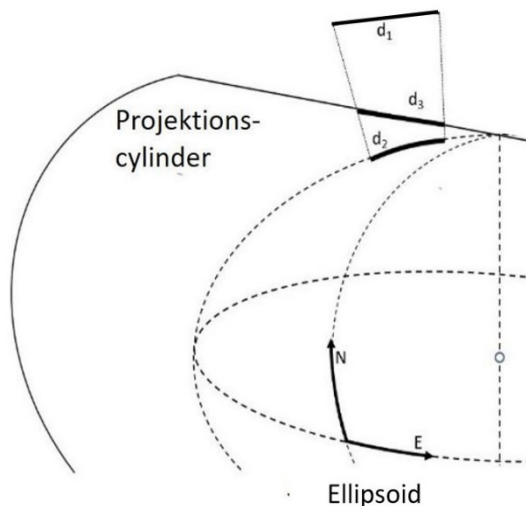
- Projektionskorrektionen utförs för att anpassa avståndet till kartprojektionens variabla skala och beror på objektets avstånd från projektionens medelmeridian.

Om skalfaktorn utefter medelmeridianen = 1 (som i SWEREF 99:s lokala projektionszoner, se Figur 1.2.e) så är korrektionen alltid positiv. Den ändras kvadratisk med avståndet från medelmeridianen och är t.ex. +20 ppm på avståndet 4 mil.

I SWEREF 99 TM – som har en enda projektionszon för hela landet – blir deformationen nästan alltid ohanterlig för den här aktuella typen av tillämpningar. Om man däremot tillämpar de lokala projektionszonerna så är den mindre än 50 ppm över i stort sett hela landet (i praktiken sällan större än 35 ppm). Dessa projektionszoner är därför normalt ett ganska självklart systemval i förhållande till TM.

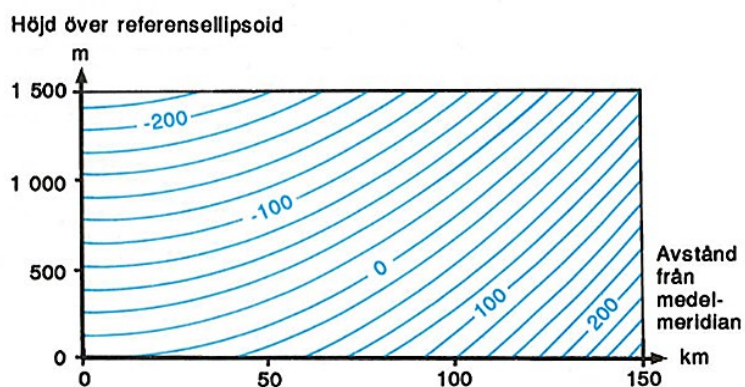
Totaleffekt

Som redan framgått så tar de två effekterna delvis ut varandra eftersom den första (normalt) förminskar och den andra förstorar, se Figur 2.3.b.



Figur 2.3.b. Mätta avstånd (d_1) reduceras ner till avstånd på ellipsoiden (d_2) genom höjdkorrektion. Därefter projiceras de vidare till avstånd i projektionsplanet (d_3) med hjälp av en projektkorrektion. Om $d_1 = d_3$ så tar de två korrektionerna ut varandra.

Vanligen finns det dock en viss kvarstående skillnad som eventuellt måste hanteras. Motsättningarna uppkommer av att koordinaterna är beräknade i en specificerad kartprojektion på ellipsoiden medan mätningarna utförs i "verkligheten" och på aktuell höjd. Totaleffekten redovisas i Figur 2.3.c.



Figur 2.3.c. Sammanlagd inverkan av höjdkorrektion och projektkorrektion, enhet ppm = mm/km. Detta under förutsättning att skalfaktorn utefter medelmeridianen = 1,0, vilken den är i SWEREF 99:s projektionszoner. Källa: HMK-Stommätning (1993).

Exempel: Totaleffekten av höjd- och projektionskorrektionen är noll för t.ex. följande värdekombinationer (jfr. Figur 2.3.c):

Höjd över ellipsoiden	Avstånd från medelmeridianen
128 m	40 km
200 m	50 km
500 m	80 km
800 m	100 km

Även om dessa korrektioner är nödvändiga för en entydig beräkning av ett stornät så kan uppkomna skillnader ge problem i tillämpningar med höga kvalitetskrav, t.ex. vissa bygg- och anläggningsprojekt inom ramen för BIM. I princip måste då en "avprojicering" till för att hantera motsättningarna i det praktiska mätarbetet.

I de fall deformationen är liten i förhållande till projektets specificerade lägesosäkerhet och objektets rumsliga utbredning behöver inte hänsyn tas till dessa två effekter. Det verkar därför lockande att definiera sitt projekts referenssystem på ett sådant sätt att det blir "korrektionsfritt". Att det är fullt möjligt visas i nästa kapitel.

3 Val av referenssystem för långsträckta objekt

I detta kapitel tar vi upp alternativa referenssystem för – främst – långsträckta objekt samt analyserar respektive metods för- och nackdelar. Flera av de idéer och metoder som beskrivs härstammar från Ugglå & Horemuz (2018), men redovisningen här är mer generell/principiell. För detaljer hänvisas till originaldokumentet.

De alternativa koordinatredovisningssätt som diskuteras är:

- kartesiska koordinater i lokala 3D-system (avsnitt 3.1)
- kartesiska och geodetiska koordinater i globalt anpassade 3D-system (3.2)
- kartografiska koordinater, dvs. plana (projicerade) koordinater + höjd (3.3).

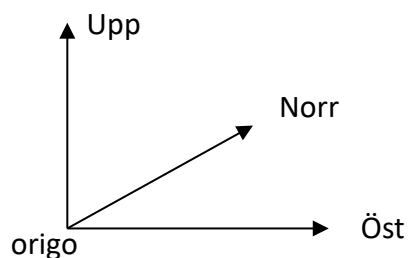
Val av och transformation mellan olika typer av referenssystem tas upp i avsnitt 3.4.

3.1 Kartesiska koordinater i ett lokalt referenssystem

Om vi tänker oss en platt jord kan redovisning av ett objekt ske med kartesiska koordinater i ett lokalt rätvinkligt 3D-system.

Systemet kan orienteras på olika sätt:

- med axlarna orienterade längs, tvärs och upp i förhållande till det objekt som ska mätas in, t.ex. en byggnad, som därigenom får en enkel relation till referenssystemet.
- med två axlar godtyckligt placerat i horisontalplanet, t.ex. i mätinstrumentets interna system, och den tredje axeln utefter lodriktningen, dvs. vinkelrätt mot detta plan.
- samma som föregående men med horisontalplanets axlar orienterade i norr och öst, som en sorts förberedelse för t.ex. anslutning till ett nationellt referenssystem (se Figur 3.1).



Figur 3.1. Lokalt, rätvinkligt 3D-system, orienterat i Norr, Öst och Upp.

Sådana 1:1-system har den stora fördelen att mått i verkligheten direkt överensstämmer med mått på en ritning eller en plan, och att det varken behövs korrekationer eller projektioner.

De fungerar bra – men endast – för objekt med begränsad utsträckning. För som vi sett uppstår problem när objektet ökar i storlek och antagandet om en platt jord vid havsnivån möter verkligheten med en krökt jordyta och kuperad terräng. Då blir det svårt att redovisa objektets form korrekt och mätningarna i objektområdet påverkas av de divergerande lodlinjerna

Metoden medför också andra problem. Den kräver i regel en separat modell för georeferering, och för att kunna använda GNSS krävs även ett känt samband med något sådant referenssystem.

Utöver ”förberedelsen” att orientera koordinataxlarna i norr/öster enligt Figur 3.1 är det därför bra att även georeferera origo i det lokala systemet – dvs. bestämma dess kartesiska eller geodetiska koordinater. Det kan sedan utgöra länken till ett globalt anpassat referenssystem, t.ex. SWERF 99 (se Figur 3.4.c).

3.2 Kartesiska och geodetiska koordinater

Kartesiska koordinater (X, Y, Z) och geodetiska koordinater (φ, λ, h) , se Figur 1.2.c, ger helt felfria representationer när man väl har valt referenssystem. Konvertering mellan dem kan – fram och tillbaka – ske genom överräkning, se avsnitt 3.4.

Trots att (X, Y, Z) -formen är användbar för t.ex. hantering av baslinjer från GNSS-mätningar är den mindre lämplig för lägesredovisning i förhållande till jordytan. Även om koordinataxlarna är orienterade efter ekvatorialplanet och jordaxeln så ingår ingen entydig jordmodell i konceptet.

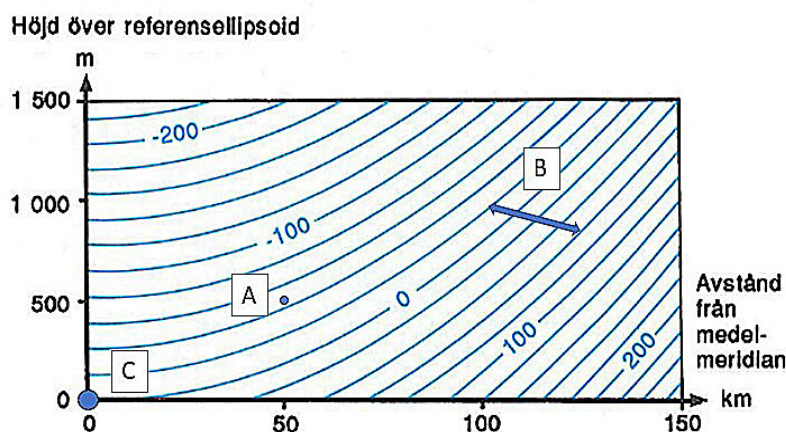
Latitud/longitud-formen ger bättre förutsättningar för redovisning av positioner och geografiska objekt på jordytan och är den modell som används i globala sammanhang, t.ex. vid navigering. Som redan nämnts är komplexiteten dess stora nackdel vid redovisning av geografiska objekt – t.ex. att positionen anges i vinkelmått och att det som komplement behövs en geoidmodell för omvandling mellan höjder över ellipsoiden och ”höjd över havet”, dvs. över geoiden.

Denna representation finns ändå med i diskussionen om metoder för att hantera ”långsträckta objekt”. Även om man inte väljer geodetiska koordinater som slutgiltigt redovisningsätt så har de en viktig funktion som överföringsformat vid exempelvis omräkning mellan olika referenssystem eller beräkning av plana koordinater med en kartprojektion, se Figur 3.4.b.

3.3 Kartografiska koordinater

Plana (projicerade) koordinater kompletterade med höjd – dvs. kartografiska koordinater – är den vanligaste formen för positionsangivelser inom praktisk mätningsteknik och vid geodatautbyte. Som redan framkommit ger dock detta uttryckssätt inte ett "sant" euklidiskt 3D-system eftersom plankoordinaterna erhålls genom projektion av den krökta jordytan. Dessutom innebär höjd- och projektiionskorrektionerna, som krävs för en entydig hantering, att en sådan modell får en skalskillnad mellan modell och verklighet – och t.o.m. en variabel skala över sitt täckningsområde om detta är stort.

Som utgångspunkt för den fortsatta diskussionen återgår vi till nomogrammet över höjd- och projektiionskorrektioner i Figur 2.3.c.



Figur 3.3. Tre anläggningsprojekt inlagda i nomogrammet för höjd- och projektiionskorrektioner från Figur 2.3.c. (Observera förutsättningen att skalfaktorn utefter medelmeridianen = 1,0.)

Där lägger vi in tre tänkta projekt – med olika placering i höjddled och relativt medelmeridianen (se Figur 3.3):

- A. Ett litet projekt inom ett mycket begränsat område. Det ligger på 500 meters höjd, 50 km från medelmeridianen. En skalskillnad på ungefär -40 ppm innebär att ett avstånd i verkligheten är ca. 4 cm/km längre än motsvarande avstånd beräknat ur koordinater. Det kan hanteras med en enda gemensam skalfaktor.
- B. Ett långsträckt objekt, t.ex. en tunnel. Den sträcker sig mellan ungefär 825 och 950 m i höjd (i Alperna ?), är ca. 25 km lång och går i öst-västlig riktning. Avståndet från medelmeridianen går från drygt 100 till 125 km. Här varierar skalfaktorn i intervallet -20 till +60 ppm, vilket kan vara väl mycket i många sammanhang och bli komplicerat att hantera.

- C. Ett objekt på medelmeridianen, vid havsnivån. Det kan ha ganska stor utsträckning så länge det är utefter medelmeridianen. Ingen korrektion – skalan blir 1:1.

