

Klasik Yöntemlerle Üretilmiş Kontrol Noktalarının (Poligon Noktalarının) GPS Koordinatları ile Karşılaştırılmasına İlişkin Bir Uygulama

Atınc PIRTI¹

Özet

Bu makalede, aplikasyon, ölçme gibi mühendislik uygulamalarına altlık oluşturan, karayollarının jeodezik ölçme işlerinde kullandığı kontrol noktalarından bazılarının koordinatları, GPS yöntemi ile ölçülmüş ve elde edilen sonuçlar, güvenilirlik ve doğruluk yönünden test edilmiş ve değerlendirilmiştir. Ayrıca sonuçlar irdelenerek, söz konusu kontrol noktalarının (hassas poligon noktaları, IV. Derece ülke ağı noktası) yeni teknolojilerle güncellenmesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Böylelikle yapılacak olan mühendislik ölçmeleri uygulamalarında, 2003 yılında hazırlanan “Büyük Ölçekli Harita ve Harita Bilgileri Üretim Yönetmeliği” nin hükümlerinin uygulanmasının gerekliliği anlaşılmaktadır.

Anahtar Sözcükler

Karayolu noktaları, GPS, Hassasiyet incelemesi

Abstract:

A Comparison of Coordinates of Control Points Obtained from Terrestrial and GPS Methods and A Case Study

In this paper, the control points which form a basis for engineering applications and the highway agency utilize in geodetic measurements are also observed by GPS method. The results from the comparison of the coordinates are tested and evaluated for their accuracy and reliability. The outcome from this evaluation has led to the conclusion that these control points need to be updated by using new technologies.

Thus, in the engineering surveying applications, it is understood that the new specification rules which were prepared in 2003 according to the international surveying specifications must be applied to the Turkish Large Scale Mapping Specifications.

Keywords

Highway points, GPS, Accuracy.

1. Giriş

Ülkemizdeki yol projelerinde, jeodezik altyapının oluşturulması işleminde tüm çalışmalar ülke ağına dayalı noktalar yardımıyla gerçekleştirilmektedir. Mühendislik uygulamalarında jeodezik altyapı için ülke ağı noktalarının kullanılması ve bütün çalışmaların bu noktalara dayalı olarak yapılması teknik yönetmeliklerde de istenmektedir. Fakat ülke ağı noktalarının öncelikle tektonik nedenlerle yer değiştirmesi ve noktaların düzeltme ölçmelerinin yapılmaması, bu noktalara dayalı olarak gerçekleştirilen çalışmaların doğruluğunu ve güvenilirliğini etkilemektedir.

Uluslararası teknik yönetmelikler incelendiğinde, ölçümlerin tamamen yeni teknolojilere ve alt yapısı sağlam jeodezik ağlara dayalı olması gerektiği ortaya çıkmaktadır (HARTZHEIM vd. 1996).

Bu makalede ülkemizdeki Karayolları I. Bölge Müdürlüğü tarafından klasik yöntemle üretilmiş IV. derece noktaların bir kısmı ele alınarak güvenilirliği incelenmiş ve ortaya çıkan sonuçlar sunulmuştur. Bu noktalar, karayollarına ait mühendislik uygulamalarının ölçümüne ve aplikasyonuna temel teşkil eden noktaların altyapısını oluşturmaktadır.

Bu çalışmada proje bölgesi olan Samandıra II ve Ortadağ Köprülütü Kavşaklarının yapımında kullanılan üç hassas poligon noktasının koordinatları ve yükseklik değerleri GPS tekniği ile hesaplanmıştır. Elde edilen ITRF koordinatları ve elipsoidal yükseklikleri mevcut koordinatlar ve yükseklikler ile karşılaştırılmıştır. GPS ile yükseklik belirlemek için gerekli olan, proje bölgesine ait geoid belirlemenin, mühendislik uygulamalarında istenilen standartları sağlayıp sağlamadığı da incelenmiştir.

2. ITRF Koordinat Sistemi

ITRF koordinat sistemi, yer merkezli bir koordinat sistemidir. Yer kabuğu plaka hareketleri ve yerin içindeki kitlelerin yer değiştirmesi sonucu oluşan, referans noktalarının konum ve gravite değişiminin belirlenebilmesi için bir taraftan yüksek doğruluklu ve güvenilir referans ağları, diğer taraftan anılan nitelikteki referans ağları için değişimlerin yeterince doğru belirlenmesi gerekmektedir. Bu döngü, jeodinamik araştırmalarda jeodezi ile jeoloji, jeofizik ve yer mekaniği gibi yer bilimlerinin birlikte çalışmalarını gerektirmektedir.

