

Akademia Górniczo-Hutnicza im. Stanisława Staszica
Wydział Geodezji Górniczej i Inżynierii Środowiska
Katedra Geoinformacji, Fotogrametrii i Teledetekcji Środowiska

Rozprawa doktorska

WYZNACZANIE ELEMENTÓW ORIENTACJI ZEWNĘTRZNEJ ZDJĘĆ NAZIEMNYCH
Z WYKORZYSTANIEM OBSERWACJI FOTOGRAMETRYCZNYCH, INERCJALNYCH
I SATELITARNEGO SYSTEMU POZYCJONOWANIA

mgr inż. Jakub Kolecki

dr hab. inż. Regina Tokarczyk, prof. AGH

Kraków 2012

Dziękuję mojej Pani promotor
dr hab. inż. Reginie Tokarczyk, prof. AGH
za okazaną pomoc, poświęcony czas
i dobre rady podczas realizacji
pracy doktorskiej

Niniejsza praca realizowana była w ramach stypendium projektu "Doctus - Małopolski fundusz stypendialny dla doktorantów" w latach 2008-2011, finansowanego z Europejskiego Funduszu Społecznego, budżetu państwa oraz budżetu Województwa Małopolskiego, w ramach Programu Operacyjnego Kapitał Ludzki 2007-2013 (Priorytet VIII Regionalne kadry gospodarki, Działanie 8.2 Transfer Wiedzy, Poddziałanie 8.2.2 Regionalne Strategie Innowacji).

Spis treści

1	WPROWADZENIE	1
2	WYRÓWNANIE SIECI FOTOGRAMOMETRYCZNYCH METODĄ WIĄZKI W UJĘCIU PARAMETRYCZNEJ METODY ESTYMACJI	5
2.1	PARAMETRYCZNA METODA ESTYMACJI W ZARYSIE	5
2.2	RÓWNIANIA OBSERWACYJNE SIECI FOTOGRAMOMETRYCZNEJ	7
2.2.1	<i>Równanie kolinearności – model powstawania obrazu</i>	7
2.2.2	<i>Parametryzacja macierzy obrotu</i>	8
2.2.3	<i>Równania obserwacyjne dla współrzędnych fotopunktów i elementów orientacji zewnętrznej</i>	9
2.2.4	<i>Proste wiążące</i>	10
2.2.5	<i>Równania obserwacyjne odległości</i>	13
2.3	PRZYBLIŻENIA PARAMETRÓW	13
2.3.1	<i>Przybliżenia parametrów kamery</i>	14
2.3.2	<i>Przybliżenia elementów orientacji zewnętrznej</i>	14
2.3.3	<i>Przybliżenia współrzędnych punktów terenowych</i>	15
2.3.4	<i>Przybliżenia parametrów prostych wiążących</i>	15
2.4	OCENA DOKŁADNOŚCI	17
2.4.1	<i>Ocena dokładności a priori</i>	17
2.4.2	<i>Ocena dokładności a posteriori</i>	17
2.5	REDUNDANCJA, I NIEZAWODNOŚĆ OBSERWACJI W PROCESIE ANALIZY GEOMETRII SIECI FOTOGRAMOMETRYCZNEJ	18
3	WYBRANE TECHNOLOGIE GEO-REFERENCJI WPROST W POMIARACH FOTOGRAMOMETRYCZNYCH	21
3.1	ZALETY GEO-REFERENCJI WPROST	21
3.2	POMIARY INERCYJNE	21
3.2.1	<i>Wstęp</i>	21
3.2.2	<i>Równania nawigacyjne</i>	23
3.2.3	<i>Błędy pomiarów inercyjnych</i>	24
3.2.4	<i>Metody ograniczania błędów w naziemnych pomiarach inercyjnych</i>	25
3.2.5	<i>Jednostki i systemy inercyjne</i>	27
3.3	POMIARY MAGNETYCZNE	28
3.3.1	<i>Wstęp</i>	28
3.3.2	<i>Kompasy elektroniczne</i>	29
3.3.3	<i>Kalibracja magnetometrów</i>	30
3.3.4	<i>Integracja pomiarów inercyjnych i magnetycznych</i>	30
3.4	POMIARY CZASU RZECZYWISTEGO W SIECIACH GNSS	31
3.4.1	<i>Wstęp</i>	31
3.4.2	<i>Podział pomiarów GNSS</i>	31
3.4.3	<i>Pomiary kinematyczne w sieciach stacji referencyjnych</i>	32
3.5	ZINTEGROWANE SYSTEMY NAWIGACYJNE GNSS/INS	33
4	INTEGRACJA POMIARÓW W MOBILNYCH SYSTEMACH FOTOGRAMOMETRYCZNYCH	36
4.1	WYZNACZANIE ELEMENTÓW ORIENTACJI ZDJĘĆ I KALIBRACJA SYSTEMU	36
4.2	WYBRANE TECHNICZNE ASPEKTY BUDOWY MOBILNYCH SYSTEMÓW FOTOGRAMOMETRYCZNYCH	40

4.3	POMIARY ELEMENTÓW ORIENTACJI ZDJĘĆ W TANICH SYSTEMACH FOTOGRAMETRYCZNYCH.....	41
4.4	INTEGRACJA OBSERWACJI W WYBRANYCH MOBILNYCH SYSTEMACH FOTOGRAMETRYCZNYCH.....	46
4.5	SYSTEMY NAWIGACYJNE WSPOMAGANE WIZYJNIE	50
5	PROTOTYP MOBILNEGO SYSTEMU FOTOGRAMETRYCZNEGO	52
5.1	ZAŁOŻENIA I WYMAGANIA KONSTRUKCYJNE	52
5.2	SENSORY.....	53
5.2.1	<i>Aparat cyfrowy.....</i>	<i>53</i>
5.2.2	<i>Zestaw GPS.....</i>	<i>53</i>
5.2.3	<i>System AHRS.....</i>	<i>54</i>
5.3	KONSTRUKCJA SYSTEMU.....	56
5.4	UKŁADY ODNIESIENIA DLA POMIARÓW	59
5.5	OBSŁUGA SYSTEMU.....	61
5.6	KALIBRACJA	63
5.6.1	<i>Kalibracja aparatu</i>	<i>63</i>
5.6.2	<i>Kalibracja magnetometrów</i>	<i>65</i>
5.6.3	<i>Kalibracja prototypu systemu</i>	<i>66</i>
5.7	PODSUMOWANIE WYZNACZANIE OBSERWOWANYCH ELEMENTÓW ORIENTACJI ZEWNĘTRZNEJ	74
6	KONCEPCJA INTEGRACJI OBSERWACJI	76
6.1	ZAŁOŻENIA OGÓLNE, MODEL FUNKCJONALNY	76
6.2	OCENA <i>A PRIORI</i> DOKŁADNOŚCI OBSERWACJI	77
6.3	PUNKTY WIĄŻĄCE	79
6.4	UKŁAD I ILOŚĆ ZDJĘĆ W SIECI	80
6.5	PROSTE WIĄŻĄCE, WARUNKI, OBSERWACJE ODLEGŁOŚCI I FOTOPUNKTY.....	81
6.6	KALIBRACJA W CZASIE PRACY	82
6.7	BŁĘDY GRUBE	83
7	BADANIA	84
7.1	CELE BADAWCZE I METODYKA BADAŃ.....	84
7.2	POLA TESTOWE	86
7.3	SIECI FOTOGRAMETRYCZNE	91
7.4	WYNIKI.....	98
7.4.1	<i>Ocena dokładności obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej.....</i>	<i>98</i>
7.4.2	<i>Wyrównanie sieci z nieaktualnymi elementami orientacji wewnętrznej – studium przypadku</i>	<i>104</i>
7.4.3	<i>Wyrównanie sieci bez fotopunktów, wyrównanie z kalibracją kamery w czasie pracy.....</i>	<i>105</i>
7.4.4	<i>Kalibracja systemu w czasie pracy.....</i>	<i>115</i>
7.4.5	<i>Zgodność sieci.....</i>	<i>118</i>
7.4.6	<i>Informacja o geometrii obiektu w procesie wyrównania sieci bez fotopunktów.....</i>	<i>121</i>
7.4.7	<i>Rola informacji o geometrii w przypadku pomiarów GNSS o niższej dokładności.....</i>	<i>133</i>
7.4.8	<i>Redundancja i niezawodność obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej.....</i>	<i>138</i>
8	PODSUMOWANIE	144
9	BIBLIOGRAFIA.....	148