Kartografiska koordinater (plana koordinater + höjd) fungerar därför bäst för objekt som ligger nära havsnivån och nära projektionens medelmeridian – även om det finns vissa andra kombinationer av höjd över havet och avstånd från medelmeridianen som också ger en ”korrektionsfri” modell. När så är fallet går det att åstadkomma en gemensam modell – BIM vs. GIS – för redovisning av ett objekt.

Genom strategiska val av medelmeridian och referens för höjdangivelser kan man dock **alltid** åstadkomma ett skräddarsytt referenssystem för sitt projekt, som har dessa egenskaper (se nedan).

3.4 Koordinattransformation

Långsträckta objekt ligger i gränslandet mellan BIM och GIS, vilket skapar viss problematik vad gäller valet av referenssystem.

På grund av objektets utbredning går det inte att endast tänka i termer av ett lokalt BIM-system i skala 1:1. Men att utnyttja ett traditionellt kart-/GIS-tänk – med höjdkorrektioner och kartprojektion – fungerar inte heller så bra eftersom de skalskillnader som då uppstår mellan objektets olika delar ofta ger alltför stora skillnader mellan verklighet (mätningen) och modell.

Men om valen av referenssystem görs på rätt sätt finns stora möjligheter till koordinattransformation mellan systemen – t.o.m. i realtid. Därigenom kan flera olika krav tillgodoses parallellt, utan behov av dubbellagring i olika format. T.ex. kan ”korrektionsfria” 1:1-system snabbt konverteras till kartografiska koordinater och vice versa. För detta finns både rigorösa förfaranden och förenklade metoder.

Grundbegrepp

Koordinattransformation är en konvertering av koordinater mellan två olika koordinatsystem och görs exempelvis för att kunna redovisa datamängder från olika referenssystem tillsammans.

Transformationen innebär att koordinater överförs från ett koordinatsystem (*från-systemet*) till en ny uppsättning koordinater i ett annat koordinatsystem (*till-systemet*).

- Transformation med användning av ett *analytiskt* (matematiskt) samband benämns *överräkning*. Resultatet från en överräkning är felfritt.

- Saknas matematiskt formelsamband får ett *empiriskt* (approximativt) samband skapas genom *inpassning* med minsta-kvadratmetoden.

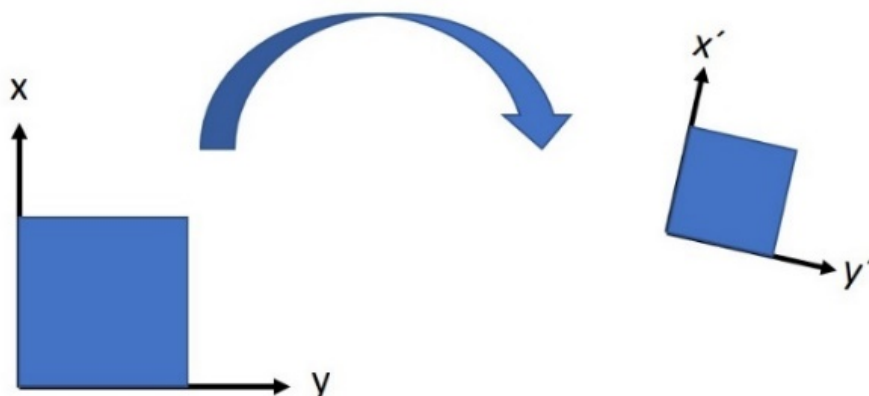
Exempel på överräkningstransformation är (se avsnitt 1.2):

- konvertering av tredimensionella kartesiska koordinater (X, Y, Z) till latitud, longitud och höjd över ellipsoiden, eller omvänt
- omräkning från latitud och longitud till plana koordinater
- omräkning från SWEREF 99 TM till en lokal projektionszon i SWEREF 99, eller mellan olika lokala projektionszoner (se Figur 1.2.e).

Vid inpassning bestäms transformationsparametrarna utgående från *passpunkter* vars koordinater är kända i både från- och tillsystemet. Passpunkterna ska vara jämnt fördelade över det område där transformationsformeln ska användas, dvs. formelns *giltighetsområde*.

Exempel på empiriska inpassningstransformationer är:

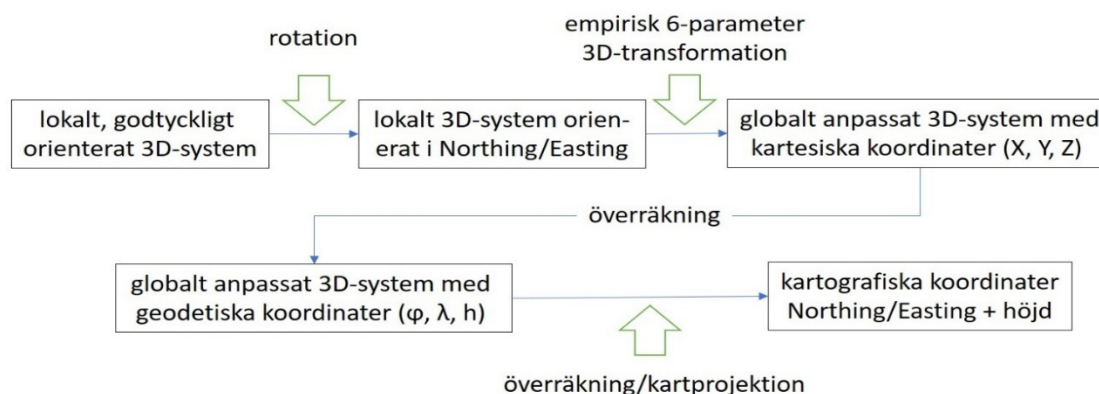
- *Translation* i höjd mellan två höjdsystem (en parameter).
- *Unitär transformation* i plan: två translationer + en vridning (tre parametrar); skalan blir oförändrad.
- *Två-dimensionell Helmert-transformation*; två translationer + en vridning + en skalförändring (fyra parametrar), se Figur 3.4.a.
- *Tre-dimensionell Helmert-transformation*; tre translationer + tre vridningar + en skalförändring (sju parametrar).
- *6-parameters 3D-transformation*, som föregående men **utan** skalförändring.



Figur 3.4.a. Helmert-transformation (2D). Genom translation i x -led, translation i y -led, vridning och skalförändring (totalt 4 parametrar) kan positioner i systemet (x,y) transformeras till system (x',y') .

En inpassning ger motsägelser i form av *restfel*. Som komplement till ett empiriskt transformationssamband används därför ibland en *restfelsmodell*. Då utnyttjas restfelen som korrektioner för att förbättra systemsambandet. Restfelsmodeller används i stor utsträckning i det pågående införandet av SWEREF 99 i Sveriges kommuner. Restfelen kan även användas för kontroll av inpassningen (se [HMK-TR 2018:3](#), sid. 33).

I Figur 3.4.b beskrivs en strikt beräknings- och sambandskedja mellan olika typer av referenssystem, med diverse koordinattransformationer som "kitt" mellan dem.



Figur 3.4.b. Transformationskedja från ett lokalt 3D-system till kartografiska koordinater projicerade från ett globalt anpassat referenssystem. I Sverige kan de senare avse den nationella projektionen SWEREF 99 TM eller någon av de 12 lokala projektionszonerna, se Figur 1.2.e.

De olika stegen i figuren är följande:

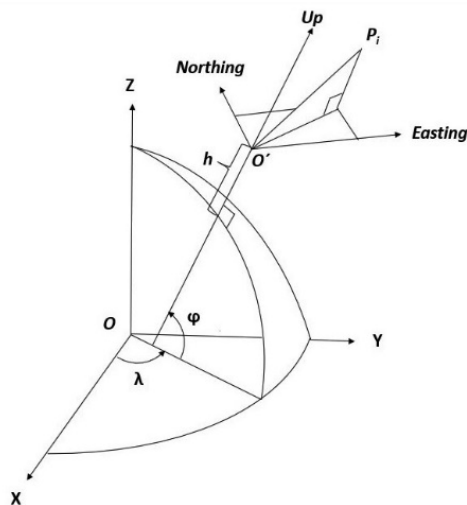
- rotation av det lokala systemet till Norr/Öster, om det inte redan är gjort
- transformation från lokalt 3D-system till kartesiska (X, Y, Z)-koordinater i ett globalt anpassat system
- överräkning från (X, Y, Z) till (φ, λ, h)
- projicering av φ, λ till Northing/Easting och konvertering av höjder enligt Formel (1): $H = h - N$
- ev. överräkning till en lokal projektionszon.

Låt oss nu titta närmare på några detaljer i beräkningskedjan i Figur 3.4.b. Stegen är nämligen användbara var för sig och det är inte nödvändigt att alltid gå igenom hela den kedja som där beskrivs.

Lokala till globalt anpassade koordinater

Om det lokala systemet är orienterat i Northing, Easting, Up (Norr, Öst, Upp) så är information om läget för detta systems origo det enda ytterligare som behövs för att åstadkomma ett samband till ett globalt anpassat referenssystem.

Sedan kan överräkning ske till (X, Y, Z) och (φ, λ, h) och, om man så vill, vidare till ett plant system via en kartprojektion – med tillhörande skalskillnadsproblematik, se Figur 3.4.c.



Figur 3.4.c. Ett samband till ett globalt anpassat system kan skapas genom georeferering av det lokala systemets origo – som kartesiska, geocentriska (X, Y, Z) eller latitud, longitud och höjd över ellipsoiden (φ, λ, h) .

Strategiska val av medelmeridian och projekthöjd

Ett sätt att komma undan problemet med dessa skalskillnader är att upprätta *objekt-* eller *projektspecifika kartprojektioner*, som minimerar distorsionerna utmed anläggningens utsträckning.

Projekthöjden sätts då som nollnivå och medelmeridianen placeras genom projektområdet. Medelmeridianen riktas så att den blir parallell med det långsträckta objektets huvudriktning.

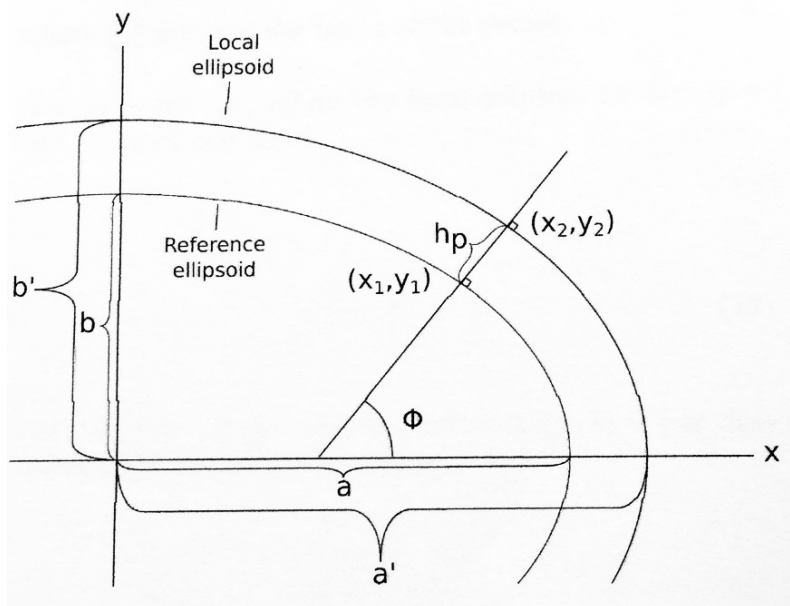
Om riktningen är öst-västlig används lämpligen en *normal* cylinderprojektion och om den är nord-sydlig en *transversal* projektion, t.ex. TM, se Figur 3.4.d.

	Normal	Snedaxlig	Transversal
Cylindrisk			

Figur 3.4.d. Normal, snedaxlig och transversal Mercatorprojektion.

Om huvudriktningen avviker mycket från nord-syd och öst-väst bör en *snedaxlig* (eng. *oblique*) projektion övervägas, även om det blir litet mer komplicerat.

En teoretiskt korrekt hantering inkluderar även en lokal referens-ellipsoid från vilken projektionen utförs, se Figur 3.4.e.



Figur 3.4.e. Förhållandet mellan en referensellipsoid och lokal ellipsoid. Den lokala ellipsoidens halvaxlar a' och b' bestäms av projekthöjden h_p och den gemensamma lodlinjen vid aktuell latitud Φ . *Källa: Ugglå & Horemuz (2018).*

Detta tillsammans skapar förutsättningar för matematiskt entydiga transformationer genom felfria översräkningar. För vissa projekt kan förfarandet även av andra skäl vara helt nödvändigt, t.ex. om objektet sträcker sig över flera projektionszoner – eller t.o.m. över flera länder, med helt olika nationella referenssystem.