Jeodezik ve jeodinamik araştırmaların sonuçları, statik jeodezik ağlar yerine dinamik jeodezik ağların oluşturulmasını jeodezinin güncel sorunu yapmıştır. Uluslararası yer dönme servisi “International Earth Rotation Service (IERS)” tarafından

¹ Arş. Gör., YTÜ İnşaat Fakültesi, Ölçme Tekniği Anabilim Dalı, 34349, Beşiktaş/İstanbul

1988’de Çok Uzun Bazlı Enterferometri (VLBI), Uydulara Laser ölçmeleri (SLR), Ay’a Laser ölçmeleri (LLR) ve GPS olarak jeodezik uzay teknikleri ile oluşturulan Yersel Referans Ağı (ITRF) bu bağlamda gerçekleştirilen bir çalışmadır. Bu ağ, nokta koordinatları ve noktaların hareket hızlarının, yerkabuğundaki tüm plakaların hareket ettiği varsayılan bir modele göre belirlenen dinamik bir ağıdır. Halen 30’un üzerindeki ağ noktasında, yukarıda sayılan tekniklerle gözlemler ve değerlendirmeler devam etmektedir. IERS’ nin dışında NASA, IFAG, IGS gibi kuruluşlar küresel ve bölgesel yersel referans ağlarının oluşturulması çalışmalarına katılmaktadırlar. 1995 yılı itibarıyla 50’nin üzerindeki ITRF noktasında sürekli gözlemler yapılmakta ve verilere İnternet aracılığı ile ulaşılabilmektedir (AKSOY vd. 1998, BOUCHER ve ALTAMIMI 1996).

Global üç boyutlu yüksek doğrulukta uniform bir referans ağının, navigasyon kolaylıkları ve global jeodezik ve jeodinamik araştırmalardan ve uydu tekniklerinden rasyonel yararlanma yanında, bilgi sistemlerine altlık oluşturacak yüksek doğruluklu, güvenilir ve birçok noktada bu ağa dayalı bölge ve ülke jeodezik ağlarının oluşturulmasını da sağlayacağı görülmüş ve ITRF’ in gerçekleştirilmesini izleyen yıllarda, bu ağa dayalı bölgesel ve ülke ağlarının oluşturulması çalışmaları başlatılmıştır. Buna bir örnek Avrupa kıtası için Avrupa Referans Ağı (EUREF) dır (AKSOY vd. 1998).

Yukarıda açıklandığı gibi ITRF sistemi yüksek doğruluklu bir referans ağıdır. Aplikasyon işleminde de ülke nirengi ve nivelman ağındaki deformasyonları yok edebilmek, aynı zamanda GPS ve yeni geliştirilen teknolojilerden en fazla düzeyde faydalanabilmek için ITRF sistemi kullanılmalıdır.

3. Türkiye Ulusal Temel GPS Ağı (TUTGA)

Bu ağın özellikleri, yüksek duyarlılıkta, uydu tekniklerine dayalı, üç boyutlu, ITRF uluslararası homojen referans sisteminde olmasıdır. Ülkemizdeki jeodezik ağ kurma çalışmaları 1900’li yılların başından itibaren yapılmaktadır. Ülke nirengi ağının I. ve II. derece yapısı 1950’li yıllarda tamamlanmış ve 1954 yılında Yunanistan ve Bulgaristan Jeodezik ağlarının 8 noktasına bağlantı yapılarak Avrupa Datumu ED50’ye bağlanmıştır. Ülke ağı halen kullanımda olan temel bir jeodezik ağıdır. Bu ağ kullanıma girdiği günden bugüne ülkemizde yapılan harita işlerine ve kadastro çalışmalarına altlık oluşturmuştur. Amaç tüm harita çalışmalarının ve özellikle kadastral plan ve haritaların ülke jeodezik ağlarına bağlanmasıdır. Ülkenin tektonik yapısından dolayı bu ağ kurulumundan günümüze kadar bozulmalara uğramış, süreç içinde değişik zaman ve yerlerde ülke genelinde oluşan depremler nedeni ile hasarlar görmüştür. Hem bu problemleri aşmak hem de gelişen uzay ve uydu teknolojilerini daha verimli kullanmak amacıyla 1997–1999 yılları arasında Türkiye Ulusal Temel GPS Ağının (TUTGA) kurulumu tamamlanmış ve bu ağ ile ülkenin tektonik yapısı nedeniyle oluşabilecek olası bozulma ve hasarların elemine edilmesi tasarlanmıştır (ÇELİK vd. 2002).

Ülke nirengi ağının sorunları, TUTGA’ nın bu sorunları çözüme yapabileceği katkılar, özellikle deprem sonrası, faylara yakın bölgelerde oluşan jeodezik değişimler karşısında, TUTGA’ nın getirdiği yaklaşım ve çözümler açıktır. Yeni kurulan bu jeodezik temel ağın; GPS teknolojisine dayalı, üç boyutlu jeosentrik koordinat sisteminde, belirli bir zamanda, her noktasında koordinat ((X,Y,Z) veya (enlem, boylam, elipsoit yüksekliği)), hızlar ((V_x, V_y, V_z) veya (V_ϕ, V_λ, V_H)), ortometrik yükseklik (H) ve geoid yüksekliği (N_G) değerleri ile ülke yüzeyine olabildiğince homojen dağılmış, ulaşımı kolay ve birbirini görme zorunluluğu olmayan noktalardan oluşan, jeodezik konum belirleme, navigasyon ve jeodinamik amaçlarla kullanıma uygun, ED50 datumundaki Ulusal Temel Yatay Kontrol Ağı ile arasında dönüşümü sağlanan bir ağ olması öngörülmüştür. Bu özellikleri sağlayan ölçme ve değerlendirme çalışmalarına 1997 yılında başlanan temel jeodezik ağ, Türkiye Ulusal Temel GPS Ağı (TUTGA) olarak tanımlanmıştır (LENK 2001, ÇELİK vd. 2002).