Wykaz akronimów

AHRS	ang. <i>Attitude and Heading Reference System</i> – System do określania (pomiaru) orientacji kątowej w przyjętym układzie odniesienia
ARP	ang. <i>Antenna Reference Point</i> – Punkt, do którego odnoszone są pomiary współrzędnych w systemach nawigacji satelitarnej
ASG-EUPOS	Aktywna Sieć Geodezyjna EUPOS (ang. <i>EUropean POSition deteremination System</i>) – Polska sieć stacji referencyjnych GPS oraz GPS + GLONASS
C/A	ang. <i>Coarse Acquisition</i> – kod nakładany na sygnał GPS, przeznaczony do użytku cywilnego
CCD	ang. <i>Charge Coupled Device</i> – rodzaj matrycy stosowany w cyfrowych sensorach wizyjnych
CityGML	ang. <i>City Geographic Markup Language</i> – język zapisu modeli 3D, dedykowany tworzeniu modeli obiektów miejskich
CVN	ang. <i>Continous Visual Navitation</i> – Ciągła nawigacja wizyjna – technologia wizyjnej nawigacji stanowiąca wsparcie dla nawigacji inercyjnej i satelitarnej
DSP	ang. <i>Digital Signal Processor</i> – Procesor o architekturze dedykowanej przetwarzaniu sygnałów cyfrowych
EMM	ang. <i>Enhaced Magnetic Model</i> – Model pola magnetycznego opracowany przez agencję NOAA
FKP	niem. <i>Fläche Korrektur Parameter</i> – System dystrybucji poprawek w różnicowych pomiarach GPS, w którym odbiornik ruchomy otrzymuje od centrum obliczeniowego współczynniki równań opisujących wartości poprawek
FLTK	ang. <i>Fast Light ToolKit</i> – Biltioteka C++ do budowy interfejsu graficznego
GDOP	ang. <i>Geometric Dilution of Precision</i> – miara dokładności pomiaru GPS ujmująca wpływ konfiguracji satelitów
GIS	ang. <i>Geographic Information Systems</i> – Systemy informacji geograficznej
GLONASS	rus. <i>ГЛОбальная Навигационная Спутниковая Система</i> – Rosyjski system pozycjonowania satelitarne
GNSS	agn. <i>Global Navigaton Satelite System</i> – globalny system nawigacji satelitarnej (w ogólności)
GPS	ang. <i>Global Positioning System</i> – System pozycjonowania satelitarne utworzony przez USA
IMU	ang. <i>Inertial Measurement Unit</i> – Jednostka inercyjna
INS	ang. <i>Inertial Navigation System</i> – System nawigacji inercyjnej
ISA	ang. <i>Inertial Sensor Assembly</i> – Układ sztywno połączonych sensorów inercyjnych – najważniejszy składnik jednostki inercyjnej (IMU)
LOD	ang. <i>Level Of Detail</i> – Poziom szczegółowości modelu 3D – akronim zaczerpnięty ze specyfikacji języka CityGML

MAC	ang. <i>Master and Auxiliary Concept</i> – system dystrybucji poprawek w różnicowych pomiarach GPS
MEMS	ang. <i>Micro Electro-Mechanical Systems</i> – systemy mikroelektromechaniczne wykorzystywane do budowy tanich sensorów inercyjnych
MMS	ang. <i>Mobile Mapping System</i> – system mobilnego kartowania (mapowania)
MOEMS	ang. <i>Micro Opto-Electro-Mechanical Systems</i>
NOAA	ang. <i>National Oceanic and Atmospheric Administration</i> – Agencja USA zajmująca się badaniem fizyki atmosfery i oceanów
OTF	ang. <i>On The Fly</i> – sposób wyznaczenia niejednoznaczności w kinematycznych pomiarach GPS – tak zwana inicjalizacja “w locie”
P	ang. <i>Precise</i> – kod precyzyjny używany w systemie GPS w zastosowaniach wojskowych
PPP	ang. <i>Precise Point Possitionning</i> – Technologia autonomicznych, precyzyjnych, dwuczęstotliwościowych pomiarów GPS
PUWG	Państwowy Układ Współrzędnych Geodezyjnych
RANSAC	ang. <i>RANdom SAMple Consensus</i> – Algorytm estymacji parametrów modelu pozwalający na eliminację błędów grubych i obserwacji odstających
RTN	ang. <i>Real Time Network</i> – Kinematyczne pomiary czasu rzeczywistego realizowane w sieciach GNSS
SA	ang. <i>Selective Availability</i> – Celowe zakłócanie sygnału GPS skutkujące spadkiem dokładności pomiaru, zniesione w roku 2000
SDK	ang. <i>Software Development Kit</i> – Biblioteki dedykowane programowaniu pracy określonego urządzenia
SIFT	ang. <i>Scale Invariant Feature Transform</i> – algorytm detekcji i dopasowania cech na obrazach cyfrowych
SLAM	ang. <i>Simultaneous Localization And Mapping</i> – stosowana w robotyce technologia określania pozycji robota połączona z akwizycją informacji przestrzennej
UAV	ang. <i>Unmanned Aerial Vehicle</i> – bezzałogowy statek powietrzny
VRS	ang. <i>Virtual Reference Station</i> – system dystrybucji poprawek w pomiarach kinematycznych GNSS
WGS 84	ang. <i>World Geodetic System</i> – globalny system odniesień przestrzennych
ZUPT	ang. <i>Zero Velocity Updade</i> – metoda ograniczania błędów w nawigacji inercyjnej wykorzystująca moment postoju do korekcji dryftu sensorów

Wykaz załączników

1. Kod programu Photoref
2. Raporty z kalibracji kamer
3. Kalibracja systemu – wcięcie wstecz
4. Kalibracja systemu – zdjęcia
5. Kalibracja systemu – raport z wyrównania sieci 1
6. Kalibracja systemu – raport z wyrównania sieci 2
7. Kalibracja systemu – etap 1, raport
8. Kalibracja systemu – etap 2, raport
9. Współrzędne punktów pól testowych
10. Pliki z parametrami kamer
11. Sieć 1 – zdjęcia
12. Sieć 2 – zdjęcia
13. Sieć 3 – zdjęcia
14. Sieć 4 – zdjęcia
15. Sieć 5 – zdjęcia
16. Sieć 6 – zdjęcia
17. Sieć 7 – zdjęcia
18. Pomiary współrzędnych obrazowych
19. Pomiary współrzędnych na prostych wiążących
20. Pomiary odległości
21. Obserwowane elementy orientacji zewnętrznej
22. Sieć 1 – raporty z wyrównania
23. Sieć 2 – raporty z wyrównania
24. Sieć 3 – raporty z wyrównania
25. Sieć 4 – raporty z wyrównania
26. Sieć 5 – raporty z wyrównania
27. Sieć 6 – raporty z wyrównania
28. Sieć 7 – raporty z wyrównania
29. Sieć 4 – wykazy błędów do eksperymentu (Rozdział 7.4.7)
30. Sieć 6 – wykazy błędów do eksperymentu (Rozdział 7.4.7)

Załączniki znajdują się płycie CD dołączonej do pracy.

1 Wprowadzenie

Pierwsze próby wykorzystania technologii pomiarów inercyjnych i GNSS w fotogrametrii miały związek z opracowaniami lotniczymi. Realizacja lotu zgodnie z planem była i jest warunkiem niezbędnym prawidłowego wykonania dalszych prac. W latach osiemdziesiątych XX wieku podjęto próby stosowania pomiarów GPS do wspomagania lotów fotogrametrycznych. Dzięki czemu wykonanie zdjęć o zaplanowanym pokryciu stało się łatwiejsze, a przybliżone współrzędne środków rzutu mogły być wykorzystane podczas aerotriangulacji. Na początku lat dziewięćdziesiątych miał miejsce przełom w technologii produkcji jednostek inercyjnych, skutkujący spadkiem cen oraz postępującą miniaturyzacją sensorów. Pomiary inercyjne oraz GPS zaczęto używać do wyznaczania elementów orientacji zewnętrznej zdjęć pozyskiwanych przez naziemne i lotnicze mobilne systemy fotogrametryczne. Rozwój obu technologii umożliwił także realizację skanowania laserowego w sposób mobilny, a więc między innymi z pułapu lotniczego. Wykorzystanie pomiarów inercyjnych oraz systemów pozycjonowania satelitarnego pozwoliło na zmniejszenie ilości fotopunktów lub całkowite ich wyeliminowanie z opracowania fotogrametrycznego. Skutkowało to skróceniem czasu jego trwania dzięki uproszczeniu procedury wyrównania sieci zdjęć a w niektórych przypadkach całkowitej jej eliminacji.

Zapoczątkowana w latach dziewięćdziesiątych miniaturyzacja odbiorników GPS, połączona ze spadkiem ich kosztów a także pojawienie się na przełomie XX i XXI wieku sensorów inercyjnych wykonanych w technologii mikro elektromechanicznej (MEMS) otworzyło nowe możliwości w zakresie systemów nawigacji samochodowej oraz nawigacji pieszych. Równocześnie zaczęto konstruować pierwsze prototypy przenośnych mobilnych systemów fotogrametrycznych (Ellum i El-Sheimy 2001). Obecnie dostępne sensory inercyjne typu MEMS są kilkadziesiąt razy tańsze, lżejsze i mniejsze niż urządzenia dostępne na początku lat dziewięćdziesiątych. Ich wadą jest wciąż niska dokładność pomiarów, uniemożliwiająca prowadzenie nawigacji. Obecnie uważa się jednak (Nasar El-Sheimy, wystąpienie na konferencji EuroCOW 2012, Hiszpania), że w wyniku rozwoju technologii, najdokładniejsze jednostki inercyjne klasy MEMS dorównują dokładnością średniej klasy jednostkom z żyroskopami światłowodowymi. Rozwój technologii mikromechanicznej prawdopodobnie przyczyni się do spadku cen i poprawy dostępności jak dotąd bardzo drogich systemów INS oraz INS/GNSS, używanych w komercyjnych lotniczych i naziemnych systemach mobilnego kartowania.

Powszechna dostępność sensorów inercyjnych klasy MEMS oraz zestawów GNSS (głównie GPS) umożliwiła konstrukcję lekkich fotogrametrycznych systemów mobilnych, które mogą być przenoszone i używane przez jednego, ewentualnie dwóch operatorów. Systemy takie, mogą być komplementarne względem naziemnych systemów komercyjnych, biorąc pod uwagę ich potencjalne zastosowania. Obecnie obserwuje się rosnące zapotrzebowanie na produkcję trójwymiarowych modeli miast, które wiąże się z rozwojem systemów GIS 3D i pojawianiem się ich licznych zastosowań. Można wymienić tu systemy katastralne 3D, systemy zarządzania kryzysowego, systemy zarządzania udogodnieniami (ang. *facility management*), analizy termograficzne, inwentaryzację zabytków czy też wizualizacje o wysokiej jakości. W przypadku wielu zastosowań wystarczające może być wykorzystanie modeli budynków o poziomie szczegółowości LOD2 (Gröger *et al.*, 2007), jednak dla niektórych celów (wizualizacje, zarządzanie udogodnieniami, inwentaryzacja), przydatne mogą okazać się modele dokładniejsze, bardziej szczegółowe. Przenośne systemy fotogrametryczne mogą być odpowiednimi

urządzeniami służącymi pozyskiwaniu danych wykorzystywanych do budowy szczegółowych modeli budynków (LOD3, LOD4). Ich atutem jest możliwość rejestracji zdjęć w miejscach niedostępnych dla większych systemów oraz możliwość wykonania opracowania fotogrametrycznego w krótszym czasie dzięki wykorzystaniu technik geo-referencji wprost (pomiaru inercyjnego oraz GPS).