Användningen av en objektspecifik kartprojektion i kombination med en separat skalfaktor för projektionsplanet skulle göra det möjligt att skapa en optimal projektionszon för ett stort longitudinellt projekt.

Skalfaktorn skulle då användas för att minska skalförvrängningen för en geometri som avviker horisontellt och/eller vertikalt från den kartprojektionens medelmeridian. För att ytterligare minska skalförvrängningen kan det ibland bli nödvändigt att använda en restmodell, se avsnitt 3.4, för att kompensera för de lokala variationerna.

Då börjar vi närma oss konceptet för Snake Grid (se avsnitt 5.3)!

Approximativa metoder

Anpassning m.h.a. en skalfaktor är ett bra exempel på en approximativ transformationsmetod. Den används på följande sätt för omräkning mellan BIM-data och GIS-data.

Transformation BIM => GIS görs med formlerna:

$$\begin{aligned}N_{GIS} &= s \cdot N_{BIM} + N_{origo} \\E_{GIS} &= s \cdot E_{BIM} + E_{origo} \\H_{GIS} &= H_{BIM} + H_{projekt}\end{aligned}\quad (4)$$

och den omvända vägen GIS => BIM på motsvarande sätt med

$$\begin{aligned}N_{BIM} &= \frac{1}{s}(N_{GIS} - N_{origo}) \\E_{BIM} &= \frac{1}{s}(E_{GIS} - E_{origo}) \\H_{BIM} &= H_{GIS} - H_{projekt}\end{aligned}\quad (5)$$

Detta förutsätter att det lokala systemet är orienterat i nord/öst, annars måste de fullständiga formlerna för 2D Helmert-transformation användas, se Figur 3.4.a. Observera att höjderna – helt korrekt – **inte** skalas om.

De övriga empiriska metoderna som beskrevs i detta avsnitt kan också användas för detta ändamål. Då bör bl.a. följande beaktas:

- 6-parameter 3D-transformation är vanligen att föredra framför 3D-Helmert eftersom den senare just transformerar höjder.
- Vill man inte ens skala om projektionsplanet, utan behålla skalan i det lokala systemet, kan man göra en approximativ georeferering med en Unitär 2D-transformation.

4 Mätning och nätutformning

Detta kapitel innehåller råd beträffande mätningarnas utförande och stomnätens utformning. Det är en mix av generell mätningsteknik och vad man särskilt bör tänka på i samband med hantering av "långsträckta objekt" av olika typer.

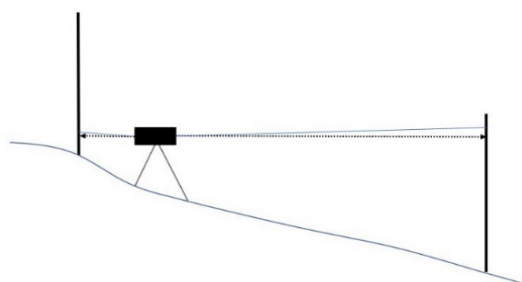
En viktig referens beträffande avsnitt 4.2 är den tekniska specifikationen SIS-TS 21143:2016. Den innehåller många "tips och trix" om bygg- och anläggningsmätning och kan beställas från www.sis.se. Eftersom Trafikverket har "förbetalt" dokumentet är det gratis (!) och det enda som behövs är en registrering. Denna SIS-TS rekommenderas, där finns detaljerna till det som tas upp i detta dokument.

4.1 Mätning

Avvägning

Även om dagens avvägningsinstrument är annorlunda (läs: digitala) kan det vara bra att känna till vad som har gällt "historiskt" – såväl vilka principerna var och varför de fanns.

"Finn fem fel" i Figur 4.1.a:



Figur 4.1.a. Olämplig uppställning av ett avvägningsinstrument.

Enligt beprövad metodik vid (noggrann) avvägning ska instrumentet placeras mitt emellan stängerna vid avvägning. Instrumentplaceringen i figuren leder till följande:

1. Jordkrökningseffekten blir inte lika stor bakåt som framåt.
2. Effekterna av ett eventuellt kollimationsfel hos instrumentet, dvs. att siktlinjen inte är horisontell, blir också olika.
3. Detsamma gäller de slumpmässiga mätfelen eftersom de ökar med avståndet.
4. Operatören måste fokusera om mellan mätningarna, något som kan ge mätfel om optiken inte är perfekt.
5. Mätningen bakåt ligger för nära markytan, vilket kan ge refraktionsfel.

Inom Riksavvägningen (underlaget till höjdsystemet RH 2000) har följande principer tillämpats:

- Inga siktlängder får vara längre än 50 meter.
- Tur- och returmätning är en självklarhet.
- Mätning bör inte ske i direkt solsken; helst mulen väderlek.
- Inga avläsningar får göras under 50 cm; det finns helt enkelt ingen gradering på stängerna mellan 0 och 50 cm.
- Genom att instrumenthöjden vid motoriserad avvägning är ca 2,10 m mot normalt 1,5 m undviks till största delen inflytandet från refraktionen.
- Effekten av jordkrökningen hanteras genom att varje avläsning korrigeras i förhållande till syftlängden.



Figur 4.1.b.
Höjdmätning av ett långsträckt objekt: motoriserad avvägning på den 7845 meter långa Öresundsbron.

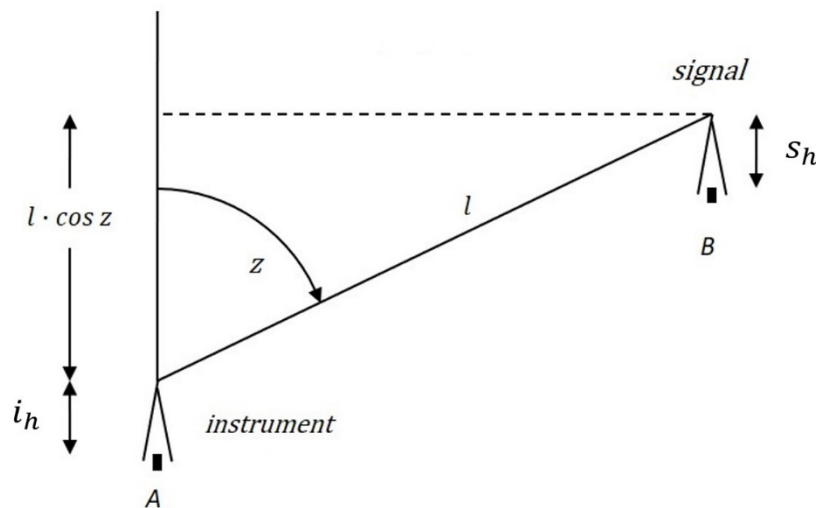
Trigonometrisk höjdmätning

Vid trigonometrisk höjdmätning bestäms höjdskillnader genom mätning av lutande längd och zenitvinkel. Fördelen med metoden är att den går betydligt snabbare än traditionell avvägning och att samma instrument (totalstation) kan användas till olika mätuppdrag.

Figur 4.1.c ger följande uttryck för höjdskillnaden mellan de markerade punkterna A och B, som instrumentet och signalen är uppställda över:

$$\Delta H_{AB} = H_B - H_A = i_h - s_h + l \cdot \cos z \quad (6)$$

där i_h och s_h är instrumentets respektive signalens höjd över markeringarna i A och B. Om i stället höjdskillnaden mellan instrument och signal ska beräknas så sätts $i_h = s_h = 0$.



Figur 4.1.c. Principen för trigonometrisk höjdmätning. Höjdskillnaden från A till B bestäms ur mätningar av zenitvinkeln (z) och den lutande längden (l).

Vid trigonometrisk höjdmätning över avstånd längre än 150–200 meter måste hänsyn även tas till inverkan från jordkrökningen, se Tabell 2.2.

Låt oss först se på trigonometrisk höjdmätning i samband med stom-mätning. Precis som vid avvägning bör delsträckorna då dubbel-mätas, en gång i vardera riktningen. Det ger möjlighet till kontroll samtidigt som jordkrökningseffekten elimineras.

Mätning från A till B ger

$$\text{trigh}_{AB} = H_B - H_A + jk \quad (7)$$

där jk är jordkrökningseffekten.

Mätning i omvänd riktning ger

$$\text{trigh}_{BA} = H_A - H_B + jk = -\text{trigh}_{AB} \quad (8)$$

dvs. i medeltal

$$\begin{aligned} \widehat{\text{trigh}}_{AB} &= (\text{trigh}_{AB} - \text{trigh}_{BA})/2 = \\ &= [(H_B - H_A + jk) - (H_A - H_B + jk)]/2 = \\ &= (2H_B - 2H_A + jk - jk)/2 = H_B - H_A \end{aligned} \quad (9)$$

och jordkrökningen är eliminerad.

Om mätningen sker samtidigt från båda stationerna - instrument mot instrument - reduceras även effekten av refraktionen eftersom den kan antas var lika i båda riktningarna. Refraktionen kan vara besvärande t.ex. inne i tunnlar.

Detta benämns *korresponderande* trigonometrisk höjdmätning och då gäller följande formler:

$$\Delta H_{AB} = i_h - s_h + d \cdot \tan \frac{z_B - z_A}{2} \quad (10)$$

där d är horisontellt avstånd, alternativt

$$\Delta H_{AB} = i_h - s_h + l \cdot \sin \frac{z_B - z_A}{2} \sin \frac{z_B + z_A}{2} \quad (11)$$

där l är mätt, lutande längd. z_A och z_B är zenitvinklarna på station A respektive B.

Korresponderande trigonometrisk höjdmätning kräver förstås att det går att mäta från båda ändpunkterna - vilket inte är fallet vid t.ex. fristationsnät, se Figur 4.2.e-f.

Och också vid detaljmätning sker naturligtvis inmätningen bara i den ena riktningen. Vid längre avstånd bör därför varje enskild trigonometrisk höjdmätning korrigeras för jordkrökning och refraktion, eftersom korrektionen varierar med avståndet.

Även om ett objekt - som kontroll, eller för medeltalsbildning - mäts in från två stationer så ska de enskilda mätningarna korrigeras var för sig; beräkning av medeltal eliminerar då **inte** effekten av jordkrökningen, eftersom avstånden - och därmed effekten - är olika.

Terrester laserskanning

Terrester laserskanning företer flera likheter med terrester detaljmätning, och flera av grundprinciperna är desamma.

Mätningen utförs med en *skanner*. Den är även försedd med kamera och en *kompensator* kontrollerar och kompenserar eventuella brister i instrumentets horisontering.

Måltavlor används som *konnektionspunkter* vid sammanräkning av mätningar från olika *stationer*, på utgångspunkter för anslutning till ett referenssystem samt på kontrollpunkter för kontroll av sammanräkningar och anslutningar.

Mätningen avser dels skanning av det aktuella insamlingsområdet, dels särskild skanning - *finskanning*, med högre punkttäthet - av de måltavlor som syns i punktmolnet. Det senare benämns *måltavleskanning*.

Rådata från skanning avser *polära koordinater* för *laserpunkter* i tre dimensioner (riktningar/vinklar och avstånd), som i real-tid räknas om till ett *punktmoln* där varje laserpunkt får koordinater i ett kartsiskt 3D-system - tills vidare i *skannersystemet*.

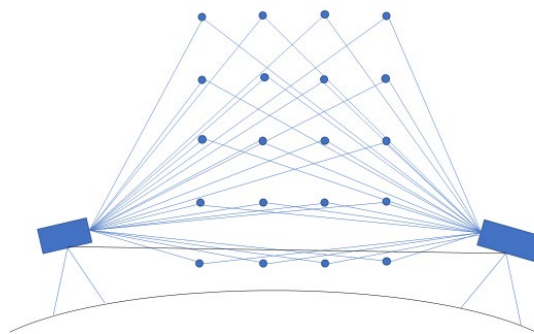
Det sker via formelsambandet:

$$\begin{bmatrix} X_s \\ Y_s \\ Z_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l \cdot \cos hv \cdot \cos z \\ l \cdot \sin hv \cdot \cos z \\ l \cdot \sin z \end{bmatrix} \quad (12)$$

där laserpunkternas 3D-positioner (X_s, Y_s, Z_s) bestäms ur lutande längd (l), horisontalvinkeln hw och zenitvinkeln z . Detta (godtyckliga) koordinatsystem definieras av skannerns fysiska orientering och har origo i skärningen mellan dess horisontal- och vertikalaxel. Systemet är alltså euklidiskt, dvs. det har vinkelräta axlar och enhetlig skala.