4. İstanbul GPS Nirengi Ağı (İGNA)

İGNA, ITRF’de ve ED50’de, doğru ve güvenli olarak koordinatları bilinen yeterli sıklıkta bir ağ olarak kurulmuştur. İGNA’nın bir yandan Ülke GPS ağı, bir yandan da Türkiye Ulusal Nirengi ağı ile bağlantısının sağlanması için her iki ağdan ortak nokta içermesi zorunludur. Bunun için TUTGA’dan 5, Ulusal Nirengi Ağından 8 ve İstanbul Metropolitan Nirengi Ağından 7 nokta ile 34 yeni seçilmiş noktadan, kenar uzunlukları 15–20 km olan ve İstanbul il sınırlarını pratik olarak kaplayan bir Ana ağ tasarlanmıştır.

GPS ölçümleri ana ağ için statik ölçme yönteminde, minimum 60 dakika, 15 sn kayıt aralığı ve 15 derece minimum uydu yüksekliği alınarak gerçekleştirilmiştir.

Değerlendirme işlemlerine Ana ağdan başlanmıştır. Ana ağın 34303 numaralı noktasının ITRF 94 koordinatları sabit tutularak, 139 bağımsız bazdan elde edilen 417 baz vektörü bileşeni dengelenmiş ve 171 koordinat bileşeni hesaplanmıştır. Ayrıca da TUTGA ile İGNA arasındaki ölçek uyuşumunun araştırılması için, iki ağın ortak olan 5 noktasında üç boyutlu dönüşüm parametreleri belirlenmiştir (İGNA 1999).

34303 numaralı nokta sabit alınarak yapılan dengeleme sonucunda, proje bölgesinde yer alan 34140 numaralı İstanbul Metropolitan Nirengi noktasının ITRF sistemindeki dik koordinatları ve standart sapmaları $X=4207646.495 \pm 0.017m$, $Y=2351850.042 \pm 0.016 m$, $Z=4154871.759 \pm 0.020 m$ elde edilmiştir (İGNA 1999). Ayrıca 34140 numaralı noktada ilave olarak 10 Haziran 2001 tarihinde 10 saatlik statik GPS ölçümü yapılmış ve noktanın koordinatları İSTA (IGS sabit istasyonu) noktasına bağlanılarak hesaplanmıştır (Tablo 1, Tablo 2).

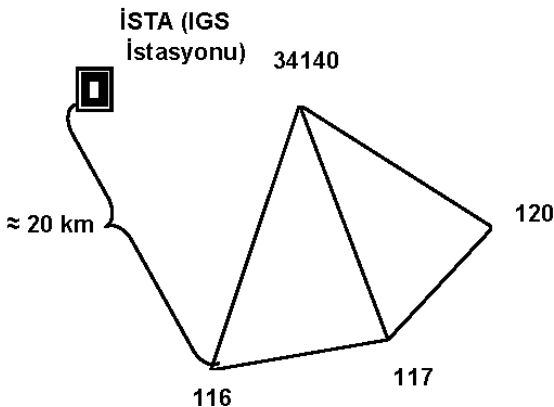
5. Test Ağı Ölçü ve Hesapları

Test ağının kurulması için bölgeye ait İGNA (İstanbul GPS Nirengi Ağı) noktaları araştırılmış ve proje bölgesine yaklaşık 4 km mesafede olan 34140 numaralı İstanbul Metropolitan

Nirengi Noktasından faydalanılmıştır. Bu noktaya İTÜ ve İstanbul Büyükşehir Belediyesinin ortak bir çalışması ile ITRF koordinat sisteminde GPS ölçümüyle koordinat verilmiş ve geometrik nivelman işlemi gerçekleştirilmiştir. Bu nokta, test ağında ITRF sisteminde elipsoidal enlem (ϕ) ve elipsoidal boylam (λ) değerleri statik GPS ve ortometrik yüksekliği geometrik nivelman ile hassas bir şekilde belirlenmiş olduğundan ve klasik yöntemle de koordinatlarının dengelemeli olarak belirlenmesinden dolayı dayanak noktası olarak alınmış ve tüm yapılan değerlendirmeler bu noktaya bağlanmıştır (İGNA, 1999).