Mobilne systemy fotogrametryczne korzystające z lekkich i niedrogich sensorów nawigacyjnych mogą znajdować zastosowanie również dla potrzeb tworzenia modeli terenów trudnodostępnych, przykładowo fragmentów obszarów górskich, wyrobisk i hałd, a więc miejsc, w których sygnalizacja i pomiar fotopunktów napotyka na zrozumiałe ograniczenia, a pozyskanie danych z pułapu lotniczego może okazać się nieekonomiczne.

Obecnie coraz więcej firm zaczyna wykorzystywać fotogrametryczne systemy mobilne transportowane przez bezzałogowe statki powietrzne (UAV) co umożliwia szybkie pozyskanie danych dla znacznie większych obszarów niż w przypadku systemów naziemnych. W przypadku platform UAV geo-referencja nadawana zdjęciom wprost jest znacznie mniej dokładna niż w przypadku klasycznych lotów fotogrametrycznych, korzystających z wysokiej klasy systemów GNSS/INS. Pomiaru fotogrametryczne wykonywane z udziałem naziemnych, przenośnych systemów mobilnego kartowania mogą stanowić uzupełnienie pomiarów realizowanych z udziałem platform UAV np. dla potrzeb tworzenia modeli rzeźby terenu. Dokładność wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć naziemnych z wykorzystaniem pomiarów inercyjnych i GNSS może być znacznie wyższa niż w przypadku zdjęć wykonywanych z helikopterów i samolotów bezzałogowych, głównie dzięki możliwości wykonania zdjęć z nieruchomego stanowiska. Przeszkodą dla funkcjonowania systemów rejestrujących dane z pułapu naziemnego jest ograniczenie dostępności sygnału satelitarnego w środowisku miejskim a także leśnym. Problem ten może nieznacznie stracić na znaczeniu w wyniku rozbudowy systemów GLONASS i GALILEO, jednak nie należy liczyć, że zostanie ostatecznie rozwiązany.

Dotychczasowe badania nad wykorzystaniem niedrogich jednostek inercyjnych typu MEMS oraz systemów GNSS do wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć naziemnych sprowadzały się jedynie do wykonania pojedynczych eksperymentów. Nie jest to problematyka zbadana wystarczająco dogłębnie zwłaszcza w kontekście wielu potencjalnych zastosowań. Jednym z aspektów takich badań jest integracja obserwacji inercyjnych i GNSS z obserwacjami fotogrametrycznymi, np. na drodze wyrównania sieci zdjęć. Należy spodziewać się, że takie postępowanie przyczyni się poprawy dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej, oryginalnie pomierzonych z wykorzystaniem systemu GPS oraz jednostki inercyjnej. Sieć taka może być pozbawiona fotopunktów. Poprawę dokładności pomiaru fotogrametrycznego oraz wyznaczenia elementów orientacji w wyniku takiego działania odnotował w swoim eksperymencie Ellum (Ellum i El-Sheimy 2001), jednak badał on jedynie bardzo prostą sieć fotogrametryczną. Kontynuacja jego eksperymentów wydaje się być zatem uzasadniona, zwłaszcza pod kątem sieci o innym kształcie i większej ilości zdjęć.

Przenośne naziemne systemy fotogrametryczne mogą być wykorzystywane do opracowań modeli budynków. W takim przypadku na uwagę zasługuje możliwość wykorzystania informacji o geometrii fotografowanego obiektu w celu podwyższenia dokładności wyrównania. W przeciwieństwie do obiektów naturalnych, obiekty antropogeniczne często cechuje obecność licznych, prostoliniowych krawędzi. Krawędzie takie mogą materializować proste wiązające zdjęcia. Przebieg tych prostych może zostać ograniczony takimi warunkami geometrycznymi jak

na przykład poziomość, pionowość czy też równoległość. Znane są badania nad wykorzystaniem linii wiążących w fotogrametrii lotniczej i naziemnej. Nie zbadano jednak czy wykorzystanie warunków geometrycznych może podnieść dokładność wyrównania sieci zdjęć naziemnych realizowanych przez systemy mobilne. Poza liniami wiążącymi również pomiary odległości pomiędzy punktami obiektu mogą wzmacniać wyrównywaną sieć fotogrametryczną. Uwzględnienie pomiarów odległości w modelu funkcjonalnym wyrównania sieci metodą wiązki jest z analitycznego punktu widzenia bardzo proste. Pomiar odległości w terenie przy użyciu np. dalmierza ręcznego lub ruletki jest szybki i z reguły może być zrealizowany z dokładnością około 1 cm lub lepszą.

Przeprowadzona analiza materiału literaturowego, przegląd stanu technologii oraz specyfikacji technicznych prowadzą do przyjęcia poniższej tezy badawczej.

Integracja obserwacji fotogrametrycznych, inercjalnych i satelitarnego systemu pozycjonowania w autorskim mobilnym systemie fotogrametrycznym pozwala bez udziału fotopunktów na osiągnięcie dokładności opracowania fotogrametrycznego, wymaganej dla wybranych zastosowań.

Sformułowano również tezę badawczą związaną z wykorzystaniem w procesie integracji obserwacji prostych wiążących i odległości.

Uwzględnienie w procedurze integracji obserwacji informacji o geometrii fotografowanego obiektu pozwala na dalsze podniesienie dokładności opracowania fotogrametrycznego.

Liczne wielkoskalowe opracowania fotogrametryczne nie mają wyraźnie sprecyzowanych wymagań dokładnościowych. Jednakże specyfikacja języka CityGML (Gröger *et al*, 2007) wyróżnia tak zwane stopnie szczegółowości (LOD) modeli budynków. Modele o stopniu szczegółowości LOD3 cechuje dokładność bezwzględna położenia punktu nie gorsza niż 0.5 m, dla każdej z trzech współrzędnych. Jednocześnie specyfikacja ta określa taki model jako model architektoniczny. Dokładność względna dla inwentaryzacji architektonicznej, określona jest na poziomie 1 cm (rysunek w skali 1:20, dokładność 0.5 mm).

W celu naukowego udowodnienia tez badawczych wykonano następujące zadania:

1. Skonstruowano prototyp przenośnego mobilnego systemu fotogrametrycznego zbudowany z cyfrowego aparatu fotograficznego, jednostki inercyjnej wykonanej w technologii MEMS oraz geodezyjnego zestawu GPS. Budowa systemu obejmowała w pierwszej kolejności konstrukcję mechaniczną, w tym opracowanie sposobu połączenia sensorów. Następnie napisano oprogramowanie do obsługi pracy aparatu i jednostki inercyjnej z poziomu przenośnego komputera PC. Ostatnim etapem budowy systemu była jego kalibracja obejmująca kalibrację kamery, kalibrację magnetyczną jednostki inercyjnej oraz wyznaczenie wzajemnego położenia kamery względem jednostki AHRS i anteny GPS.
2. Opracowano metodykę integracji obserwacji fotogrametrycznych, inercyjnych i satelitarnego systemu pozycjonowania. Pierwszy etap integracji zmierza do wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć na podstawie pomiarów inercyjnych oraz GPS, indywidualnie dla każdego ze zdjęć. Kolejny etap to wyrównanie sieci bez udziału fotopunktów, traktujące wyznaczone na pierwszym etapie elementy orientacji jako

- obserwacje. Opracowano również metodykę wykorzystania informacji o geometrii fotografowanego obiektu obejmującą proste wiązanie i odległości.
3. Metodykę integracji obserwacji poddano ocenie pod kątem osiągniętych dokładności pomiaru fotogrametrycznego a także niezawodności estymowanych wartości. W tym celu wykorzystano 4 pola testowe. Dwa z nich stanowiły fasady budynków, trzecie to obiekt małej architektury a czwarte stanowi obiekt topograficzny. Na każdym z czterech obiektów wykonano pomiary testowe, przeprowadzono integrację obserwacji zgodnie z opracowaną metodyką oraz wyznaczono współrzędne punktów referencyjnych pól testowych w celu oceny dokładności.

Omówienie teoretycznych aspektów rozprawy doktorskiej rozpoczęto od scharakteryzowania modelu funkcjonalnego wyrównania sieci zdjęć metodą wiązki w powiązaniu z parametryczną metody wyrównania obserwacji oraz stosowaną metodyką integracji obserwacji. Skoncentrowano się na sposobie ujęcia obserwowanych elementów orientacji w modelu funkcjonalnym oraz na metodach parametryzacji prostych wiązających w aspekcie wykorzystania informacji o geometrii fotografowanego obiektu. W dalszej części pracy scharakteryzowano metody geo-referencji wprost w kontekście ich zastosowania w naziemnych sieciach zdjęć i dokonano przeglądu literatury pod kątem rozwiązań sprzętowych, konstrukcyjnych a także wykorzystywanych obserwacji i metodyki ich integracji.

Część pracy poświęconą wykonanym pracom, zaczynającą się od rozdziału piątego, rozpoczęto od opisu założeń konstrukcyjnych opracowanego prototypu. Następnie scharakteryzowano sensory wykorzystane do jego budowy, opisano zbudowaną konstrukcję i napisane oprogramowanie oraz przedstawiono procedurę kalibracji. W rozdziale szóstym opisano przyjętą metodykę integracji obserwacji w nawiązaniu do rozdziału drugiego rozprawy. Rozdział siódmy zawiera opis pól testowych, charakterystykę eksperymentalnych sieci fotogrametrycznych oraz opis uzyskanych wyników.