Registrering innebär att två punktmoln sammanfogas till varandra. Det sker antingen som *punktmolnsregistrering* (laserpunkt mot laserpunkt) eller med hjälp av gemensamma måltavlor.

Skanning på den krökta jordytan får den konfiguration som visas i Figur 4.1.d. Sammanräkningen (registreringen) av punktmolnen bör helst bibehålla detta inbördes samband mellan instrumentuppställningarna, t.ex. med hjälp av en 6-parameter 3D-transformation, se avsnitt 3.4.



Figur 4.1.d. Terrester laserskanning från två motstående skannrar på den krökta jordytan. Registreringen bör bibehålla detta – korrekta – inbördes samband mellan uppställningarna. Jfr. Figur 4.1.g.

Det hopräknade/registrerade punktmolnet lagras i någon av de ingående stationernas interna skannersystem. Detta system – med vertikalaxeln orienterad efter lodlinjen i stationspunkten – blir tills vidare molnets *hemsystem*.

Nästa moment efter registrering är anslutning/georeferering till ett externt referenssystem med någon form av transformation. Men vilken transformationsväg i förhållande till Figur 3.4.b. ska då väljas?

Om vi förutsätter att slutmålet är redovisning av skanningen med kartografiska koordinater (N, E, H) rekommenderas i Horemuz (2019) följande generella prioriteringsordning vid val av transformationsätt vid georeferering av ett punktmoln från en laserskanning:

Prio 1. Uttryck passpunkterna i kartesiska koordinater (X_p, Y_p, Z_p) och gör en 3D-inpassning av punktmolnet på dessa. Gör därefter en gemensam överräkning av molnet till kartografiska koordinater via geodetiska koordinater, dvs.

kartesiska \rightarrow geodetiska \rightarrow kartografiska koordinater

Därigenom hanteras t.ex. jordkrökningen på ett korrekt sätt.

Prio 2. Transformera punktmolnet direkt till kartografiska koordinater men dela upp inpassningen genom att hantera plan och höjd var för sig (2D + höjd). Behåll höjdskalen ograverad men anpassa skalen i plan genom en 2D-Helmertransform.

Prio 3. Gör inpassningen av punktmolnet direkt till kartografiska koordinater med en 6-parameters 3D-transformation, dvs. utan skaländring.

Det bör dock återigen betonas att presentation med kartografiska koordinater alltid innebär viss förvrängning av en euklidisk 3D-geometri – som ändå kan vara befogad av andra skäl, t.ex. att presentation tillsammans med andra geodata i samma referenssystem möjliggörs. Alternativ 3 enligt ovan utgör härvid ett undantag. Det ger inte en optimal georeferering men har den fördelen att punktmolnets geometri blir oförändrad.

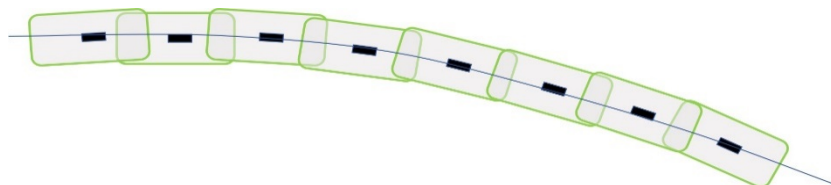
Långa objekt – exemplet skanning av tunnlar

Dokumentation av tunnlar innanmäte är en vanlig tillämpning av terrester laserskanning, se exempel i Figur 4.1.e. Den hanteringen innefattar flera karaktäristiska delar, bland annat på grund av att det är ett långsträckt objekt. Det får därför tjäna som exempel på de speciella aspekter som då måste beaktas.



Figur 4.1.e. Tunnel dokumenterad med terrester laserskanning.

I ett tunnelprojekt är inte laserskanningen "huvudnumret". Eftersom det är många olika typer av mätningar som ska utföras etableras ett gemensamt bruksnät, i förväg, för all sorts tunnelmätning. Och när det kommer till skanning görs anslutningen stationsvis och inte som en gemensam anslutning av samtliga stationer.



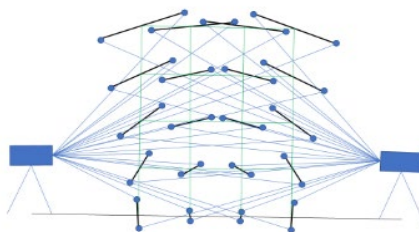
Figur 4.1.f. Successiva registreringar och gemensam anslutning mot ett globalt anpassat referenssystem är inte tillämpligt för långsträckta objekt. Geometrin blir alltför "svajig" och anslutningen därför osäker.

Skulle man registrera ihop en lång rad stationer efter varandra och sedan försöka ansluta detta sammanräknade punktmoln i ett steg (enligt prio 1 ovan) så skulle man nämligen få flera typer av problem, se Figur 4.1.f.

Först och främst skulle det sammanräknade punktmolnet bli "rangeligt", dvs. smalt och långt precis som långa polygontåg (Figur 4.2.h). Dessutom skulle man behöva uttrycka utgångspunkterna i kartesiska eller geodetiska koordinater för att parera jordens krökta form på ett korrekt sätt.

Det är dock inte praxis i branschen. I stället tillämpas vanligen anslutning - station för station - gentemot ett tunnelsystem uttryckt i kartografiska koordinater (Northing och Easting + höjd). Men detta förfarande är förenat med vissa "skavanker", se Figur 4.1.g.

Tillvägagångssättet innebär att lodlinjerna i närliggande instrumentuppställningar betraktas som parallella fast de egentligen divergerar, jfr. Figur 2.1.b. Det ger som effekt att det skannade objektet "trycks ned" mot golvet på grund av att jordkrökningen ger ett systematiskt höjdfel.

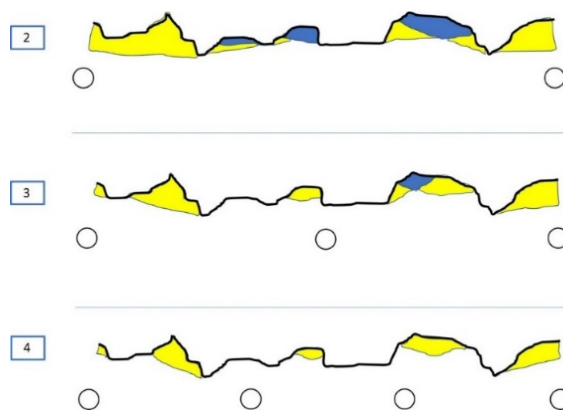


Figur 4.1.g. Terrester laserskanning från två motstående uppställningar. Lodlinjerna betraktas felaktigt som parallella, dvs. jordkrökningen negligeras. Jfr. Figur 4.1.d. De svarta strecken sammanbinder identiska laserpunkter.

Objektet ändrar inte form – om man lyckas matcha punktmolnen från respektive instrumentuppställning, och beräkna medeltal. Men "det systematiska bruset" (om man nu kan säga så) ökar uppåt och när skillnaden i avstånd till identiska punkter från de två uppställningarna ökar. Korta avstånd mellan instrumentuppställningsplatserna minskar alltså problemet.

En annan orsak till att ha korta avstånd mellan instrumentuppställningarna är insynen vid dokumentation av den råa bergväggen, se Figur 4.1.h.

Att skanna "utstickare" uppåt och åt sidorna är nämligen en viktig säkerhetsfråga för framtida transporter i tunneln. Och genom att skanna före och efter kan man uppskatta mängden betong som har sprutats på väggarna (t.ex. som efterhandskontroll av entreprenörens motsvarande uppskattning).



Figur 4.1.h. Ett, två respektive fyra uppställningar för att täcka in samma område. Figuren visar hur kortare avstånd mellan instrumentuppställningarna ökar insynen och möjligheterna att kartera en tunnelvägg.

Gula områden syns bara från en uppställning. Blå områden syns inte alls.

Korta delsträckor vid terrester laserskanning är också befogad om man ser till mätosäkerhetens fortplantning, se Bilaga B. Om mätosäkerheten ökar linjärt med avståndet – som vid vinkelmätning med totalstation och laserskanning – är det alltid gynnsamt att dela upp mätningen i delsträckor, även om man bara ser till de slumpmässiga avvikelserna.

Erfarenhetsmässigt är 20 meter ett lämpligt stationsavstånd vid terrester laserskanning – samt blockering av längre skanningavstånd via mjukvara.

Det som ovan har beskrivits för terrester laserskanning av tunnlar gäller även i tillämpliga delar vid mätning för andra typer av långsträckta objekt. Se vidare under rubriken "Fackverk under lupp" i avsnitt 4.2, som bland annat visar att referenssystemen i plan och höjd bör separeras.

Sammanfattning – mätning

Även om det är skillnad mellan mätning i en tunnel och på t.ex. en bro så finns det ett antal generella rekommendationer beträffande mätning av långsträckta objekt. Och sammantaget finns ingen annan möjlighet att ha totalkontroll på mätningarna än att ha korta avstånd mellan instrumentuppställningarna.

Detta eftersom korta avstånd

- ger bättre insyn i trånga utrymmen, t.ex. i tunnlar.
- ger mindre väderpåverkan, men försök alltid att undvika mätning i solsken.
- ger mindre påverkan från (vertikal och lateral) refraktion, vilket kan vara särskilt viktigt vid mätning i extrema miljöer.
- minskar mätosäkerheten, efterom den vanligen ökar linjärt med avståndet.
- minskar jordkrökningseffekten, som ökar kvadratisk med avståndet.
- reducerar inverkan av vissa instrumentfel.

Med korta avstånd menas:

- ca. 20 meter mellan instrumentuppställningarna vid terrester laserskanning
- max 50 meter mellan instrument och stång vid avvägning
- max 50-100 meter vid trigonometrisk höjdmätning, beroende på mätmiljön.

En liknelse kan vara att en månghörning approximerar en cirkelbåge bättre om den har fler och kortare sidor.

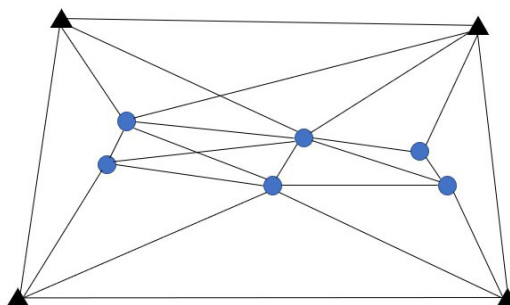
4.2 Nätutformning

I Bilaga A redovisas ett utdrag ur den tekniska specifikationen SIS-TS 21143:2016 *Geodetisk mätning, beräkning och redovisning av byggnadsverk och infrastruktur*.

Som komplement redovisas här några exempel på hur stomnät för långsträckta objekt kan/bör utformas, med tonvikt på tunnelmätning. Framställningen illustreras med ett antal kommenterade figurer, men för att öka förståelsen vid läsning av kapitlet och bilagan redovisas först några specialtermer från bygg- och anläggningsbranschen i Tabell 4.2.

Tabell 4.2. Några termer och begrepp inom bygg & anläggning.	
<i>anslutningsnät för tunnel</i>	anslutningsnät som omfattar en tunnelkonstruktions hela utbredningsområde
<i>bruksnät i tunnel</i>	nät som utgör det etablerade, sammanräknade nätet efter avslutad <i>tunneldrivning</i> ; används bl.a. för lägeskontroll
<i>byggnät för tunneldrivning</i>	specialnät som utgörs av det successivt uppbyggda fackverksnätet
<i>fackverksnät</i>	geodetiskt nät som utformats för att efterlikna en stabil, mekanisk fackverkskonstruktion
<i>genomslag</i>	(vid tunnelmätning) det sista momentet vid <i>tunneldrivning</i> , då tunneln öppnas upp helt
<i>gyroteodolit</i>	instrument som består av ett gyro monterat på en teodolit; används för att bestämma nordriktningen där andra metoder inte fungerar, t.ex. inne i tunnlar
<i>korrektionsfritt nät</i>	geodetiskt nät där inga höjd- och projektkorrekationer av mätta avstånd har gjorts; dvs. avstånd i verkligheten = avstånd ur koordinater
<i>mätprogram</i>	plan som anger hur geodetiska nät ska utformas, mätas, beräknas, markeras, anslutas och underhållas; upprättas innan arbete med nät för större byggnadsverk påbörjas.
<i>påslag</i>	(vid tunnelmätning) det första momentet vid <i>tunneldrivning</i> , då sprängnings- eller borrhningsarbetet påbörjas
<i>spänningsfritt nät</i>	fritt utjämnat geodetiskt nät, dvs. utan yttre tvång från utgångspunkter
<i>tunneldrivning</i>	den successiva processen att anlägga en tunnel genom sprängning eller borrhning

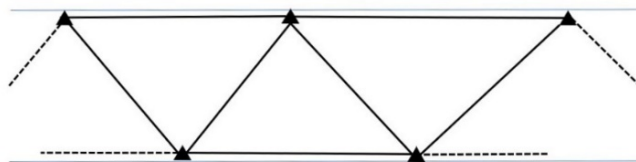
Anslutningsnät i plan för byggnadsverk utformas med fördel som *parpunktsnät* (Figur 4.2.a).