Diğer taraftan Karayoluna ait üç hassas poligon noktası, 116, 117, 120 nolu noktalar 1980 yılında geneli beton tesis olarak yapılmıştır. Ölçümlerde kullanılacak tüm aletlerin kalibrasyonu İTÜ Laboratuvarında yapılmıştır. Üçüncü derece bir yüzey ağı oluşturulmuş ve bu yüzey ağının açı ölçümleri T3, yol geçki ağı için ise T2, kenar ölçümleri Wild DI 3 elektrooptik takeometre ile yapılmıştır. Nivelman işlemi, hassas nivelman tarzında yapılmış ve Harita Genel Komutanlığı ülke nivelman ağı noktalarına dayandırılmıştır. Ölçüm işlemlerinde çıkış alınan noktalar Koçataş (4027), Çataldağ (382) ve Değirmen boyu noktaları (452) ise yapılan dengelemede değişmez olarak alınmıştır. 34140 numaralı noktadan, 116, 117, 120 numaralı karayolu hassas poligon noktalarına olan baz uzunlukları değerleri 2.7 km, 2.3 km ve 3.1 km dir. Uzunluk değerlerinin çok büyük olmamasından dolayı GPS kayıt süreleri 1 saat olarak alınmıştır. 34140 numaralı İstanbul Metropoliten Nirengi noktasında 10 saatlik GPS ölçümü, karayolları tarafından üretilmiş olan (116, 117, 120) noktalarında ise 1'er saatlik statik GPS ölçümü eş zamanlı olarak gerçekleştirilmiştir (Şekil 1).

GPS ölçümleri statik yöntemle yükseklik açısı 10 derece ve kayıt aralığı da 10 sn seçilerek, 3 adet Ashtech Z Surveyor alıcısı ve 3 adet Ashtech jeodezik anten kullanılarak yapılmıştır. Her noktada anten yükseklikleri üç kez ölçülmüştür. GPS ölçümlerinin değerlendirilmesinde Ashtech firmasının Winprism 2.10 programı kullanılmıştır. Değerlendirme işleminde 34140 numaralı noktanın ITRF sistemindeki koordinatları sabit alınarak diğer noktalara ITRF sisteminde koordinat verilmiştir (Tablo 1).



Şekil 1: Test ağı

Böylelikle değerlendirmede sabit alınan 34140 numaralı nirengi noktasının ve karayolu noktalarının ITRF sistemindeki koordinatları kontrol edilmiştir.

Tablo 1: Test ağının İSTA sabit alınarak 10 Haziran 2001'deki GPS ölçümleri ile elde edilen ITRF koordinatları

NN	ϕ (m)	σ_ϕ	λ (m)	σ_λ
İSTA	41° 06' 16".010		29° 01' 09".621	
34140	41° 00' 20".645	±0.010	29° 12' 10".321	±0.011
120	40° 58' 45".728	±0.018	29° 12' 57".239	±0.019
117	40° 59' 06".258	±0.017	29° 12' 24".635	±0.018
116	40° 58' 53".280	±0.017	29° 12' 25".628	±0.022

NN	H	σ_H (m)
İSTA	147.235	
34140	194.992	±0.020
120	173.118	±0.032
117	168.769	±0.031
116	179.951	±0.030

Tablo 2: Test ağının ITRF sistemindeki koordinatları

NN	ϕ (m)	σ_ϕ	λ (m)	σ_λ
34140	41° 00' 20".648		29° 12' 10".310	
120	40° 58' 5".731	±0.004	29° 12' 57".227	±0.002
117	40° 59' 6".261	±0.003	29° 12' 24".624	±0.002
116	40° 58' 3".284	±0.004	29° 12' 25".616	±0.002

NN	H	σ_H (m)
34140	194.994	
120	173.072	±0.003
117	168.771	±0.002
116	179.965	±0.004

İGNA Teknik Şartnamesinde ITRF sisteminden ED50 sistemine dönüşüm önemli bir yer tutmaktadır. İstanbul için ortak 31 noktada üç boyutlu ve iki boyutlu benzerlik dönüşümlerinde uyumsuzluklar çıkmış ve bu nedenle distorsiyonların dikkate alınabildiği, sürekli ve pratik kullanım kolaylığı olan dönüşüm yöntemlerinden biri olarak çok parametrelili polinomlarla dönüşüm kullanılmış ve bu yöntemde çakışma artıklarının, diğer yöntemlere göre küçüldüğü ve sistematik etkinin azaldığı görülmüştür. Kullanılan bu dönüşümün ana hatları aşağıda açıklanmıştır (İGNA 1999):

Üç boyutlu XYZ ITRF94 koordinatlarından her noktanın coğrafi koordinatları ve elipsiot yükseklikleri (ϕ , λ , h)_{ITRF94} ve ED50 deki sağa, yukarı değerlerinden coğrafi koordinatlar (ϕ , λ)_{ED50} hesaplanmıştır. Böylece her nokta için

$$\Delta\varphi = \varphi_{ITRF94} - \varphi_{ED50} \quad (1)$$

$$\Delta\lambda = \lambda_{ITRF94} - \lambda_{ED50} \quad (2)$$

farkları elde edilebilmektedir. Bu enlem ve boylam farkları her bir özdeş nokta için En Küçük Kareler Yöntemi ile dengelemede fonksiyonel model olarak;

$$\Delta\varphi_i = A_0 + A_1X + A_2Y + A_3X^2 \quad (3)$$

$$\Delta\lambda_i = B_0 + B_1X + B_2Y + B_3X^2 \quad (4)$$

eşilikleri ile tanımlanan bir polinomla ifade edilmiştir .