2 Wyrównanie sieci fotogrametrycznych metodą wiązki w ujęciu parametrycznej metody estymacji

2.1 Parametryczna metoda estymacji w zarysie

Wyrównanie sieci zdjęć metodą niezależnych wiązek jest podstawowym narzędziem obliczeniowym stosowanym w fotogrametrii (m.in. Kraus 1997; Luhmann *et al* 2006, strony 229 – 264). Metoda ta, w przeciwieństwie do metody niezależnych modeli, zakłada swobodę każdej z wiązek (Kraus 1993, strona 276). Oznacza to, że obliczane są takie parametry opisujące orientację a często też modyfikujące kształt wiązki, które zapewnią spełnienie określonych warunków geometrycznych, przy minimalizacji zadanej funkcji celu. W metodzie parametrycznej warunki te zapisane są jako funkcje F_i wielkości obserwowanych x_j :

$$\begin{aligned} x_1 &= F_1(X_1, X_2, \dots, X_r) \\ x_2 &= F_2(X_1, X_2, \dots, X_r) \\ &\vdots \\ x_n &= F_n(X_1, X_2, \dots, X_r) \end{aligned} \Leftrightarrow \mathbf{x} = F(\mathbf{X}) \quad (1.1)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

X_i – parametry wiążące wielkości obserwowane,
 x_j – modelowe wielkości obserwowane.

Ponieważ obserwacje, są wielkościami stochastycznymi, wektor obserwowanych wielkości modelowych \mathbf{x} z równania (1.1) można zapisać jako sumę wektorów obserwacji (\mathbf{x}^{obs}) i ich poprawek (\mathbf{V}).

$$\mathbf{x}^{obs} + \mathbf{V} = F(\mathbf{X}) \quad (1.2)$$

Równania układu o postaci (1.1) mogą być nieliniowe. Dzieje się tak w przypadku wyrównywania sieci fotogrametrycznych, ponieważ równania kolinearności zawierają elementy macierzy obrotu, której parametryzacja wykorzystuje funkcje trygonometryczne lub kwadratowe. W takim przypadku dokonuje się linearyzacji równań w drodze rozwinięcia funkcji nieliniowej w szereg Taylora w otoczeniu przyjętych przybliżeń parametrów. W praktyce ograniczamy się do pierwszych wyrazów szeregu. Równanie (1.1) po linearyzacji przyjmuje następującą postać:

$$\mathbf{x} = F(\mathbf{X}^0) + \frac{\partial F(\mathbf{X})}{\partial \mathbf{X}} \Big|_{\mathbf{X}=\mathbf{X}^0} \mathbf{d}_X \Leftrightarrow \mathbf{x} = \mathbf{x}^0 + \mathbf{A} \mathbf{d}_X \quad (1.3)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

\mathbf{x} – wektor obserwacji modelowych,
 \mathbf{X}^0 – wektor parametrów przybliżonych,
 \mathbf{d}_X – wektor różniczek parametrów,
 \mathbf{x}^0 – wektor wartości funkcji F dla parametrów przybliżonych, (tzw. wektor obserwacji przybliżonych),
 \mathbf{A} – macierz pierwszych pochodnych cząstkowych funkcji F względem wektora parametrów \mathbf{X}^0 .

Macierz \mathbf{A} w równaniu (1.3) ma tyle wierszy ile równań obserwacyjnych występuje w danym układzie. Liczba kolumn macierzy \mathbf{A} jest natomiast zgodna z ilością parametrów. Podstawiając równanie (1.3) za wektor \mathbf{x} w równaniu (1.1) i uwzględniając zależność (1.2) otrzymamy układ równań poprawek dla równań po linearyzacji:

$$\mathbf{V} = \mathbf{A}\mathbf{d}_x + \mathbf{x}^0 - \mathbf{x}^{obs} \Leftrightarrow \mathbf{V} = \mathbf{A}\mathbf{d}_x + \mathbf{L} \quad (1.4)$$

Jak widać w równaniu (1.4), wektor \mathbf{L} jest wektorem wyrazów wolnych powstałym poprzez odjęcie od wektora \mathbf{x}^0 , wektora obserwacji. Wyrównanie sieci zdjęć metodą wiązki sprowadza się do budowy układu równań o postaci (1.4), jego rozwiązania (często iteracyjnego) oraz przeprowadzeniu analiz statystycznych mających na celu między innymi eliminację błędów grubych czy też zbadanie geometrycznego uwarunkowania rozwiązania.

Aby móc rozwiązać układ równań (1.4) należy przyjąć pewne założenia dotyczące wektora obserwacji. Wektor \mathbf{x}^{obs} jest zmienną losową posiadającą rozkład o nieznanym parametrach. Załóżmy, że wektor ten ma rozkład normalny. W przypadku wyrównania obserwacji o zróżnicowanej dokładności, konieczne jest przyjęcie *a priori* macierzy kowariancji wektora \mathbf{x}^{obs} (Wiśniewski 2005, strony 131–133). Elementy leżące na przekątnej macierzy kowariancji, czyli wartości wariancji wielkości obserwowanych są najczęściej nieznanne i zastępowane są tzw. kofaktorami. Jako wartości kofaktorów przyjmuje się najczęściej kwadraty błędów, znanych z praktyki pomiarowej. Odwrotność macierzy kofaktorów nazywamy macierzą wag i oznaczamy jako \mathbf{P} . Można zapisać równanie:

$$\mathbf{C}_{x^{obs}} = \sigma_0^2 \mathbf{Q}_{x^{obs}} = \sigma_0^2 \mathbf{P}^{-1} \quad (1.5)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

$\mathbf{C}_{x^{obs}}$ – macierz kowariancji dla obserwacji,

$\mathbf{Q}_{x^{obs}}$ – macierz kofaktorów,

σ_0^2 – współczynnik wariancji,

\mathbf{P} – macierz wag.

W równaniu (1.5) pojawia się estymowany w procesie wyrównania współczynnik wariancji σ_0^2 . Jest to wartość przez jaką należy pomnożyć przyjęty kofaktor, aby był on równy wartości modelowej wariancji. Równanie (1.5) to model stochastyczny, podczas gdy równanie (1.4) stanowi model funkcjonalny estymacji (Wiśniewski, strona 211). Rozwiązanie układu równań (1.5) zgodnie z tzw. metodą najmniejszych kwadratów realizowane jest z uwzględnieniem minimalizacji następującej funkcji celu:

$$\xi = \mathbf{V}^T \mathbf{P} \mathbf{V} = \min \quad (1.6)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

\mathbf{V} – wektor poprawek,

\mathbf{P} – macierz wag.

Bardziej adekwatną nazwą metody wyrównania byłaby zatem: „metoda najmniejszej sumy kwadratów”. Opis rozwiązania zadania wyrównawczego z tak określonym modelem funkcjonalnym i stochastycznym oraz z podaną funkcją celu podaje np. Wiśniewski (2005, strony 211 – 214). Szukany estymator wektora \mathbf{d}_x ma postać:

$$\hat{\mathbf{d}}_x = -(\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1} (\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{L}) \quad (1.7)$$

Estymator wektora parametrów \mathbf{X} obliczamy zatem jako:

$$\hat{\mathbf{X}} = \mathbf{X}^0 + \hat{\mathbf{d}}_x \quad (1.8)$$

W przypadku sieci fotogrametrycznych przybliżony wektor parametrów \mathbf{X}^0 bardzo często odbiega na tyle znacznie od wartości prawdziwej, że wyznaczenie estymatorów $\hat{\mathbf{d}}_X$ oraz $\hat{\mathbf{X}}$ realizowane jest iteracyjnie. Jako wektor \mathbf{X}^0 w iteracji następnej przyjmuje się estymator $\hat{\mathbf{X}}$ z iteracji poprzedniej.

2.2 Równania obserwacyjne sieci fotogrametrycznej

Podczas wyrównania sieci fotogrametrycznej spotkać się można z różnego rodzaju równaniami obserwacyjnymi tworzącymi układ (1.2). Sama postać równań obserwacyjnych a także dobór parametrów zależy od rodzaju sieci fotogrametrycznej (sieć lotnicza, sieć naziemna). Niekiedy podczas wyrównania sieci zachodzi potrzeba uwzględnienia określonych warunków geometrycznych wiążących parametry. W dalszej części rozdziału zostaną opisane najczęściej spotykane równania obserwacyjne, z uwzględnieniem tych, wykorzystywanych w wyrównaniu sieci zdjęć pozyskanych przez mobilne systemy fotogrametryczne.

2.2.1 Równanie kolinearności – model powstawania obrazu

Równanie to jest równaniem zwykle najliczniejszej grupy obserwacji w sieci fotogrametrycznej, czyli obserwacji współrzędnych punktów na obrazie. Zakładając, że mamy do czynienia z idealnym rzutem środkowym, równanie kolinearności daje odpowiedź na pytanie: w którym miejscu na zdjęciu o zadanych elementach orientacji wewnętrznej i zewnętrznej znajdzie się punkt o danych współrzędnych w układzie obiektu, zwanych dalej współrzędnymi terenowymi. Równanie kolinearności stanowi opis perspektywicznego modelu kamery. Zdjęcie nie stanowi jednak idealnego rzutu środkowego ze względu na różnego rodzaju zniekształcenia wynikające z niedoskonałości układu optycznego. Zakładając, że wszystkie zdjęcia w sieci posiadają te same elementy orientacji wewnętrznej, równanie to wygląda następująco:

$$\begin{aligned} x_i^k + v_{x_i^k} &= x_0 - ck \frac{r_{11}^k (X_i - X_0^k) + r_{21}^k (Y_i - Y_0^k) + r_{31}^k (Z_i - Z_0^k)}{r_{13}^k (X_i - X_0^k) + r_{23}^k (Y_i - Y_0^k) + r_{33}^k (Z_i - Z_0^k)} + \Delta x_i^k \\ y_i^k + v_{y_i^k} &= y_0 - ck \frac{r_{12}^k (X_i - X_0^k) + r_{22}^k (Y_i - Y_0^k) + r_{32}^k (Z_i - Z_0^k)}{r_{13}^k (X_i - X_0^k) + r_{23}^k (Y_i - Y_0^k) + r_{33}^k (Z_i - Z_0^k)} + \Delta y_i^k \end{aligned} \quad (1.9)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

x_i^k i y_i^k – obserwowane współrzędne obrazowe i-tego punktu na k-tym zdjęciu,

$v_{x_i^k}$ i $v_{y_i^k}$ – odchyłki współrzędnych obrazowych,

x_0 i y_0 – współrzędne punktu głównego,

ck – stała kamery,

r_{pq}^k – element macierzy obrotu R^k k-tego zdjęcia,

X_0^k, Y_0^k i Z_0^k – współrzędne środka rzutu k-tego zdjęcia,

X_i, Y_i i Z_i – współrzędne terenowe i-tego punktu,

Δx_i^k i Δy_i^k – poprawki ze względu na zniekształcenia obrazu.