Figur 4.2.a. Stomnätsförtätning med parpunkter.

Avståndet mellan parpunkterna bör vara minst 500 meter – för att säkerställa riktningsinformation av god kvalitet – och avståndet mellan punktparen bör ligga i intervallet 1–3 km.

Beträffande bruksnät utgör stomnät av *fackverkstyp* grundstrukturen för nät avsedda för långsträckta objekt (Figur 4.2.b).

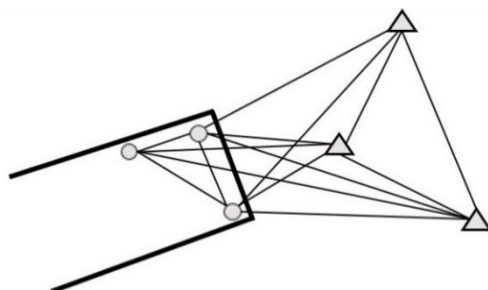


Figur 4.2.b. Del av fackverksnät för långsträckta objekt.

I tunnlar är det vanligt att markeringarna utgörs av konsoler utefter tunnelväggarna, som kan användas för uppställning av såväl instrument som signal.

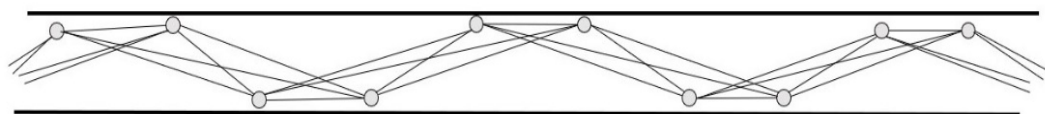
För bruksnät i plan som har utformats som fackverk ska anslutning ske mot minst två anslutningspunkter i vardera änden. Avståndet mellan de båda punktparen ska vara högst 3 km och antalet mellanliggande brukspunkter får inte överstiga 20 st.

Vid tunnelmätning ska det finnas minst tre anslutningspunkter vid varje påslag, med inbördes sikt och sikt till påslaget (Figur 4.2.c).



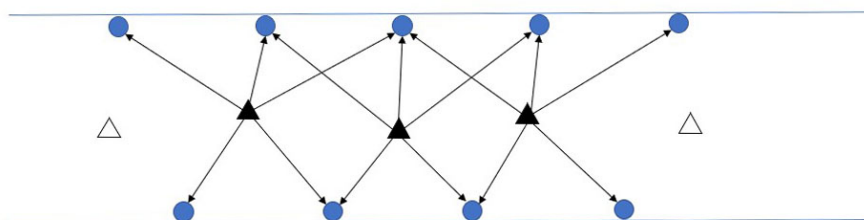
Figur 4.2.c. Stomnätsutformning vid tunnelpåslag.

Eftersom sidorefraktion kan vara ett problem inne i en tunnel tillgrips olika medel för att reducera dess effekter på mätningarna. Ett sätt är att modifiera fackverksformen så att mätning så långt möjligt utförs tvärs över tunneln och inte längs väggarna (Figur 4.2.d).



Figur 4.2.d. Fackverksnät i tunnel, utformat för att reducera sidorefraktionen.

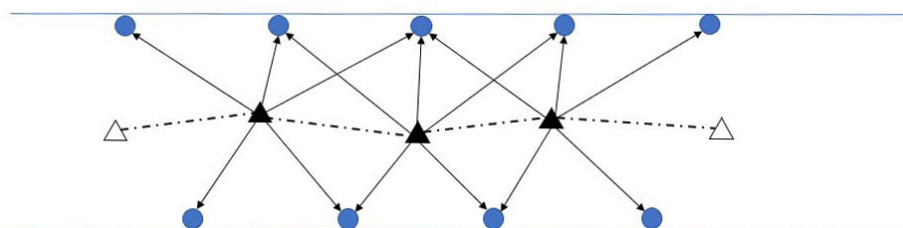
Ett alternativ till fackverksformen kan vara inmätning från *fria stationer*, se [HMK-TR 2018:3](#), sid 59–62, och Figur 4.2.e.



Figur 4.2.e. Inmätning av väggkonsoler från fria stationer.

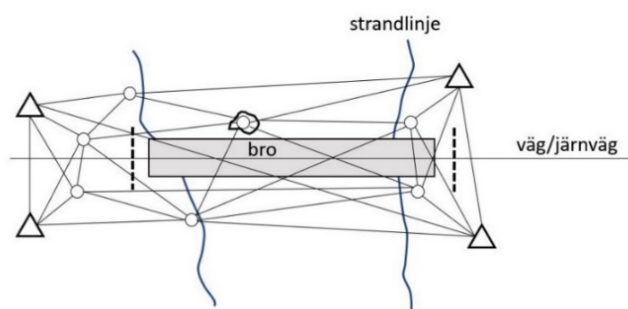
Komplettering kan ske med mätningar direkt mellan markeringarna/väggkonsolerna – t.ex. kontrollmätning med mätband, som rätt tillämpad är en noggrann metod som inte störs av ev. refraktion.

En variant av denna utformning finns i SIS-TS, där mätning även sker mellan instrumentuppställningarna. Det måste i så fall ske med tvångscentrering, på så sätt att tre stativ används simultant i ett ”rullande” mätschema (Figur 4.2.f).



Figur 4.2.f. Inmätning av väggkonsoler från fria stationer som binds ihop med inbördes mätningar.

I Figur 4.2.g ges till sist ett exempel på införande av ett ”korrektionsfritt” referenssystem för att i broområdet åstadkomma ett 1:1-förhållande mellan avstånd i verkligheten och avstånd i modellen. Utanför detta område tillämpas ”normala” projektionsprinciper.



Figur 4.2.g. Broområdet mellan de streckade linjerna är ”korrektionsfritt” medan traditionell höjd- och projektionskorrektin tillämpas utanför detta.

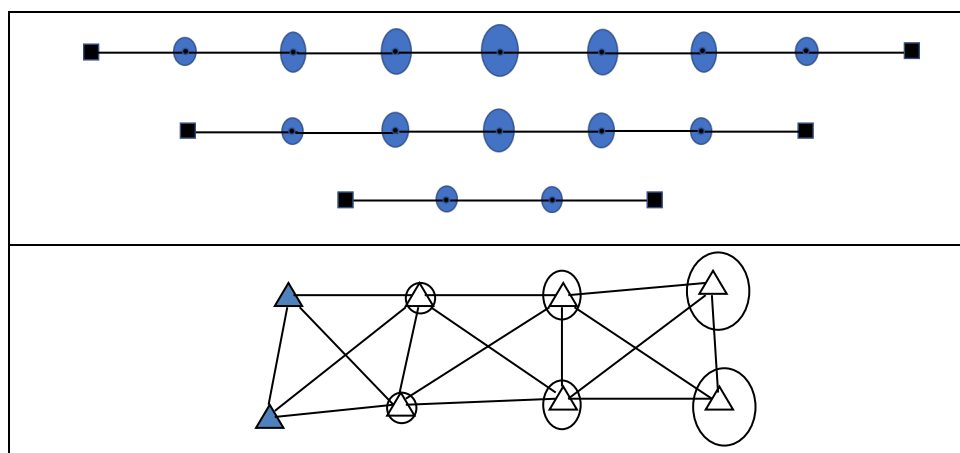
Motsägelser i områdesskarven får tas upp av "mindre känsliga" delar av anläggningen än själva brokonstruktionen.

Fackverk under lupp

Att efterlikna ett fackverk brukar med rätta anses vara den ultimata målbilden vid utformning av geodetiska nät. Med sina korsryfter och sin i övrigt gynnsamma design ger det en mycket god stabilitet, precis som sin mekaniska motsvarighet (jfr. Eiffeltornet).

De flesta illustrationer av fackverksnät brukar dock vara två-dimensionella nätkartor som beskriver två-dimensionella (plana) nät. Men hur fungerar nätverksformen som målbild för de nät som används för hantering av långsträckta objekt och hur väl passar den för en- respektive tre-dimensionella geodetiska nät?

Låt oss börja med den första frågan och studera den ur ett 2D-perspektiv. Långa fackverksnät är naturligtvis stabilare än t.ex. långa polygontåg, men båda nätformerna uppvisar en svaghet på mitten (Figur 4.2.h, upptill) om de är anslutna i bägge ändar och en kontinuerligt växande lägesosäkerhet (Figur 4.2.h, nedtill) om det bara finns anslutning i ena änden. Stabilisering i sidled bör därför om möjligt ske i båda fallen, t.ex. med gyroteknik.



Figur 4.2.h. Osäkerheten i anslutna polygontåg (upptill) är störst på mitten medan osäkerheten i långsträckta nät, t.ex. fackverksnät (nedtill), som bara är anslutna i ena änden ökar med avståndet från anslutningspunkterna.

Men hur är det då med höjdnät? Där innebär inte fackverksformen någon ökad stabilitet jämfört med ett höjdtåg! Mätning av ett tåg ger lägre osäkerhet i varje punkt än om samma mätinsats hade gjorts i ett fackverksformat höjdnät; det blir ju färre mätningar/punkt om antalet punkter ökar.

Även kontrollerbarheten – dvs. möjligheten att hitta grova fel (se avsnitt 1.2) – reduceras eftersom antalet överbestämningar minskar när punktantalet ökar men antalet mätningar förblir oförändrat.

I höjdnät är det alltså vanligen bättre att "satsa krutet" på färre fixpunkter och avvägning är då den bästa mätmetoden, om den kan tillämpas. Den fördel som möjligen skulle kunna vinnas med fackverksformen är minskad sårbarhet i form av fler reservpunkter om någon fix skulle försvinna eller förstöras.

Och hur blir det då i 3D? Ja om nätet mäts som ett plant nät + ett (avvägt) höjdnät så gäller det redan sagda: Det är i första hand osäkerheten i plan som främjas av fackverksformen. Men om vi tänker oss ett 3D-nät där alla tre dimensionerna mäts med totalstation, dvs. höjdbestämningen sker med trigonometrisk höjdmätning (se avsnitt 4.1). Hur blir det då?

Här kommer fackverksformen in i bilden igen, åtminstone om höjdskillnaderna står i rimlig proportion till objektets utbredning i plan; ett "platt" nätverk blir rangligt i den ledd som har minst utbredning, dvs. i detta fall i höjddled.

Exempel: Det är det som är orsaken till att man vid flygfotografering inkluderar kameracentrum i beräkningsmodellen. Därigenom blir objektets utsträckning i vertikalled lika med flyghöjden, vilket naturligtvis förstärker geometrin i förhållande till en "platt" modell på jordytan.

En strikt minsta-kvadratberäkning av ett 3D-nät skulle kräva en helt ny typ av utjämningsmodell. En sådan blir tämligen komplicerad eftersom den måste kunna hantera både jordkrökningen och lodlinjer som varierar med tyngkraften inom beräkningsområdet.

En separat hantering av plan och höjd ter sig därför som mest realistisk. Även om det tvåstegsförfarande, byggt på kartografiska koordinater, som beskrevs vid terrester laserskanning av långsträckta objekt, är vanligast så skulle beräkningen lika gärna kunna baseras på geodetiska koordinater. Det centrala – enligt ovan – är att **mätningen** separeras i plan och höjd.

5 Tre projektexempel

Låt oss runda av med tre rapporter/projekt som behandlar hanteeringen av långsträckta objekt. Dessa är (se Kapitel 7, för fullständiga referenser)

1. Uggla & Horemuz (2018): Om georeferering och BIM (avsnitt 5.1)
2. Huck, Jensen, Almholt & Rüffer (2013): Om Fehmarnbelt Positioning System (5.2).
3. Iliffe & Arthur (2007): Om Snake Projection (5.3).

Samtliga studier har anknytning till Sverige och KTH. Gustaf Uggla och Milan Horemuz (nr 1) arbetar båda på KTH och deras rapport är utarbetad inom ramen för ett pågående projekt om just "långsträckta objekt", som finansieras av Trafikverket. Anna Jensen (nr 2) var professor i geodesi på KTH 2014–2018, och är fortfarande gästprofessor där. Projektionen "Snake Grid" (nr 3), slutligen, har specialstuderats i ett examensarbete på KTH av Tobias Jonsson 2015.