Diğer taraftan $\Delta\varphi$ ve $\Delta\lambda$ sayısal değerleri üretilmiş ölçü olarak alınarak (3) ve (4) eşitlikleri için bir çift düzeltme denklemi yazılmıştır. Alınacak polinom derecesine göre A_k ve B_k katsayıları bilinmeyen olarak en küçük kareler yöntemiyle dengeleme sonucu elde edilmiştir.

Düzeltilme denklemlerinin oluşturulmasında ortak 31 nokta için (3) ve (4) eşitliklerinin X ve Y katsayıları

$$X = k(\varphi_{ITRF} - 40^\circ), \quad k = \frac{100}{\rho^0} = 1.7453293 \quad (5)$$

$$Y = k(\lambda_{ITRF} - 28^\circ) \quad (6)$$

olmak üzere, $\Delta\varphi$ ve $\Delta\lambda$, 0".001 biriminde

$$\Delta\varphi = ((\varphi_{ITRF94} - \varphi_{ED50}) + 3.4'') / 1000 \quad (7)$$

$$\Delta\lambda = ((\lambda_{ITRF94} - \lambda_{ED50}) + 1.5'') / 1000 \quad (8)$$

eşitlikleri ile hesaplanmıştır. Burada 3.4" ve 1.5" büyüklükleri tüm noktalar için bu bölgede geçerli, daha önce belirlenmiş olan ITRF 94 ve ED 50 elipsoitleri arasında kayma miktarıdır (IGNA 1999).

Bu verilerle elde edilen

$$v_{\Delta\varphi_i} = A_0 + A_1X_i + A_2Y_i + A_3X_i^2 + A_4X_iY_i + A_5Y_i^2 - \Delta\varphi_i \quad (9)$$

$$v_{\Delta\lambda_i} = B_0 + B_1X_i + B_2Y_i + B_3X_i^2 + B_4X_iY_i + B_5Y_i^2 - \Delta\lambda_i \quad (10)$$

düzeltilme denklemlerinden, eş ağırlıklı ölçülerle en küçük kareler yönteminde dengeleme ile katsayılar hesaplanmıştır. Bulunan katsayıların istatistiksel irdelenmesi sonucunda anlamlı çıkanları

$$\begin{aligned} \hat{A}_0 &= -161.9920 & \hat{B}_0 &= -168.2140 \\ \hat{A}_1 &= 60.4659 & \hat{B}_1 &= 40.1292 \\ \hat{A}_2 &= -3.0632 & \hat{B}_2 &= 0.2501 \\ \hat{A}_3 &= -0.8938 & \hat{B}_3 &= 2.5697 \end{aligned}$$

olarak elde edilmiş ve herhangi bir noktaya ilişkin enlem ve boylam farkları için;

$$\Delta\varphi_i = \hat{A}_0 + \hat{A}_1X + \hat{A}_2Y + \hat{A}_3X^2 \quad (11)$$

$$\Delta\lambda_i = \hat{B}_0 + \hat{B}_1X + \hat{B}_2Y + \hat{B}_3X^2 \quad (12)$$

ifadeleri bulunmuştur.

Bu sonuçlar her iki datum (ITRF 94 ile ED 50)'nin meridyen doğrultusunda ± 5.3 cm ve paralel daire doğrultusunda ± 9.6 cm doğrulukla uyduğunu göstermektedir.

Katsayılar kullanılarak noktaların ülke sistemindeki (ED50) koordinatları hesaplanmıştır. Bu dönüşümün doğruluğu ± 10 cm civarındadır.

ED50 sistemindeki enlem ve boylam değerleri (Tablo 3) ile verilmiş ve üç derecelik dilimde sağa ve yukarı değerleri de hesaplanmıştır. (Tablo 4).

Tablo 3: ED50 sistemindeki coğrafi koordinatlar

NN	φ_{ED50}	λ_{ED50}
116	40° 58' 56".754156	29° 12' 27".187704
117	40° 59' 09".73158	29° 12' 26".195184
120	40° 58' 49".201968	29° 12' 58".79754

Tablo 4: Üç derecelik dilimde Gauss- Krüger koordinatları

NN	Y _{GPS} (m) [Sağa]	X _{GPS} (m) [Yukarı]	Y _{ED50} (m) [Sağa]	X _{ED50} (m) [Yukarı]
116	433306.219	4539003.827	433306.188	4539003.763
117	433286.648	4539404.385	433286.825	4539404.362
120	434043.118	4538764.179	434043.182	4538764.181

NN	dY [m]	dX [m]
116	0.031	0.064
117	- 0.176	0.023
120	- 0.063	- 0.002

Çalışmada Topcon DL 102 sayısal nivosu ve barkodlu mira kullanılmıştır. Yaklaşık 30 km'lik nivelman ölçümü, 34140 numaralı İGNA noktası sabit alınarak gerçekleştirilmiştir.