Zniekształcenia wiązki promieni modelujemy wprowadzając do wzoru (1.9) odpowiednie poprawki Δx_i^k i Δy_i^k . Istnieje wiele modeli zniekształceń obrazu. W przypadku zdjęć naziemnych często stosowany jest model Browna (Brown 1971):

$$\begin{aligned}\Delta x_i &= x_{t_i}(k_1 r_i^2 + k_2 r_i^4 + k_3 r_i^6) + p_1(r_i^2 + 2x_i^2) + 2p_2 x_i y_i \\ \Delta y_i &= y_{t_i}(k_1 r_i^2 + k_2 r_i^4 + k_3 r_i^6) + 2p_1 x_i y_i + p_2(r_i^2 + 2y_i^2) + s_y y_{t_i} + a x_{t_i}\end{aligned}\quad (1.10)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

x_0, y_0 – współrzędne punktu głównego w układzie obrazu,

$x_{t_i} = x_i^k - x_0, y_{t_i} = y_i^k - y_0$ – współrzędne tłowe,

r_i – odległość pod punktu głównego (promień radialny),

k_1, k_2, k_3 – współczynniki wielomianu dystorsji radialnej,

p_1, p_2 – współczynniki wielomianu dystorsji tangencjalnej,

s_y – współczynnik skali,

a – współczynnik korygujący nieprostokątność osi układu sensora.

Występujące w równaniu kolinearności wielkości mogą być traktowane jako stałe lub jako parametry w zależności od rozwiązywanego zadania (samokalibracja, aerotriangulacja, wcięcie wstecz, wcięcie w przód)

2.2.2 Parametryzacja macierzy obrotu

Macierz obrotu \mathbf{R} , której elementy pojawiają się w równaniu (1.9), jest macierzą ortogonalną. Posiada ona trzy stopnie swobody. Zachowanie ortogonalności macierzy \mathbf{R} podczas wyrównania najczęściej osiągnięte jest w drodze odpowiedniej parametryzacji. Macierz obrotu może być parametryzowana na wiele sposobów. W celu uniknięcia przypadków, w których układ równań (1.4) będzie słabo uwarunkowany (Wrobel i Klemm 1984), należy wybrać odpowiedni dla danego układu sieci sposób parametryzacji. W fotogrametrii bardzo często mamy do czynienia z parametryzacją opartą na sekwencji obrotów Eulera, kolejno wokół osi x, y, z . Kolejne kąty obrotu oznacza się jako ω, φ, κ . Kąt obrotu ma znak „+”, jeżeli obrót odbywa się przeciwnie do ruchu wskazówek zegara, patrząc przeciwnie do zwrotu osi, wokół której jest dokonywany. Macierz obrotu \mathbf{R} powstaje w wyniku mnożenia macierzy wyrażających obroty składowe wokół kolejnych osi układu obracanego:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\omega & -\sin\omega \\ 0 & \sin\omega & \cos\omega \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\varphi & 0 & \sin\varphi \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\varphi & 0 & \cos\varphi \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\kappa & -\sin\kappa & 0 \\ \sin\kappa & \cos\kappa & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\quad (1.11)$$

Dla sieci zdjęć naziemnych zaleca się przyjęcie parametryzacji macierzy \mathbf{R} wykorzystującej kąty α, ν, κ (Kraus 1997, strony 15 – 17). Obrót ma miejsce kolejno wokół osi z, x i znowu z . Macierz obrotu obliczamy w następujący sposób:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & -\sin\alpha & 0 \\ \sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\nu & -\sin\nu \\ 0 & \sin\nu & \cos\nu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\kappa & -\sin\kappa & 0 \\ \sin\kappa & \cos\kappa & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}\quad (1.12)$$

W nawigacji inercyjnej, szczególnie w lotnictwie, stosuje się parametryzację opartą o kąty $yaw, pitch, roll$ (Titterton, Weston 2004). Sekwencja obrotów ma odwrotną kolejność do sekwencji ω, φ, κ . Współczynniki macierzy obrotu \mathbf{R} wylicza się w następujący sposób:

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos\psi & -\sin\psi & 0 \\ \sin\psi & \cos\psi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\theta & 0 & \sin\theta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\theta & 0 & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\phi & -\sin\phi \\ 0 & \sin\phi & \cos\phi \end{bmatrix} \quad (1.13)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

ψ – kąt *yaw* – obrót wokół osi *z*,
 θ – kąt *pitch* – obrót wokół osi *y*,
 ϕ – kąt *roll* – obrót wokół osi *x*.

System obrotu *yaw*, *pitch*, *roll* jest bardzo intuicyjny. Znając kąty *yaw*, *pitch* i *roll* można szybko zinterpretować kątową orientację układu samolotu (oś *X* zgodna z kierunkiem lotu, oś *Z* w górę) w układzie odniesienia. Parametryzacja ψ , θ , ϕ może być też wykorzystywana w wyrównaniu sieci zdjęć lotniczych natomiast wykorzystanie jej do parametryzacji obrotów w sieciach zdjęć naziemnych napotyka na podobne ograniczenia jak w przypadku parametryzacji ω , φ , κ gdyż układ równań (1.4) może być bardzo słabo uwarunkowany.

Dla sieci o bardzo zróżnicowanej geometrii obrazów, ze zróżnicowanymi kątowymi elementami orientacji (zintegrowane sieci naziemne i lotnicze) należy stosować parametryzację opartą na kwaternionach Hamiltona (Grün i Huang, strony 36 – 38; Titterton i Weston 2004, strony 42 – 44). Kwaterniony Hamiltona stosuje się również w nawigacji inercyjnej podczas obliczania macierzy obrotu, która służy do transformacji wektorów przyspieszeń do układu odniesienia. Ewentualnie wartości kwaternionów można wykorzystać do tej transformacji bezpośrednio. Wykorzystanie kwaternionów w nawigacji i fotogrametrii pozwala na jednoznaczną parametryzację cosinusów kierunkowych (elementów macierzy \mathbf{R}) w pełnej przestrzeni parametrów, osiągając jednocześnie dobre uwarunkowanie układu równań (1.4).

2.2.3 Równania obserwacyjne dla współrzędnych fotopunktów i elementów orientacji zewnętrznej

Podczas wyrównania sieci fotogrametrycznych często zakładamy, że współrzędnym terenowym fotopunktów towarzyszy pewien błąd wyznaczenia. Możemy zatem uwzględnić je w procesie wyrównania jako obserwacje (pseudoobserwacje). Oznacza to, że otrzymają one swoje równania obserwacyjne o postaci:

$$\begin{aligned} X_i^{obs} + v_{X_i} &= X_i \\ Y_i^{obs} + v_{Y_i} &= Y_i \\ Z_i^{obs} + v_{Z_i} &= Z_i \end{aligned} \quad (1.14)$$

Podobna sytuacja dotyczy współrzędnych środków rzutu oraz kątowych elementów orientacji zewnętrznej w sieciach fotogrametrycznych realizowanych przez mobilne systemy fotogrametryczne. Wielkości te mogą zostać pomierzone z wykorzystaniem różnego rodzaju technologii (GNSS, INS) i uwzględnione w układzie równań (1.2) jako obserwacje. Równania obserwacyjne dla współrzędnych środków rzutu oraz dla kątów (α , ν , κ) mają postać:

$$\begin{aligned} X_0^{obs} + v_{X_0} &= X_0 \\ Y_0^{obs} + v_{Y_0} &= Y_0 \\ Z_0^{obs} + v_{Z_0} &= Z_0 \end{aligned} \quad (1.15)$$

$$\begin{aligned}
\alpha^{obs} + v_{\alpha} &= \alpha \\
\nu^{obs} + v_{\nu} &= \nu \\
\kappa^{obs} + v_{\kappa} &= \kappa
\end{aligned}
\tag{1.16}$$

Pomiary kątowe realizowane przez jednostki inercyjne mogą być z różnych względów (Rozdz. 3.2.3) obarczone błędami systematycznymi. Błędy takie mogą być stabilne w trakcie całego pomiaru, lub mogą zmieniać się w trakcie jego trwania (Kolecki *et al* 2010). Zależy to od klasy urządzeń wykorzystywanych do wyznaczania orientacji kątowej jednostki. Równanie (1.16) można rozszerzyć wprowadzając dodatkowe parametry e_{α} , e_{ν} , e_{κ} modelujące błędy systematyczne.

$$\begin{aligned}
\alpha^{obs} + v_{\alpha} &= \alpha - e_{\alpha} \\
\nu^{obs} + v_{\nu} &= \nu - e_{\nu} \\
\kappa^{obs} + v_{\kappa} &= \kappa - e_{\kappa}
\end{aligned}
\tag{1.17}$$

Jeżeli pomiar jest krótki i warunki widoczności satelitów, ich liczba oraz konfiguracja są podobne, można analogiczne korekcje wprowadzić do równania (1.15). Aby wprowadzić takie korekcje do współrzędnych środków rzutu, sieć zdjęć powinna być wyposażona w fotopunkty. W przeciwnym razie korekcje współrzędnych mogą być niewyznaczalne. W aerotriangulacji wspomaganej przez systemy GNSS/INS każdy szereg zdjęć może otrzymać inne wartości przesunięcia (ang. *shift*), przy czym część tego przesunięcia może być traktowana jako liniowa funkcja czasu, czyli dryft (ang. *drift*). Dryft może być również obliczany dla obserwowanych kątowych elementów orientacji. Odpowiednie równania obserwacyjne ujmujące przesunięcie i dryft, stanowiące rozwinięcie równań (1.15) – (1.14) formułują m.in. Cramer i Stallman (2002, strona 2).