5.1 Georeferering och BIM

Följande är en översättning till svenska av uppsatsen Uggla & Horemuz (2018):

Projektering av infrastrukturanläggningar sker i ett tre-dimensionellt, kartesiskt (euklidiskt) koordinatsystem under antagandet att jorden är platt och att skalan är konstant över projektområdet.

Kartprojektioner används vanligtvis för att georeferera de projekterade geometrierna innan de stakas ut på marken. Skalan i en kartprojektion varierar dock beroende på läget i kartplanet, vilket leder till skalskillnader mellan de projekterade geometrierna och de som stakas ut för konstruktion. Dessa förvrängningar förstärks i stora longitudinella projekt, som t.ex. byggandet av vägar och järnvägar, eftersom sådana anläggningar sträcker sig över ett större område.

Byggnadsinformationsmodellering (BIM) ökar i popularitet som ett sätt att hantera information inom ett byggprojekt. Användningen är mer utbredd inom byggnadssektorn, men för närvarande är den på väg att antas även av infrastrukturindustrin. Den öppna BIM-standarden Industry Foundation Classes (IFC) har nyligen utvecklats för långsträckta geometrier och fullt stöd för tillämpningar såsom väg- och järnvägsbyggande är på väg.

I denna studie undersöks om nuvarande version av IFC-standarden kan möjliggöra georeferering med tillräckligt liten distorsion för byggandet av infrastruktur. Georeferering med tre olika metoder – som alla använder

parametrar i IFC:s datamodell – jämförs genom att beräkna de skalförörängningar som respektive metod orsakar.

Slutsatsen är att IFC-modellens hantering av de geografiska aspekterna skulle kunna förbättras genom tillägg av en separat skalfaktor för horisontalplanet och utveckling av stöd för objektspecifika kartprojektioner.

Keywords: Georeferencing, BIM, IFC.

Kommentar

Författarnas slutsatser är alltså att:

- nuvarande IFC-standard inte är tillräcklig för exakt georeferering.
- IFC saknar stöd för anpassade kartprojektioner och horisontell skalning mellan kartprojektion och mätning på byggarbetsplatsen och
- ett sådant stöd kan kan åstadkommas genom att lägga till nya attribut i IFC.

De riktar sig främst till BIM-kollektivet och IFC-ansvariga. I rapporten finns dock även ett antal idéer som är allmängiltiga för hanteringen av långsträckta infrastrukturprojekt. Dessa har influerat beskrivningen i Kapitel 3 och slutsatserna i Kapitel 6 i denna rapport.

FoU-intresset verkar ha fokus på att få till en effektiv bygg- och anläggningsverksamhet – med samspel mellan projektering, mätning och konstruktion samt efterföljande förvaltning av det anlagda objektet. Inte minst det sistnämnda är viktigt inom BIM:s livscykel-filosofi.

Den prioriteringen är ganska lättbegriplig. Stora produktionskostnader kräver en effektiv mättningsverksamhet för att undvika dyra fel. Därför kommer kopplingen BIM <-> GIS måhända i andra hand. Man försöker dock att dra nytta av teoribildningen inom kart- och geodataområdet i stället för att börja från scratch. Det underlättar även nämnda koppling och ibland är det t.o.m. möjligt att utveckla gemensamma lösningar.

5.2 Fehmarnbelt Positioning System

År 2021 kommer en fast väg- och järnvägslink att anläggas mellan den tyska ön Fehmarn och den danska ön Lolland. Den benämns *Femern Bælt Fixed Link* (Sv. *Fehmarn Bält-tunneln*) och kommer med sina 17,6 kilometer att bli den längsta nedsänkta tunneln i världen, se Figur 5.2.

För detta har en väldefinierad geodetisk infrastruktur byggts upp. Den består av ett tredimensionellt referenssystem, ett referensnät för

GNSS-positionering, ett höjdsystem och en geoidmodell, en kartprojektion samt enhetliga transformationsparametrar för anslutning till de berörda ländernas referenssystem (georeferering).



Figur 5.2. Fehmarn Bält-tunneln mellan Danmark och Tyskland.

Kostnaden för stopp av dyra maskiner på grund av felaktig positionering bedömdes klart överstiga kostnaden för ett så sofistikerat realtidspositioneringssystem – trots att något liknande inte hade testats tidigare.

Systemet är uppbyggt av följande komponenter:

- 1) *Fehmarn Bälts koordinatsystem (FCS)*. Det bygger på en realisering av det internationella ITRF. Fyra permanenta GNSS-stationer etablerades runt Fehmarnbelt under hösten och vintern 2009/2010: två på Fehmarn och två på Lolland. Därmed infördes ITRF2005 i projektområdet och ett referenssystem för 3D-positionering hade upprättats.
- 2) *Fehmarn Bälts höjdsystem (FCSV10)*. För att bestämma höjder i förhållande till havsnivån med GNSS är det nödvändigt att använda en geoidmodell. En lokal geoidmodell, anpassad till ett nytt höjdsystem för detta projekt, togs därför fram.
- 3) *Fehmarn Bälts kartprojektion*. En Transversal Mercator-projektion har implementerats på ett sådant sätt att skalfaktorn inom området ska bli så liten som möjligt.

4) *Fehmarn Bälts referensstationsnät*. Fyra permanenta, aktiva GNSS-stationerna är etablerade för RTK-mätning inom projektområdet. I tillägg används fyra befintliga, närliggande stationer i Tyskland och Danmark.

Lägesosäkerheten för slutanvändarna (standardosäkerhet) är bättre än 10 mm horisontellt och 18 mm vertikalt (under normal jonosfärisk aktivitet). Systemet är operativt och tillgängligt i hela täckningsområdet i mer än 99 % av tiden.

Författarna till rapporten lyfter fram följande fördelar för systemets användare:

- En enhetlig geodetisk infrastruktur över hela planerings-, byggnads- och driftfasen av Femern Bælt Fixed Link, tillgänglig för alla intressenter när som helst.
- Sömlösa data i realtid – på byggarbetsplatsen, till datorstödd design (CAD) eller till geografiska informationssystem (GIS).
- Förenklad geodataöverföring mellan projektets intressenter och projektets faser.
- Sänkta kostnader för mätning och datahantering – samt tillförlitlig drift av dyr offshore-utrustning under kritiska delar i byggfasen.

Systemet är ett exempel på ett homogent och mycket exakt GNSS-baserat positioneringssystem. Jämförbara system och tjänster kan etableras och användas för alla större byggarbetsplatser eller infrastrukturprojekt. <https://femern.com/en>

Kommentar

Systemlösningen bygger på en projektspecifik realisering av det internationella referenssystemet *ITRS* – ett "äkta", geocentriskt 3D-system benämnt *ITRF2005*. Till detta har knutits ett höjdsystem, en geoidmodell, en kartprojektion och ett nät av fasta referensstationer.

Även dessa är projektspecifika, men välbestämda "realtids-samband" finns till de nationella geodetiska infrastrukturerna i Danmark och Tyskland och de fasta referensstationerna utgör den naturliga länken mellan det lokala och de berörda ländernas referenssystem.

Så har man löst problemet med att få ett korrektionsfritt nät för CAD och mätning samtidigt som det, genom georeferering, finns möjlighet till utbyte av geodata med GIS-kollektivet.

Detta trots att sundet är ca. 18 km brett och jordkrökningseffekten därmed ca. 30 meter. En fördel är naturligtvis att flygplatserna i vardera änden av Fehmern-Bælt i princip ligger på 0 meters höjd.

Ett objekt som redan ligger vid havsnivån är tacksamt vad gäller höjdkorrekturen. Läger man dessutom medelmeridianen direkt över konstruktionen så lär inga höjd- och projektionskorrekturen behövas.

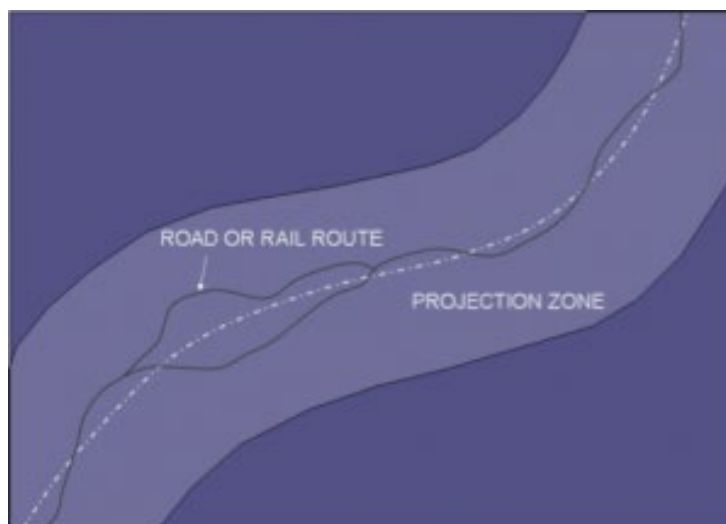
5.3 The Snake Projection

Snake Grid är ett exempel på en helt objektanpassad och projektspecifik projektion.

Grundkonceptet har utvecklats av *University College London* på uppdrag av Storbritanniens *Network Rail*, och senare vidareutvecklats till en kommersiell programvara. Även om utgångspunkten var järnvägsprojekt har den potential att kunna användas i projekt med liknande geometri, t.ex. stora rörledningar.

Snake Grid bygger på att skalförskjutningarna längs en trendlinje som löper utmed med anläggningen minimeras, se Figur 5.3.

Varje stambana har på så sätt tilldelats sitt eget plana referenssystem, med skalförskjutningar i närområdet reducerade till försumbar nivå – gott och väl under ± 20 ppm längs rutter på flera hundra kilometer och systemet används nu av *Network Rail*:s samtliga entreprenörer. Snake Grid har t.o.m. en egen supportorganisation och en egen hemsida, <http://snakegrid.org/>



Figur 5.3. Principen för Snake Grid: att minimera skalförskjutningarna längs en trendlinje som – likt en orm – slingrar sig utmed med anläggningen. Systemet justerar för avbildningsfel beroende på såväl projektion som höjd över ellipsoiden. *Källa: Survey Review, 2007.*

De viktigaste fördelarna bedöms vara:

- Projektörer och utsättare kan arbeta enligt ovan nämnda antagande om en platt jord.

- Mätpersonalen i fält behöver inte korrigera sina mätta längder för projektion och höjd över ellipsoiden.
- Konstruktioner behöver inte särbehandlas med avseende på sådana korrekationer.
- Hela bansträckningen ligger inom en och samma projek-tionszon.

En viktig förutsättning är dock att programvaran finns tillgänglig i fält. Och eftersom endast Network Rail använder denna projektion, och den bara är giltig i närheten av deras spår, måste datautbytet med andra organisationer ske i något annat system.

Kommentar

I examensarbetet Jonsson (2015) undersöks tillämpligheten av speciellt anpassade kartprojektioner för projektering, byggnation, drift och underhåll av långsträcka objekt inom svensk infrastruktur.

Examensarbetet kommer fram till att det inte finns några avgörande skillnader som skulle göra användandet av Snake Grid eller liknande objekt-/projektanpassade projektioner mindre lämpliga i Sverige. För att sådana projektioner ska kunna användas för järnvägsprojekt krävs dock vissa dispenser eller justeringar av Trafikverkets gällande regelverk, bedömer författaren.

6 Sammanfattning och slutsatser

Problembilden vad gäller mätning och redovisning av långsträckta objekt innehåller flera olika delar, vars lösning i mångt och mycket beror på det aktuella objektets storlek och utbredning.

Internt är jordkrökningen och dess effekter det primära problemet att hantera. Den påverkar såväl själva mätningen som sättet att projektera och redovisa.

Externt står frågan om kommunikationen med "omvärlden" i fokus. Önskvärt vore att det funnes ett entydigt förhållande mellan modellen (kartan, ritningen, projekteringsunderlaget) och verkligheten (inmätning/utstakning). Men ett sådant är ofta svårt att realisera, och man har gått olika vägar i olika branscher på grund av skilda förutsättningar.

- Traditionen inom BIM har varit redovisning i ett lokalt, rätvinkligt, tre-dimensionellt koordinatsystem i skala 1:1. Det fungerar bra - internt - då objektet har en begränsad utsträckning, men ger ingen direkt koppling till omkringliggande geodata.
- Inom kart- och GIS-området har man valt att separera redovisningen i ett plant (projicerat) koordinatsystem samt ett separat höjdsystem, dvs. kartografiska koordinater (N, E, H).
- Det senare bygger på geodesins globalt anpassade system, som kan uttryckas i kartesiska (X, Y, Z)-koordinater eller som geodetiska koordinater (φ , λ , h).