Nivelman, kapalı nivelman şeklinde yapılmıştır. Gidiş ve dönüş nivelmanlarının kapanma hataları 20 mm ve -12 mm olarak hesaplanmıştır. Sınır değer ise $d = \pm 20$ mm olarak elde edilmiştir. Nivelman sonucunda elde edilen yükseklik değerleri Tablo 5 de verilmiştir.

Tablo 5: Geometrik nivelman ile elde edilen yükseklik değerleri

ORTALAMA YÜKSEKLİKLER	
NN	H (m)
34140	158.223
116	143.225
117	132.038
120	136.331

6. Proje Bölgesinde Geoit Belirlemesi

Geoit ondülasyonunun hesaplanabilmesi için “Çok Parametrelili Polinomlarla Regresyon” yöntemi model olarak kullanılmıştır. Bu modelde, her P noktası için;

İstanbul için $\varphi_0 = 41^\circ.19968$, $\lambda_0 = 28^\circ.87309$ yaklaşık değerleri ve $k = 100/\rho^\circ$ alınarak geoit yüksekliği, noktanın φ ve λ değerleri ile hesaplanan

$$X = k(\varphi - \varphi_0) \quad (13)$$

$$Y = k(\lambda - \lambda_0) \quad (14)$$

değerleri ile, fonksiyonel model olarak,

$$N = A_{00} + A_{10}X + A_{01}Y + A_{20}X^2 + A_{11}XY + A_{02}Y^2 + A_{30}X^3 + A_{21}X^2Y + A_{03}Y^3 + \dots \quad (15)$$

polinomu olarak ifade edilmiştir.

Geometrik nivelmanla bulunan yüksekliklerin, o noktalarda GPS ölçmelerinden hesaplanan elipsoit yükseklikleri farkları; $N = h_{ITRF} - H_{\text{ULKE}}$ üretilmiş ölçü olarak alınmış ve P_i noktası için

$$v_{\#} = A_{00} + A_{10}X_i + A_{01}Y_i + A_{20}X_i^2 + \dots + A_{11}X_iY_i + A_{02}Y_i^2 + \dots - N_i \quad (16)$$

düzeltilme denklemleri ve buradan dengeleme ile \hat{A} katsayıları:

$$\begin{aligned} \hat{A}_{00} &= 36.82331 & \hat{A}_{10} &= -1.47026 \\ \hat{A}_{01} &= -1.23180 & \hat{A}_{11} &= -2.25550 \\ \hat{A}_{02} &= 0.07755 & \hat{A}_{20} &= 3.43154 \end{aligned}$$

elde edilmiştir (İGNA 1997).

$$X = (\varphi - 41^\circ.19968) 1.7453293 \quad (17)$$

$$Y = (\lambda - 28^\circ.87309) 1.7453293 \quad (18)$$

olmak üzere alınan modele göre elipsoidal (φ) enlemi ve (λ) boylamı bilinen bir noktanın geoit yüksekliği;

$$N_{\text{MODEL}} = A_{00} + A_{10}X + A_{01}Y + A_{20}X^2 + A_{11}XY + A_{02}Y^2 + A_{30}X^3 + \dots \quad (19)$$

eşitliği ile bulunmaktadır. Buradan GPS ile belirlenen elipsoidal yükseklikleri ile,

$$H_{\text{ULKE}} = h_{ITRF} - N_{\text{MODEL}} \quad (20)$$

eşitliğinden ülke yükseklik sistemindeki yükseklik değeri (pratik yükseklikler) H_{ULKE} hesaplanmıştır. Bu şekilde elde edilen yükseklik değerleri teknik nivelmanın kullanıldığı tüm mühendislik çalışmalarında kullanılabilir doğruluktur. Mutlak yükseklik doğruluğunun ± 4 cm civarında olduğu belirlenmiştir (İGNA 1999).

Proje bölgesinde de yukarıda verilen geoit ondülasyonunun katsayıları kullanılarak noktaların pratik yükseklikleri hesaplanmıştır (Tablo 6).

Tablo 6: GPS Nivelmanı ile elde edilen yükseklikler

NN	h_{ITRF}	N_{MODEL}	H (m)
34140	194.994	36.771	158.223
116	179.949	36.730	143.219
117	168.765	36.730	132.035
120	173.068	36.731	136.337

Ayrıca proje bölgesinde geoit ondülasyonunun katsayıları aynı yollardan bölgesel olarak hesaplanarak aşağıdaki katsayılar elde edilmiştir:

$$\begin{aligned} \hat{A}_{00} &= 36.8340 \\ \hat{A}_{10} &= 1.8284 \\ \hat{A}_{01} &= 0.64205 \\ \hat{A}_{20} &= 1.6268 \end{aligned}$$

Bu katsayılarla eşitlik (19) kullanılarak geoit yükseklikleri hesaplanmıştır (Tablo 7).