2.2.4 Proste wiązace

Proste wiązace mogą mieć duże znaczenie w procesie wyrównania sieci zdjęć realizowanych przez fotogrametryczne systemy mobilne. W sieciach takich dąży się do zmniejszenia ilości fotopunktów na rzecz bezpośredniego pomiaru elementów orientacji zewnętrznej. Przykładem może być aerotriangulacja z pomiarem GPS i INS. Redukcja ilości fotopunktów wpływa negatywnie na niezawodność (Rozdz. 2.5) obserwacji elementów orientacji zewnętrznej. Ponieważ linie wiązace mogą być widoczne na większej ilości zdjęć niż punkty wiązace, ich uwzględnienie w wyrównaniu sieci pozwala na silniejsze związanie zdjęć sieci, co może skutkować podniesieniem niezawodności poszczególnych obserwacji oraz wzrostem dokładności estymowanych parametrów. W szczególności dotyczy to terratriangulacji, gdyż zdjęcia naziemne obiektów antropogenicznych obfitują w szczegóły liniowe. Dodatkowo na linie wiązace mogą być nakładane warunki pionowości czy też poziomości. W takim przypadku linie wiązace mogą pozwolić na dokładniejsze zorientowanie kątowe sieci w układzie globalnym, a w konsekwencji na dalsze podniesienie niezawodności pomiarów elementów orientacji. Wprowadzenie warunków pionowości i poziomości do sieci zdjęć naziemnych z obserwowanymi elementami orientacji sugerują np. Ellum i El-Sheimy (2001) oraz Bartelsen i Mayer (2010). Szersze badania dotyczące przydatności linii wiązających i warunków geometrycznych do wyrównania sieci zdjęć o obserwowanych elementach orientacji nie były jednak do tej pory prowadzone.

Wyróżnia się dwa podejścia do uwzględniania linii wiązających podczas wyrównania sieci zdjęć. Pierwsze z nich opiera się na wykorzystaniu warunku komplanarności a drugie na wykorzystaniu

warunku kolinearności (Shenk 2004). Zgodnie z podejściem pierwszym obraz prostej na zdjęciu definiuje płaszczyznę, do której powinna należeć prosta wiążąca w terenie. Habib (2000) parametryzuje prostą w przestrzeni trójwymiarowej za pomocą współrzędnych dwóch punktów do niej należących. Prosta na zdjęciu natomiast reprezentowana jest poprzez współrzędne biegunowe. Reprezentacja terenowa prostej proponowana przez Habiba jest intuicyjna i zawsze jednoznaczna lecz zarazem nadmiarowa, gdyż do reprezentacji prostej w przestrzeni trójwymiarowej wystarczą cztery a nie sześć parametrów. Wykorzystanie reprezentacji biegunowej prostej na obrazie zakłada wprowadzenie równań warunkowych na komplanarność prostej na obrazie i punktów reprezentujących ją w terenie. Habib (2002) potwierdza przydatność przyjętej reprezentacji między innymi w procesie samokalibracji.

Alternatywną metodę uwzględnienia warunku komplanarności prezentują Schwermann (1995) i Luhmann (2006, strony 296 i 297). Prezentowany tu model zakłada, że parametry równania kierunkowego obrazu prostej na zdjęciu traktowane są jako obserwacje stanowiące, zgodnie z modelem parametrycznym, funkcje elementów orientacji zdjęć a także parametrów prostej w przestrzeni. Do reprezentacji prostej w przestrzeni Schwermann wybrał postać rzutową. Podejście Schwermanna jest łatwe do wykorzystania w aspekcie metody parametrycznej wyrównania sieci, wymaga jednak przyjęcia odpowiednich płaszczyzn rzutowania dla terenowej reprezentacji prostej w zależności od jej nachylenia w celu uniknięcia wystąpienia słabo uwarunkowanego układu równań.

Shenk (2004) wskazuje na wady wyżej wymienionych reprezentacji prostych i preferuje podejście bazujące na równaniu kolinearności. Podejście takie traktuje każdy punkt prostej pomierzony na zdjęciu niezależnie. Liczba obserwacji wykorzystywana do estymacji parametrów prostej w terenie jest większa, a przyjętą reprezentację można łatwo rozszerzyć na linie krzywe. Podejście Shenka nie wymaga znajomości równania obrazu prostej na zdjęciu. Dogodnym punktem wyjścia do wkomponowania równania prostej do równania kolinearności (1.9) może być jej równanie parametryczne (Rys. 1):

$$P \in l \Leftrightarrow \begin{cases} X_P = X_S + tp \\ Y_P = Y_S + tq \\ Z_P = Z_S + tr \end{cases} \quad (1.18)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

P – punkt leżący na prostej l ,
 X_S, Y_S, Z_S – współrzędne dowolnego punktu, przez który przechodzi prosta l ,
 p, q, r – współrzędne wektora równoległego do prostej,
 t – parametr określający położenie punktu na prostej.

Po podstawieniu równania (1.18) do równania (1.9) otrzymujemy równanie kolinearności dla punktu i leżącego na prostej, która zdefiniowana jest przez 6 parametrów (X_S, Y_S, Z_S, p, q, r):

$$\begin{aligned} x_i^k + v_{x_i^k} &= x_0 - ck \frac{r_{11}^k(X_S + t_i p - X_0^k) + r_{21}^k(Y_S + t_i q - Y_0^k) + r_{31}^k(Z_S + t_i r - Z_0^k)}{r_{13}^k(X_S + t_i p - X_0^k) + r_{23}^k(Y_S + t_i q - Y_0^k) + r_{33}^k(Z_S + t_i r - Z_0^k)} + \Delta x_i^k \\ y_i^k + v_{y_i^k} &= y_0 - ck \frac{r_{12}^k(X_S + t_i p - X_0^k) + r_{22}^k(Y_S + t_i q - Y_0^k) + r_{32}^k(Z_S + t_i r - Z_0^k)}{r_{13}^k(X_S + t_i p - X_0^k) + r_{23}^k(Y_S + t_i q - Y_0^k) + r_{33}^k(Z_S + t_i r - Z_0^k)} + \Delta y_i^k \end{aligned} \quad (1.19)$$

Ponieważ do jednoznacznego określenia przebiegu prostej wystarczą 4 parametry, należy zawsze założyć stałość dwóch z pośród sześciu z nich. To, które wielkości przyjąć należy jako stałe zależy od kierunku prostej. Przykładowo jeżeli prosta jest prostą prawie pionową, czyli prawie równoległą do osi Z układu terenowego, parametrami wyznaczanymi mogą być jedynie $X_S, Y_S, p,$

q . Powyższy zapis równania kolinearności, chociaż jest bardzo prosty, to jednak wymaga sprawdzania kierunku dla wszystkich prostych w celu uniknięcia powstania słabo uwarunkowanego układu równań.

Shenk (2004) a także np. Samadzadegan (2008) w celu uniknięcia wyżej opisanego problemu przedstawiają prostą w przestrzeni z wykorzystaniem lokalnego układu współrzędnych. Układ ten ma początek w początku układu globalnego, natomiast jego oś Z jest równoległa do prostej. Prosta przebija płaszczyznę układu lokalnego w punkcie (x_0, y_0) . Nachylenie osi Z można wyrazić za pomocą dwóch kątów. Parametryzacja Shenka jest więc minimalna (4 parametry). Ponadto parametry prostych są wyznaczalne w całej ich przestrzeni. Shenk wprowadza wyrażenia na współrzędne punktu na prostej, bezpośrednio do równania (1.9) i otrzymuje równanie podobne do (1.19). Położenie punktu na prostej określa podobnie jak w równaniu (1.19) tylko jeden parametr.

Reprezentacja Shenka jest podobna do reprezentacji przedstawionej przez Krausa (1997, strony 27 – 29). Kraus w celu określenia położenia prostej również posługuje się układem lokalnym. Oś Z tego układu przechodzi jednak przez punkty leżące na linii. Parametrami określającymi prostą są dwa kąty nachylenia oraz współrzędne lokalne x_0 oraz y_0 dowolnego punktu P leżącego w pobliżu prostej. Współrzędna z_0 przyjmowana jest jako równa zero. Kraus w przeciwieństwie do Shenka nie posługuje się równaniem parametrycznym prostej ani żadną jego modyfikacją. Dla każdego punktu wyznacza on bezpośrednio jego trzy współrzędne terenowe. W tym celu włączane są do układu równań dodatkowe równania pseudoobserwacyjne. Każdy punkt leżący na prostej generuje dwa następujące równania:

$$\begin{aligned} y_i (= 0) + v_{y_i} &= y_0 + r_{12}(X_i - X_0) + r_{22}(Y_i - Y_0) + r_{32}(Z_i - Z_0) \\ x_i (= 0) + v_{x_i} &= x_0 + r_{11}(X_i - X_0) + r_{21}(Y_i - Y_0) + r_{31}(Z_i - Z_0) \end{aligned} \quad (1.20)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

X_0, Y_0, Z_0 – współrzędne punktu P w układzie terenowym, będące wartościami stałymi,

X_i, Y_i, Z_i – współrzędne punktu na prostej w układzie terenowym,

r_{pq} – elementy macierzy obrotu wyrażającej obrót lokalnego układu prostej w układzie globalnym,

x_0, y_0 – współrzędne punktu P w lokalnym układzie prostej,

x_i, y_i – pseudoobserwacje – współrzędne punktów w lokalnym układzie prostej, z definicji równe 0.