Det gäller alltså dels att överbrygga denna skillnad i tankesätt, dels att hitta lösningar för större bygg- och anläggningsobjekt, t.ex. väg- och järnvägsprojekt, där BIM:s 1:1-modell inte ens fungerar internt inom berörd verksamhet.

Det är projektens/objektens storlek (små, medelstora, stora) samt deras utformning som utgör skiljelinjen vid val av lösningsmetod. Därför är den följande beskrivningen strukturerat i "storleksordning".

6.1 Små projekt

I små projekt - avseende små objekt - fungerar approximativa metoder vanligen utmärkt. I ett objekt med begränsad utsträckning i horisontal- och höjddled kan skalan i ett plant koordinatsystem antas vara konstant och jordkrökningen försumbar, men den skalan kommer normalt att avvika från mätningens skala.

Konvertering mellan ett lokalt 1:1-system och en kartprojektion kan då ske med en 2D-Helmert-transformation eller – om inpassningen i nord-syd redan är gjord – med en enkel skalfaktor och Formel 4-5.

6.2 Medelstora projekt

Om vi förutsätter förhållandevis långsträckta objekt finns det en tilltalande lösning i att anamma det traditionella GIS- och karttänket lokalt. Det är förhållandevis enkelt: man flyttar medelmeridianen till projektområdet, placerar medelmeridianen i objektets längdriktning och har projekthöjden som intern nollnivå vid höjdsättning (se Figur 3.4.c). Det ger projektanpassade referenssystem med många fördelar.

Förutom att man tillämpar ett beprövat koncept får man en enkel kommunikation med GIS- och kartvärlden på köpet: transformationer mellan det projektanpassade systemet och globalt anpassade system kan utföras som en felfri översättning!

Det beskrivna förfarandet passar väldigt bra för brobyggen, t.ex. Öresundsbron, samt för tunnlar av den typ som finns under Engelska kanalen och som nu byggs i Fehmarn-Bält-projektet. De är ju just långsmala och ligger på ungefär samma höjd. Att de även ligger nära havsytan, dvs. höjden ≈ 0 , är ytterligare en "bonus".

Byggandet av Fehmarn Bält-tunneln utgör ett paradexempel på den typ av tillämpning som har beskrivits här. Den innehåller "allt": t.o.m. en aktivt realiserad del som bl.a. används för drift av de stora off-shore-plattformarna.

6.3 Stora infrastrukturprojekt

Då vi kommer till riktigt stora – landsomfattande – infrastrukturprojekt så blir det mer komplicerat. Erfarenheterna från verksamheten kring "Snake Grid" visar att:

- det finns "korrektionsfria" referenssystemlösningar som minimerar skalskillnaderna utefter anläggningen och därmed förenklar kopplingen mellan mättingsverksamheten och projektering/konstruktion/drift/underhåll.
- dessa lösningar kräver speciell programvara, som är tillgänglig i fält, samt att andra metoder för datautbytet med organisationer i omgivningen måste utvecklas.

Det förutsätter att det finns en särskild organisation för systemutveckling/-förvaltning och support till användarna.

6.4 God mätsed

Utöver vad som sägs om mätning i avsnitt 4.1 finns det ett antal traditionella "käpphästar" som förtjänar att upprepas. Nedanstående påpekanden bygger både på vad som rent allmänt anses vara "god mätsed" (se Bilaga C i [HMK-TR 2018:3](#)) och på sådant som gäller specifikt för den här aktuella typen av objekt och projekt.

- Planera mätningen i förväg och upprätta gärna ett särskilt mätprogram.
- Inkludera där även de kontroller som ska utföras eller gör ett separat kontrollprogram.
- Uforma markeringarna i förhållande deras tänkta livslängd.
- Skaffa dig god kunskap om de instrument och den utrustning du ska använda och följ anvisningarna vad gäller skötsel, justering och kontroll.
- Lär dig elementa om den tillämpning som mätuppdraget avser.
- Anpassa mätningarna till den mätmiljö och de speciella mätförhållanden och som råder på platsen.
- Använd så långt det går beprövade/etablerade metoder, men nya mätsituationer kan även kräva nya lösningar.
- Redovisningen av ett mätuppdrag ska innehålla både ett mätresultat och en deklARATION av mätosäkerheten, t.ex. i vad mån uppställda krav har uppfyllts.
- Betrakta därför dokumentation, spårbarhet samt ordning och reda som dina viktigaste ledstjärnor.

6.5 Slutord

BIM/Bygg & anläggning är en verksamhet med dyra maskiner och kostsamma produktionsprocesser samtidigt som kvalitetskraven är höga. Dessutom ska mätningen ofta utföras under svåra/komplikerade förhållanden, t.ex. mätning över vatten vid brobyggnad och mätning i tunnlar. En välutvecklad mätapparat kan då löna sig även om den kostar en slant.

Som synes finns det flera olika sätt att hantera 3D-redovisning av geodata. Detta gäller särskilt för långsträckta objekt men flera av aspekterna kommer in även vid andra typer av 3D-mätning. Dessa avser såväl den statistiska mät- och lägesosäkerheten som de systematiska effekterna och beror både på kvalitetskraven och på objektets utsträckning.

Därför bör en "strategi" för hantering av mätningar och geodata – i projektskedet liksom i efterkommande användning och förvaltning – ingå projektbeställningen. Där bör bland annat de frågeställningar som redovisas i Tabell 6.5 redas ut.

Tabell 6.5. Checklista för framtagning av en datastrategi för mätning och redovisning av geodata i 3D.

Frågeställning	Kommentar
Vilka kommer att använda projektets resultat?	avser såväl förvaltning som användning, av 3D-modeller och anläggningar
Vilka krav ställs på mät- och lägesosäkerheten?	avser såväl själva mätningen som den lokala och/eller absoluta lägesosäkerheten i slutresultatet
Vilka referenssystem kommer att användas för datahanteringen och vilka möjligheter och begränsningar finns i dessa?	avser både mätningar och beräknade geodata, under projektet och efter projektavslut
Vilken/vilka modeller för 3D-redovisning kommer att användas?	kan t.ex. samma modell användas för mätning/projektering som för georeferering och kartpresentation – eller behövs det olika 3D-modeller?
Vilka tillämpningar ska projektet stödja?	finns det t.ex. tillräcklig mätnings-teknisk kompetens hos användarna och/eller bra kommunikation mellan mätning och verksamhet?

Baserat på dessa frågor kan beslut tas beträffande referenssystem: krävs projektanpassade system, ska det vara ett eller flera parallella system, vilka länkar ska finnas mellan olika system etc?

Mycket av det här sagda kan tillämpas rakt av. Andra delar kan dock kräva gemensamma anpassningar – t.ex. i den geodetiska infrastrukturen och/eller i styrdokument såsom kravställning vid upphandling, formella standarder etc.

7 Referenser

Horemuz, M (2019): *Georeferering av punktmoln från terrester och flygburen laserskanning*. Seminarium, KTH, 2019-02-21 (opublicerad).

Huck, B, Jensen, A, Almholt, A & Rüffer, J (2013): *The Fehmarnbelt Positioning System for a Mega Construction Site*. Ingår i *Proceedings of European Navigation Conference 2013 (ENC 2013)*, Wien, Österrike. <[länk](#)> hämtad den 22 april 2019.

Iliffe, J C & Arthur, J V (2007): *The Snake Projection: A Customised Grid for Rail Projects*. *Survey Review* 39 (304), sid. 90-99.

Jonsson, T (2015): *Snake Grid och andra objektanpassade projektioner för svensk infrastruktur*, Master of Science Thesis in Geodesy No. 3133, TRITA-GIT EX 15-003, School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm. <[länk](#)> hämtad den 22 april 2019.

Olsson, P, Rost, H & Reshetyuk, Y (2011). *Laserskanning*. I *Geodetisk och fotogrammetrisk mättnings- och beräkningsteknik*. Lantmäteriet, Gävle, sid. 181-204. <[länk](#)> hämtad den 22 april 2019.

Reshetyuk, Y (2017): *Terrester laserskanning*. bookboon.com, e-böcker och kurslitteratur. <[länk](#)> hämtad den 22 april 2019.

Uggla, G & Horemuz, M (2018): *Geographic Capabilities and Limitations of Industry Foundation Classes*. *Automation in Construction* 96 (2018), sid. 554-566.

Bland standarder för geodetiska instrument, byggmätning m.m. bör nämnas:

- SS-ISO3443-4, Byggtoleranser - Del 4: Metoder för beräkning av måttavvikelser och fördelning av toleranser i sammansatta konstruktioner.
- ISO 17123-1, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 1: Theory*.
- ISO 17123-2, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 2: Levels*.
- ISO17123-3, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 3: Theodolites*.
- ISO17123-4, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 4: Electro-optical distance meters (EDM measurements to reflectors)*.

- ISO 17123-5, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 5: Total stations.*
- ISO 17123-6, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 6: Rotating lasers.*
- ISO 17123-7, *Optics and optical instruments - Field procedures for testing geodetic and surveying instruments - Part 7: Optical plumbing instruments.*
- VVMB 908, *Statistisk acceptanskontroll*, Trafikverket.

Relevanta publikationer i HMK-serien [Tekniska rapporter](#) är bl.a.

- HMK-TR 2015:1 *Terminologi, principer och trender inom geodetik och kvalitetsstyrning.*
- HMK-TR 2016:4 *I gränslandet BIM – GIS – Geodesi*
- HMK-TR 2018:1 *Mät- och lägesosäkerhet – en lathund*
- HMK-TR 2018:3 *Beräkning och analys av stomnät – med tonvikt på plana, terrestra nät*

och naturligtvis handboken

- HMK – Terrester laserskanning 2015.

Länk till HMK:s hemsida är: www.lantmateriet.se/HMK.

Det finns även flera direktlänkar till olika hemsidor inne i texten.

Bilaga A: SIS-TS 21143:2016

Denna bilaga är snarast avsedd som intresseväckare till den tekniska specifikationen SIS-TS 21143:2016; den är definitivt inte tänkt att ersätta det officiella dokumentet som är "förbetalt" av Trafikverket och därför tillhandahålls utan kostnad till användarna. Det enda som krävs är en registrering.

Läs särskilt avsnitt 6.4, 6.5, 6.9 och 6.10 samt kapitel 7 och 8. De viktigaste figurerna är nummer 1-2 samt 5-9 och de viktigaste tabellerna är nummer 1 samt tabellerna i Bilaga A; särskilt sammanställningarna i Tabell A.8, A.12 och A.18. Nedanstående "blå-rutor" är endast ett utdrag. (OBS avsnittsnumreringen avser SIS-dokumentet.)

6.4 Bruksnät i plan

(6.4.1 Planering)

Bruksnät i plan mäts normalt med totalstation.

Bruksnät i plan ska ansluta till minst 4 anslutningspunkter som omsluter bruksnätet

Avstånd mellan närliggande brukspunkter ska vara högst 250 och minst 50 meter

För bruksnät i plan som har utformats som fackverk ska anslutning ske mot minst två anslutningspunkter i vardera änden.

Avståndet mellan de båda punktparen ska vara högst 3 km och antalet mellanliggande brukspunkter får inte överstiga 20 st.

Polygontåg får ha högst 6 mellanpunkter.

6.5 Nät i plan för byggnadsverk

(6.5.1 Allmänt)

Nät i plan för byggnadsverk kan beräknas med eller utan geometriska korrekationer.

Mätprogram upprättas innan arbete med nät i plan för större byggnadsverk påbörjas.

Mätprogram avser i första hand tunnlar, långsträckta broar och nät för hus och industribyggnad med särskilda noggrannhetsbehov eller som ska utföras med komplicerade konstruktioner.

(avsnitt 6.5.3.2 Mätprogram för tunnelbyggnad)

Mätprogram ska innehålla/beskriva

- nätkarta
- ny- eller kontrollmätning av anslutningsnät
- nätstruktur samt sammanbindnings- och anslutningsmätningar
- markering, punktplacering och återfinningsskyltar
- utförandet av produktions- och kontrollmätningar, inkl. ev. riktningskontroll med gyroteodolit
- utförandet av mätning och beräkning vid successiv utbyggnad av byggnät för tunneldrivning; använd programvara samt krav på grundmedelfel och k-tal anges
- hantering av mätproblem, t.ex. p.g.a. refraktion
- slutlig utformning och förvaltning av bruksnät för tunnel efter projektslut
- formerna för dokumentation och redovisning, under projekt-tiden och efter projektslut.