Tablo 7: Bölgesel katsayılar kullanılarak GPS Nivelmanı ile elde edilen yükseklikler

NN	h_{ITRF}	N_{MODEL}	H (m)
34140	194.994	36.771	158.223
116	179.949	36.748	143.201
117	168.765	36.751	132.014
120	173.068	36.756	136.312

Ülke ağı noktalarının GPS Nivelmanı ile elde edilen yükseklikler (Nivelman ve GPS ile) ve mevcut durumda kullanılan yükseklikler karşılaştırılmış ve farklar elde edilmiştir (Tablo 8). Tablo 8’de görüldüğü gibi yükseklikte iki sistem arasında sistematik bir datum kayıklığının olduğu görülmektedir. Bu sonuç normaldir. Çünkü karayollarının hassas poligon noktalarının yükseklikleri eski sistemdeki yüksekliklerdir ve bu fark çıkış noktasındaki hatadan kaynaklanmaktadır. Yani TUDKA 99’dan önceki yüksekliklerdir. TUDKA 99 yukarıda da açıklandığı gibi yeni bir sistemdir ve eski sistemden farklıdır. İki sistemin datumları arasında ortalama 18.5 cm değişim elde edilmiştir.

Tablo 8: Karayolları noktalarının yükseklik doğruluğu

	Ortometrik yükseklikler (İGNA katsayıları ile)	Ortometrik yükseklikler (Bölgesel katsayılar ile)	Ortometrik yükseklikler (Nivelman)
NN	H_{IGNA} (m)	$H_{\text{BÖL}}$ (m)	H_{NIV} (m)
116	143.201	143.219	143.216
117	132.014	132.035	132.030
120	136.312	136.337	136.325

Karayolları ortometrik yükseklik değerleri	Farklar (m)		
	H _K (m)	H _{IGNA} -H _K	H _{BÖL} -H _K
143.021	0.180	0.198	0.195
131.849	0.165	0.186	0.181
136.139	0.173	0.198	0.186

7. Uygulamanın Test Edilmesi

Ayrıca GPS ile elde edilen nokta koordinatları ile Karayollarının kullandığı koordinatlar arasında yerel iki boyutlu bir dönüşüm uygulanarak ölçek uyuşumu ve dönüşümün doğruluğu incelenmiştir. Yapılan dönüşüm sonucunda ölçek faktörü 0,999979974 ve dönüşümün doğruluğu da $m_0 = \pm 0,0756$ m elde edilmiş, kalıntı hataları tahribata uğramış 116 ve 117 numaralı poligon noktalarında fazla olmasına karşın tahrip olmayan 120 numaralı poligon noktasında düşük değerlerde elde edilmiştir.

Uluslararası yönetmeliklerde, bu uygulamada yapılan çalışmanın kontrolü (testi) için aşağıda verilen eşitlikler kullanılmaktadır. Bu test işleminde, Wisconsin Karayollarına ait yönetmelik kullanılmış, hassas poligon noktalarının eski koordinatları ile yeni GPS koordinatları arasındaki farklar incelenmiştir. Sınır değerler (V_C) ise uzunluk değerlerine göre hesaplanmıştır. Böylelikle, sınır değerleri aşan ölçüler belirlenmektedir. Bu işlem için sınır değer formülü olarak

$$V_C = \sqrt{(e)^2 + (SO_{PPM} \times d \times 10^{-6})^2} \quad (21)$$

verilmiştir (HARTZHEIM 1996). Burada,

$SO_{PPM} = 20$ ppm (Wisconsin Karayolları yönetmeliğine göre uzunluk ölçümünden elde edilen en küçük ppm değeri),
 $e =$ Uzunluk hatası 0.010 m (Birinci, İkinci, Üçüncü derece ağlar için)
 $d =$ Baz uzunluğu (m)

anlamındadır..

V_{0X}, V_{0Y}, V_{0H} : her noktanın eski ve yeni X, Y, H koordinatları arasındaki farkların uygun sayılabilmesi için verilen sınır değerini aşmamalı, diğer bir deyişle

$$|V_{0X}, V_{0Y}, V_{0H}| \geq V_C \quad (22)$$

olmalıdır (HARTZHEIM 1996).

Bu işleme, bilinen baz uzunluğu ile ölçülen baz uzunluğu arasındaki farkın hesaplanması ve karşılaştırılması olarak sayısal örnek, 1340.560 m uzunluğundaki bir bazın ölçüm işlemleri 4 ppm ve 20 ppm değerleri arasında yapılmış ve aşağıdaki düzeltme değerleri

$$V_{0X} = + 0.003 \text{ m}, V_{0Y} = - 0.031 \text{ m}, V_{0H} = + 0.017 \text{ m}$$

elde edilmiştir.

Düzeltilmelerin sınır değerleri (21) den

$$V_C = 0.029 \text{ m}$$

elde edilir.