Każdy punkt prostej wiążącej wnosi trzy parametry (X_i, Y_i, Z_i) oraz cztery równania obserwacyjne: dwa o postaci (1.9) oraz dwa o postaci (1.20). Aby cztery parametry linii wiążącej mogły być wyznaczone, należy pomierzyć co najmniej po dwa punkty na dwóch zdjęciach. Punkty mierzone na liniach zgodnie z reprezentacją Krausa ale też i Shenka nie muszą w ogóle być punktami homologicznymi, co z przyczyn praktycznych i tak jest trudne do zrealizowania. Podejście zaproponowane przez Krausa, w odróżnieniu od równania (1.19) i metody Shenka, dzięki poprawkom do pseudoobserwacji nie wymusza położenia punktu terenowego dokładnie na prostej. Niepewność *a priori* co do położenia punktu terenowego na prostej wiążącej można wyrazić dobierając odpowiednie wagi dla równań (1.20).

Każda z trzech zaproponowanych metod bazujących na warunku kolinearności ma inne zalety. Jednocześnie każda z nich nadaje się do opisu nie tylko prostych wiążących, lecz również prostych kontrolnych. Proste kontrolne mogą być uwzględnione w wyrównaniu sieci zdjęć poprzez przyjęcie niektórych z ich parametrów jako wartości stałych. Łatwo jest również nałożyć na proste warunki poziomości lub pionowości. Aby wymusić poziomość prostej wiążącej należy w odniesieniu do równania (1.19) przyjąć następujące założenia:

$$\begin{cases} q = \text{const} \\ r = 0 \\ X_S = \text{const} \end{cases} \quad \text{lub} \quad \begin{cases} p = \text{const} \\ r = 0 \\ Y_S = \text{const} \end{cases} \quad (1.21)$$

w zależności od kierunku prostej. Dla prostej pionowej przyjmujemy następujące ograniczenia:

$$\begin{cases} p = q = 0 \\ r = \text{const} \\ Z_S = \text{const} \end{cases} \quad (1.22)$$

Do opisu prostej poziomej wystarczą więc trzy a do opisu prostej pionowej dwa parametry. Wprowadzając odpowiednie równania obserwacyjne oraz pseudoobserwacyjne można także wymusić równoległość prostych oraz uwzględnić odległość prostych równoległych (Shenk 2004).

2.2.5 Równania obserwacyjne odległości

Do układu równań (1.2) można dodatkowo włączyć równania odległości pomiędzy punktami sieci. Odległości między punktami mniejszych obiektów mogą być na ogół zmierzone z dokładnością ok 1 cm lub lepszą dzięki wykorzystaniu np. ręcznego dalmierza laserowego lub rozwijanej taśmy mierniczej (ruletki). Pozwala to na wzmocnienie sieci niewielkim nakładem pracy terenowej (Ellum i El-Sheimy 2001). Pomiar odległości można wykorzystać w sieciach bez fotopunktów w celu nadania skali (np. program Photomodeler). Równanie obserwacyjne odległości pomiędzy punktami P_i oraz P_j wygląda następująco:

$$d_{ij} + v_{d_{ij}} = \sqrt{(X_j - X_i)^2 + (Y_j - Y_i)^2 + (Z_j - Z_i)^2} \quad (1.23)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

$X_j, X_i, Y_j, Y_i, Z_j, Z_i$ – współrzędne terenowe punktów,

$d_{ij} + v_{d_{ij}}$ – odległość pomierzona wraz z poprawką.

Poza równaniami odległości w procesie wyrównania sieci możemy korzystać ze wszelkich równań obserwacyjnych występujących w wyrównaniu płaskiej lub przestrzennej sieci geodezyjnej. Przykładowo, geodezyjne pomiary kątów i odległości służące do wyznaczenia położenia fotopunktów mogą być wyrównane wspólnie z siecią fotogrametryczną (Kraus 1997, strony 19 – 22).

2.3 Przybliżenia parametrów

Rozwiązanie układu (1.2), w przypadku gdy zawiera on równania nieliniowe, wymaga rozwinięcia równań obserwacyjnych w szereg Taylora w otoczeniu wektora X_0 czyli wektora parametrów przybliżonych. Dla sieci fotogrametrycznej, odnalezienie wystarczających przybliżeń niektórych parametrów może okazać się problematyczne. Dotyczy to najczęściej sieci zdjęć naziemnych i wynika z ich zróżnicowanej geometrii.

2.3.1 Przybliżenia parametrów kamery

Jeżeli w ramach wyrównania sieci zdjęć przewidujemy wykonanie kalibracji w miejscu pracy lub wykonujemy kalibrację na polu testowym, to niezbędna jest znajomość przybliżeń elementów orientacji wewnętrznej oraz współczynników zniekształceń obrazu. Najlepiej w takiej sytuacji posłużyć się wynikami poprzedniej kalibracji (aparaty cyfrowe) lub metryką kalibracji (kamery fotogrametryczne). Jeżeli aparat cyfrowy nie był jeszcze kalibrowany z danym obiektywem, lub zmieniono nastawienie ogniskowej (np. poprzez zoom), wtedy postępujemy następująco:

- jako przybliżoną wartość stałej kamery przyjmujemy wartość ogniskowej,
- przybliżone położenie punktu głównego utożsamiamy ze środkiem matrycy,
- zakładamy zerowe wartości współczynników funkcji aproksymującej zniekształcenia obrazu.

2.3.2 Przybliżenia elementów orientacji zewnętrznej

Przybliżenia elementów orientacji zewnętrznej osiągnąć można między innymi trzema niżej wymienionymi sposobami:

- bezpośredni pomiar,
- rozwiązanie wcięcia wstecz,
- konstrukcja graficzna.

Pierwszy z wymienionych sposobów poza fotogrametrią lotniczą stosowany jest na platformach naziemnych systemów mobilnych. Bezpośredni pomiar realizowany jest najczęściej z wykorzystaniem technologii GNSS oraz INS. Przybliżenia osiągnąć w ten sposób są bliskie wartościom prawdziwym, dlatego podczas wyrównania konieczne jest wykonanie znacznie mniejszej liczby iteracji niż w przypadku oszacowania wartości przybliżeń pozostałymi sposobami.

Drugi sposób – analityczne rozwiązanie wcięcia wstecz, jest możliwy do realizacji wtedy, jeżeli na zdjęciu mamy pomierzone minimum cztery fotopunkty. W przypadku trzech fotopunktów otrzymamy do czterech możliwych rozwiązań (przecięcie trzech toroid), z których niekoniecznie łatwo można wyłonić to prawidłowe (Grün i Huang 2001, strony 29 – 33). Spośród, jak się szacuje, ponad setki, rozwiązań tego problemu można przytoczyć to przedstawione przez Krausa (1997, strony 48 –58) a pierwotnie opracowane przez Müllera (1925) i Killiana (1955). Podany algorytm prowadzi do odnalezienia współczynników równania czwartego stopnia. Można je rozwiązać według metody Killiana, wykorzystując czwarty fotopunkt, lub korzystając z gotowych formuł na pierwiastki zespolone równania czwartego stopnia. Studium kilku innych metod analitycznego rozwiązania wcięcia wstecz podaje Haralick (1991). Inne rozwiązanie można odleźć też w podręczniku Luhmana (2006), a szereg odniesień do związanych z tym problemem pozycji można znaleźć w opracowaniu Gruna (Grün i Huang 2001, strony 29 –31). Z praktycznego punktu widzenia należy dodać, że warunkiem skorzystania z metod analitycznych jest odpowiednie uzbrojenie fotografowanego obiektu w fotopunkty.

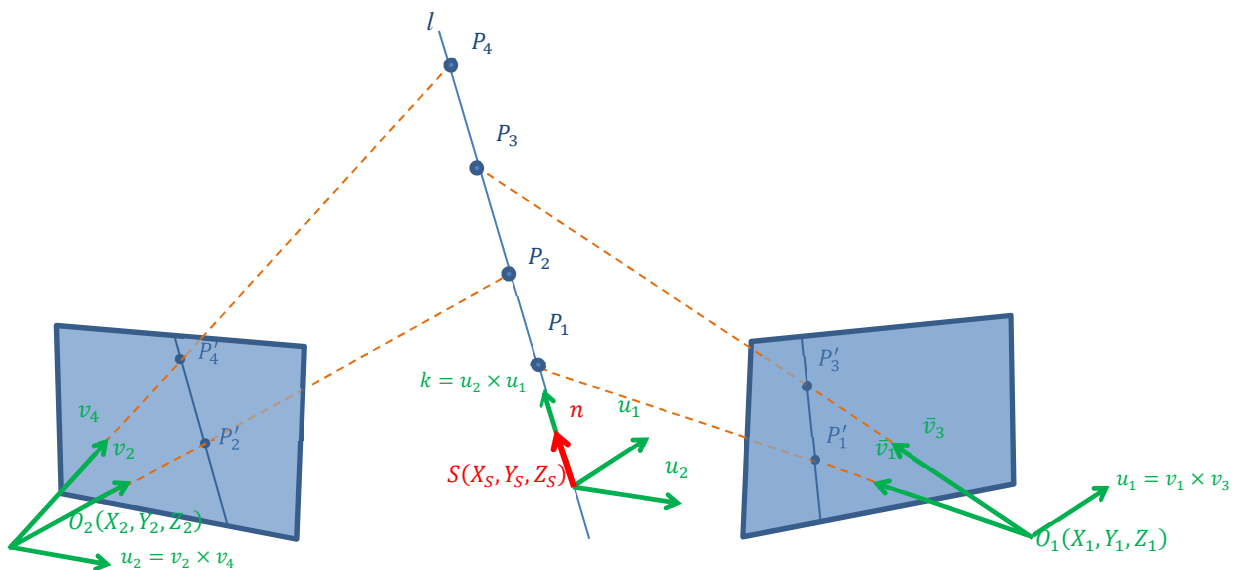
Sposób trzeci, spotykany np. w programie *Orpheus* polega na interaktywnym edytowaniu elementów orientacji zewnętrznej tak, aby rzutowane na zdjęcie fotopunkty pokryły się z ich obrazem na zdjęciu. Zakłada się tu jednak znajomość przybliżeń niektórych elementów orientacji.