(avsnitt 6.5.3.5 – 6.5.3.9 samt 6.5.5)

Befintligt anslutningsnät ska kontrolleras genom fullständig ommätning, beräkning och redovisning.

Kontrollmätningen ska utföras och redovisas innan markering och mätning av stomnät i tunnel påbörjas.

Avstånd mellan brukspunkter i tunnel ska inte överstiga 200 meter.

Rikttningsbestämningen tunnelnät ska kontrolleras varje kilometer, med en gyroteodolit som har en specificerad standardosäkerhet $\leq 1,0$ mgon.

Ett särskilt mätningsprogram, med fördel baserat på simuleringsstudier, bör upprättas för riktningskontroll.

Nyberäkning av hela stomnätet, inkl. analys och dokumentation, ska utföras vid varje utökning med en ny punkt i brytningsfronten. Det ska ske på följande sätt (se [HMK-TR 2018:3](#)):

- Kontroll av mätdata (*data-snooping*) från en *fri utjämning*.
- Koordinatberäkning med *fast utjämning* utgående från samtliga anslutningspunkter.

- Förnyad data-snooping och kontroll av ev. lägesförändringar hos stompunkterna från föregående beräkning.

Nät för brobyggnad, byggande av större trafikplatser etc. utformas med fördel som ett lokalt spänningsfritt nät.

6.9 Nät i höjd för byggnadsverk

(avsnitt 6.9.2 – 6.9.4)

Mätprogram i höjd för tunnel ska innehålla/ beskriva:

- nätkarta
- ny- eller kontrollmätning av anslutningsnät
- nätstruktur samt sammanbindnings- och anslutningsmätningar
- markering och punktplacering
- utförandet av mätning och beräkning vid successiv utbyggnad av byggnät för tunneldrivning
- slutlig utformning och förvaltning av bruksnät för tunnel efter projektslut
- formerna för dokumentation och redovisning.

Antalet anslutningspunkter i höjd vid varje tunnelpåslag ska vara minst två. Punkterna markeras stabilt och säkert.

Avståndet mellan brukspunkter i höjd i tunnel ska inte överstiga 200 meter.

Tunneldelar som ansluter till varandra under fortsatt brytning ska successivt räknas samman.

6.10 Kontroll av befintligt stomnät i plan och höjd

Befintligt stomnät som berörs av kommande arbeten ska kontrolleras vad avser:

- överensstämmelse med angiven noggrannhet
- inventering av status för markeringar och sikter mellan punkter
- kontrollmätning av enskilda punkter som vid inventeringen har bedömts kunna vara utsatta för sättningar/rörelser.

Beslut om nymätning av stompunkter baseras på projektets kvalitetskrav.

8 Kvalitetssäkring av detaljmätning

(8.1 Allmänt)

Kvalitetsgranskning innebär krav på rutiner avseende granskning och kontroller samt på dokumentation av genomförandet.

Kvalitetsgranskningen delas in i:

- *förebyggande kontroll*
- *produktionskontroll*
- *leveranskontroll.*

Bilaga B: Direktmätning eller uppdelning i delsträckor?

Många typer av mätningar har en osäkerhet som ökar linjärt med avståndet. Det är uppenbart om mätosäkerheten uttrycks i ppm (mm/km) men en osäkerhet i vinkelmått är också linjärt ökande. Även den kan enkelt räknas om till ppm:

$$1 \text{ mgon} = 15,7 \text{ ppm} \quad (\text{B.1})$$

En linjär mätosäkerhet kan beskrivas med formeln

$$s_d = m_0 + d \cdot m_1 \quad (\text{B.2})$$

där s_d är standardosäkerheten (medelfelet) för avståndet d .

m_0 är den del som inte beror på avståndet, t.ex. centreringsosäkerheten för instrument och signal, medan m_1 beskriver osäkerhetens avståndsvariation.

Om $m_0 \approx 0$ beror mätosäkerheten nästan bara på avståndet, dvs.

$$s_d = d \cdot m_1 \quad (\text{B.3})$$

Det är dock en ganska orealistisk modell, så den kan vi bortse ifrån. Det finns nästan alltid någon osäkerhetsfaktor som mer har att göra med själva instrumentuppställningen än mätavståndet.

$m_1 \approx 0$ är mer realistisk, dvs. att mätosäkerheten i princip är konstant. Åtminstone om det inte rör sig om mycket långa avstånd. Vi får då

$$s_d = m_0 \quad \forall d \quad (\text{B.4})$$

Vi återgår därmed till den generella formeln (B.2).

Exempel 1: Antag att standardosäkerheten vid avståndsmätning är $2 \text{ mm} + 3 \text{ ppm}$, dvs. $m_0 = 2$ och $m_1 = 3$. För $d = 5 \text{ km}$ får vi då:

$$s_5 = 2 + 5 \cdot 3 = 17 \text{ mm}$$

Eftersom linjär mätosäkerhet är vanligast kan det vara intressant att besvara den fråga som formulerades i rubriken för denna PM.

Alltså: Vilket är bäst - att mäta hela avståndet på en gång eller att dela upp det i delsträckor?

Standardosäkerheten vid uppdelning blir

$$s_{d/n} = \sqrt{n} \cdot (m_0 + \frac{d}{n} \cdot m_1) \quad (\text{B.5})$$

där d åter igen är avståndet och n antalet delsträckor.

Om

$$s_{d/n} < s_d \quad (= s_{d/1}) \quad (\text{B.6})$$

så är uppdelning fördelaktig.

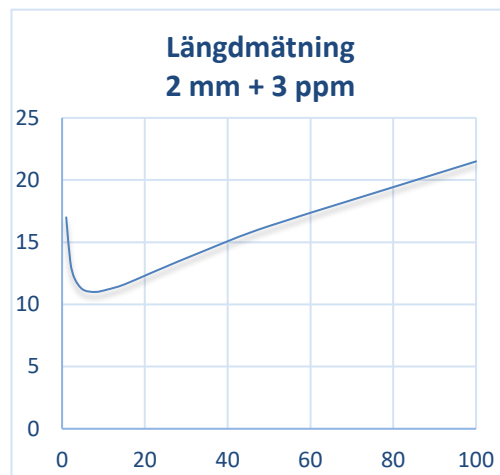
Exempel 2: Om vi delar upp avståndet i 2 stycken 2,5-kilometerssträckor får vi alltså enligt formel (B.6):

$$s_{5/2} = \sqrt{2} \cdot \left(2 + \frac{5}{2} \cdot 3 \right) = 9,5\sqrt{2} \approx 13,4 \text{ mm}$$

Exempel 3: Om vi i stället delar upp avståndet i 50 delar (100-meterssträckor) får vi på motsvarande sätt:

$$s_{5/50} = \sqrt{50} \cdot \left(2 + \frac{5}{50} \cdot 3 \right) = 2,3\sqrt{50} \approx 16,3 \text{ mm}$$

Standardosäkerheten är alltså lägre i Exempel 2 än i Exempel 1, då hela sträckan mättes i en enda mätning. Men i Exempel 3 växer värdet igen. Det indikerar att det finns ett optimalt n -värde för den angivna standardosäkerhetsformeln. En plott för olika n -värden redovisas i Figur B.1.



Figur B.1. Standardosäkerheten i mm vid uppdelning av ett avstånd på 5 km i n delar, när $n = 1-100$. Minimivärdet 11 mm erhålls för $n = 7,5$.

Den optimala uppdelningen är att dividera avståndet d med storheten

$$n_{opt} = nint\left(\frac{d \cdot m_1}{m_0}\right) \quad (\text{B.7})$$

dvs. kvoten mellan den rörliga delens max-värde $d \cdot m_1$ och den konstanta delen m_0 . $nint$ betyder "nearest integer" och innebär avrundning till närmaste heltal. Varje del blir då d/n_{opt} .

Större och mindre n -värden ger en högre standardosäkerhet.

Observera att om vi ändå skulle sätta $m_0 = 0$, eller åtminstone nära noll, så spårar uttrycket ur (division med noll). Tolkningen av det är att om mätosäkerheten är helt avståndsberoende så är en uppdelning i delsträckor alltid gynnsam; något att tänka på vid t.ex. terrester laserskanning.

Exempel 4: Det optimala n -värdet i vårt exempel är alltså (jfr. Figur B.1):

$$n_{opt} = \frac{5 \cdot 3}{2} = 7,5$$

vilket avrundas till 7 eller 8 (valfritt).

Om vi väljer 8 så blir varje delsträcka

$$\frac{d}{n_{opt}} = \frac{5}{8} = 0,625 \text{ km}$$

eller 625 meter. För denna uppdelning ger formel (B.6) standardosäkerheten

$$s_{5/8} = \sqrt{8} \cdot \left(2 + \frac{5}{8} \cdot 3\right) = 3,875 \cdot \sqrt{8} \approx 11 \text{ mm}$$

att jämföras med 17 mm i Exempel 2.

(Om man använder värdet 7 istället så får man $5/7 = 0,714$ km och

$$s_{5/7} = \sqrt{7} \cdot \left(2 + \frac{5}{7} \cdot 3\right) = 4,143 \cdot \sqrt{7} \approx 11 \text{ mm}$$

om någon undrar.)

Låt oss även göra motsvarande analys när standardosäkerheten är angiven i vinkelmått, dvs. där mätstorheten är en riktning av något slag (riktningsmätning med totalstation, terrester laserskanning etc.).

Exempel 5: Antag att standardosäkerheten i en riktning är 2,5 mgon och att det totala avståndet inom vilket mätning ska ske är $d = 500$ meter. Översatt till ppm får vi enligt Formel (B.1).

$$m_1 = 2,5 \cdot 15,7 \approx 40 \text{ ppm}$$

Standardosäkerheten i tvärlid vid siktlängden 500 meter (= 0,5 km), utan uppdelning i delsträckor, blir alltså

$$s_{0,5} = 0,5 \cdot 40 = 20 \text{ mm}$$

Men i enlighet med diskussionen ovan bör man alltid lägga till ett $m_0 > 0$ för att få rimliga värden vid konvertering mellan vinkel- och längdmått. 1 mgon på 10 meter är t.ex. 0,157 mm vilket är en helt orealistisk mätosäkerhet. Låt oss åtminstone addera $m_0 = 1$ mm, vilket ger $s_{0,5} = 1 + 0,5 \cdot 40 = 21$ mm enligt formeln

$$s_d = m_0 + d \cdot m_1 = 1 + d \cdot 40$$

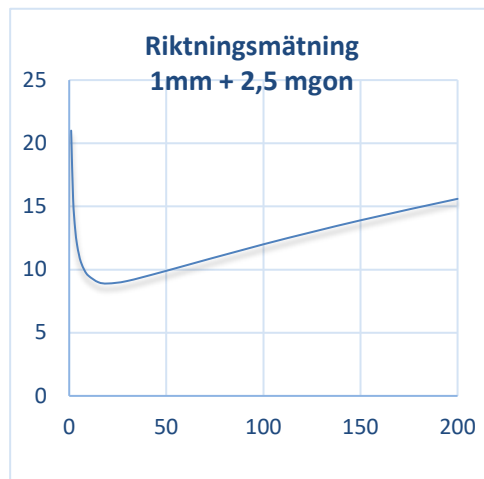
Det innebär att

$$n_{opt} = \frac{0,5 \cdot 40}{1} = 20$$

som i sin tur ger

$$s_{0,5/20} = \sqrt{20} \cdot \left(1 + \frac{0,5}{20} \cdot 40\right) = 2 \cdot \sqrt{20} \approx 9 \text{ mm}$$

att jämföras med 21 mm utan uppdelning, se Figur B.2.



Figur B.2. Standardosäkerheten i mm tvärled vid riktningmätning. Objektet är totalt 500 meter långt och har delats upp i n delar, där $n = 1-200$. Minimivärdet 9 mm erhålls för $n = 20$, dvs. 20 delsträckor om vardera 25 meter.

Det vi har lärt oss av denna analys är att det vanligen är bättre att dela upp en mätoperation i delar samt att det ofta finns en optimal uppdelning.

Analysen kan appliceras på de flesta typer av mätningar: avstånds- och vinkelmätning, avvägning och trigonometrisk höjdmätning, terrestera laserskanning m.fl. Att slutsatserna baseras på standardosäkerhet och slumpmässiga avvikelser är naturligtvis en begränsning men ingen avgörande sådan.

Andra analyser pekar i samma riktning: inte för långa och inte för korta avstånd mellan instrumentuppställningarna!