Böylelikle,

V_X ; hata sınırı içinde kalmakta,

V_Y ; hata sınırını aşmakta, kaba hatalı ölçü içermekte,

V_H ; hata sınırı içinde kalmakta

sonuçları ile denetleme işlemi gerçekleştirilmiş olmaktadır. Aynı işlemler üç ülke ağı noktasına da uygulandığında aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

Sınır değerler olarak,

$$V_{C116} = 0.055 \text{ m}$$

$$V_{C117} = 0.047 \text{ m}$$

$$V_{C120} = 0.063 \text{ m}$$

hesaplanmış ve değerlendirme sonucunda

$$V_{0X116} = 6.4 \text{ cm}, V_{0Y116} = 3.1 \text{ cm}, V_{0H116} = 19.5 \text{ cm}$$

$$V_{0X117} = 2.3 \text{ cm}, V_{0Y117} = -17.6 \text{ cm}, V_{0H117} = 18.1 \text{ cm}$$

$$V_{0X120} = 0 \text{ cm}, V_{0Y120} = - 6.3 \text{ cm}, V_{0H120} = 18.6 \text{ cm}$$

elde edilmiştir.

Bu sonuçlara göre iki karayolu (116, 117) hassas poligon noktasında sınır değerlerinin aşıldığı görülmektedir. Fakat 120 numaralı nokta yukarıda da açıklanan nedenlerden dolayı sınır değer içersinde kalmaktadır.

8. Sonuçlar

Proje bölgesinde bulunan karayollarına ait üç hassas poligon noktasında GPS ölçüm işlemi gerçekleştirilmiş ve Tablo 4, Tablo 8'deki değerler elde edilmiştir. Görüldüğü gibi bu noktalarda meydana gelen tahribattan dolayı (116, 117, 120) X ve Y koordinatlarında minimum 6 cm ve maksimum 18 cm, yüksekliklerde ise ortalama 18.5 cm lik datum değişimi görülmektedir. Yükseklikteki bu datum değişimi giderilirse, yükseklik değerlerindeki farklar 1–2 cm olarak elde edilebilecektir. Yatay konumdaki değişimler ise ancak yeni düzeltme ölçüleri yapılarak giderilebilecektir. Çünkü bu noktalardaki farklar artarak diğer ölçüm noktalarına tesir etmekte, bu da yapılacak olan mühendislik çalışmalarının doğruluğunu etkilemektedir.

Yukarıda açıklananlar sonucunda yapılacak olan mühendislik ölçmeleri uygulamalarında, uluslararası yönetmelikler kıstas alınarak 2003 yılında hazırlanan yeni yönetmelik "Büyük Ölçekli Harita ve Harita Bilgileri Üretim Yönetmeliği" hükümlerinin uygulanmasının gerekliliği ortaya çıkmaktadır.

Teşekkür

İstanbul TCK I. Bölge Müdürlüğü Otoyol Proje Başmühendisi Yavuz OKTAY' a ve MNS Proje İnş. Tek. Müş. Müh. Trz. San. Tic. Ltd. Şti. Genel Müdürü Mehmet Nur ŞİPAHİOĞLU' na yardımlarından dolayı teşekkürlerimi sunarım.

Kaynaklar:

AKSOY A., AYAN T., DENİZ R. : **Global, Bölgesel ve Ülke Jeodezik Ağları Hakkında**, TMMOB Harita ve Kadastro Mühendisleri Odası, Harita ve Kadastro Mühendisliği Dergisi Sayı 84, s. 6-16, Ankara, 1998

BOUCHER C., ALTAMIMI Z.: **The ITRF and its relationship to GPS**, GPS World, Vol.7, No.9, September, 1996.

BÜYÜK ÖLÇEKLİ HARİTA YAPIM YÖNETMELİĞİ (BÖHY): TMMOB Harita ve Kadastro Mühendisleri Odası, 7.Baskı, Ankara 2001.

ÇELİK R.N., ALİOSMANOĞLU Ş., ÖZLÜDEMİR M.T. : **TUTGA, Depremler ve Büyük Ölçekli Çalışmalar**, TUJK Yıllık Bilimsel Toplantısı, İzmit, TUJK, 2002.

HARTZHEIM P., MOVER D., DANIELSEN D., FINCO T. : **Guidelines On Standards And Specifications for GPS Surveys in support of Transportation Improvement Projects Draft (A Report of The Wisconsin GPS Standards Work Group)**, Wisconsin Department Of Transportation (**WIDOT**) , Wisconsin Land Information Board, Wisconsin GPS Standards Work Group, Wisconsin, ABD, 23 Oct. 1996.

HOFFMANN B., LICHTENEGGER H., COLLINS J.: **GPS Theory and Practice**, Fifth and revised edition, Springer-Verlag Wien, ISBN 3-211-83534-2, Newyork, 2000, Ankara

(İGNA) : **İstanbul GPS Nirengi Ağı**, İstanbul GPS Ağı Teknik Şartnamesi, İstanbul Büyükşehir Belediye Başkanlığı; Rapor: İTÜ İnşaat Fakültesi Jeodezi ve Fotogrametri Mühendisliği Bölümü, Jeodezi Anabilim Dalı,1999.

LENK O., : **Türkiye Ulusal GPS Ağı Ölçü Ve Değerlendirme Çalışmaları**, Teknik Rapor, Harita Genel Komutanlığı Jeodezi Dairesi, Ankara, Şubat 2001