2.3.3 Przybliżenia współrzędnych punktów terenowych

Przybliżone współrzędne punktów wiążących możemy obliczyć wykorzystując fotogrametryczne wcięcie w przód. Jeżeli elementy orientacji zewnętrznej zdjęć są znane, to wtedy równania (1.9) można sprowadzić do postaci liniowej i obliczyć współrzędne punktów terenowych. Podobnie można postąpić jeżeli znamy przybliżenia jedynie kątowych elementów orientacji. Wtedy równania (1.9) również mają postać liniową, co umożliwi obliczenie nie tylko współrzędnych punktów terenowych, ale też współrzędnych środków rzutu (Kraus 1997, strony 44 – 48). Przybliżone elementy orientacji zewnętrznej oraz współrzędne punktów wiążących mogą być odnajdywane sekwencyjnie. Po wyznaczeniu przybliżonych współrzędnych terenowych punktów, otrzymujemy możliwość analitycznego wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej kolejnych zdjęć sieci. Znając elementy orientacji zewnętrznej kolejnych zdjęć można wyznaczyć współrzędne terenowe dalszych punktów wiążących.

2.3.4 Przybliżenia parametrów prostych wiążących

Algorytm wyznaczenia przybliżonych parametrów prostych wiążących może być następujący. W pierwszej kolejności należy odnaleźć dwa zdjęcia, na których pomierzone zostały minimum dwa punkty należące do linii. Następnie należy odszukać współrzędne dowolnego punktu S należącego do linii oraz współrzędnych jej wektora kierunkowego k .



Rys. 1 Zależności geometryczne pomiędzy wektorami promieni rzutujących a wektorem kierunkowym prostej

Wektory v_i (Rys. 1) to wektory kierunkowe promieni rzutujących. Ich współrzędne terenowe można obliczyć mnożąc macierz obrotu danego zdjęcia przez wektor v_i wyrażony we współrzędnych przestrzennych układów tłowych. Następnie możemy obliczyć wektory u_1 i u_2 , prostopadłe do wektorów v_i . Możemy teraz zapisać równanie krawędziowe prostej wiążącej.

$$\begin{cases} X_{u_1}x + Y_{u_1}y + Z_{u_1}z + D_1 = 0 \\ X_{u_2}x + Y_{u_2}y + Z_{u_2}z + D_2 = 0 \end{cases} \quad (1.24)$$

Wartości współczynników D_1 i D_2 możemy obliczyć podstawiając współrzędne środków rzutu O_1 i O_2 do równań (1.24). Wektor kierunkowy \mathbf{k} prostej wiążącej równy jest iloczynowi wektorowemu wektorów \mathbf{u}_1 i \mathbf{u}_2 .

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} p_k \\ q_k \\ r_k \end{bmatrix} = \mathbf{u}_2 \times \mathbf{u}_1 \quad (1.25)$$

Istnieje nieskończenie wiele wektorów, równoległych do wektora \mathbf{k} , które mogą być wektorami kierunkowymi prostej wiążącej. Gdybyśmy traktowali wszystkie współrzędne p , q , r wektora \mathbf{k} jako parametry w równaniu (1.19) wtedy układ równań (1.4) byłby nierozwiązywalny. Można zatem przyjąć jedną ze współrzędnych wektora \mathbf{k} jako stałą, na przykład równą 1, a wszystkie pozostałe przeskalować. Otrzymamy wtedy nowy wektor \mathbf{n} będący wektorem kierunkowym prostej. O tym, którą ze współrzędnych p_k , q_k , r_k wektora \mathbf{k} należy zastąpić stałą decydujemy analizując ich wartości. Najbezpieczniej przyjąć jako stałą (np. równą 1) tę współrzędną wektora \mathbf{n} która odpowiada największej wartości współrzędnej wektora \mathbf{k} . W przypadku przedstawionym na rysunku 1 – prosta zbliżona do prostej pionowej – tą współrzędną będzie r_k . Zatem:

$$\mathbf{n} = \frac{1}{r_k} \mathbf{k} \quad (1.26)$$

Można teoretycznie założyć przypadek, w którym prosta wiążąca z rysunku 1 faktycznie jest pionowa (lub prawie pionowa), co niekoniecznie wynika ze współrzędnych wektora \mathbf{k} , które są przecież wyznaczone są z wykorzystaniem przybliżonych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć. W takim przypadku przyjęcie innej współrzędnej niż r_n jako stałej, skutkowałoby otrzymaniem nieskończenie wysokich wartości estymatora różniczki \hat{d}_{r_n} , co spowodowałoby numeryczną niestabilność rozwiązania.

Do pełnego opisu prostej wiążącej z wykorzystaniem równania parametrycznego (1.17) należy jeszcze podać współrzędne dowolnego punktu $S \in l$. Podobnie jak w przypadku wektorów kierunkowych, ilość takich punktów jest nieskończona. Aby układ równań reprezentujący sieć fotogrametryczną mógł zostać rozwiązany, konieczne jest ograniczenie położenia punktu S do płaszczyzny. Najwygodniej aby była to płaszczyzna prostopadła do tej osi układu współrzędnych, z którą wektor \mathbf{n} tworzy najmniejszy kąt. W przypadku przedstawionym na rysunku 1 najkorzystniej wybrać płaszczyznę o równaniu:

$$Z_S = const$$

Jeżeli prosta wiążąca byłaby pionowa, przyjęcie innej współrzędnej punktu S jako stałej, skutkowałoby brakiem możliwości rozwiązania układu równań. Przybliżenia pozostałych dwóch współrzędnych, X_S oraz Y_S , odnajdziemy rozwiązując układ równań (1.24) przy założeniu, że:

$$z = Z_S.$$

W tym momencie dysponujemy już przybliżeniami wszystkich czterech parametrów niezbędnych do opisanie przebiegu prostej wiążącej. Możemy też dodatkowo wymusić poziomość lub pionowość prostej stosując odpowiednio warunki (1.21) i (1.22).

2.4 Ocena dokładności

2.4.1 Ocena dokładności *a priori*

W celu obliczenia estymatora wektora różniczek parametrów (\hat{d}_x) korzystając z równania (1.7) należy uprzednio wyznaczyć macierz wag (P) dla obserwacji. Macierz wag stanowi odwrotność macierzy kofaktorów ($Q_{x,ob}$) występującej w równaniu (1.5). Aby zbudować macierz kofaktorów i wykorzystać ją do rozwiązywania sieci fotogrametrycznej, posługujemy się oszacowaniami błędów obserwacji. Niekiedy wielkości traktowane w sieci fotogrametrycznej jako obserwacje, faktycznie są wielkościami otrzymanymi w drodze innego procesu estymacji (np. fotopunkty). Możemy dysponować wtedy dobrymi oszacowaniami ich błędów. Oszacowania niektórych błędów mogą być też odczytane ze specyfikacji urządzenia pomiarowego (np. jednostka inercyjna, jednostka AHRS (ang. *Attitude and Heading Reference System*), dalmierz), lub być zgodne z dokładnościami charakterystycznymi dla danej technologii pomiaru (np. RTN GPS).

Najbardziej problematyczna jest ocena *a priori* błędów zwykle najliczniejszej grupy obserwacji, czyli obserwacji współrzędnych obrazowych. Inna jest dokładność automatycznego pomiaru punktów sygnalizowanych a inna dokładność manualnego pomiaru punktów naturalnych. Przykładowo Luhmann (1996) szacuje dokładności pomiaru sygnału metodą ważonego środka ciężkości na 0.02 do 0.03 piksela. W przypadku pomiaru manualnego, punktów naturalnych, dokładność zależy od rodzaju szczegółu terenowe, który został sfotografowany. Często przyjmuje się dokładność pomiaru współrzędnych obrazowych na poziomie 0.25 – 0.50 piksela.

2.4.2 Ocena dokładności *a posteriori*

Pierwszym krokiem oceny dokładności *a posteriori* sieci fotogrametrycznej jest obliczenie estymatora wektora poprawek oraz wektora poprawek standaryzowanych. Umożliwia to detekcję błędów grubych i obserwacji odstających (Kraus 1997, strony 206 – 214). Na podstawie wektora poprawek możemy obliczyć średnie błędy kwadratowe poszczególnych grup obserwacji. W przypadku sieci fotogrametrycznych oblicza się zwykle średnie błędy kwadratowe współrzędnych obrazowych dla każdego ze zdjęć z osobna i dla wszystkich zdjęć łącznie a także średnie błędy kwadratowe współrzędnych fotopunktów. Jeżeli elementy orientacji zewnętrznej również były mierzone, można dla nich także obliczyć średnie błędy kwadratowe. Ważną informacją jest też średnia wartość poprawki dla danej grupy obserwacji. Jeżeli jest ona różna od zera świadczyć to może o oddziaływaniu czynników systematycznych, które nie zostały uwzględnione w modelu funkcjonalnym.

Estymator współczynnika wariancji ($\hat{\sigma}_0^2$) stanowi informację o trafności przyjętej *a priori* macierzy kofaktorów ($Q_{x,ob}$). Jeżeli jego wartość jest mniejsza od 1, świadczy to z reguły o zbyt pesymistycznej ocenie dokładności *a priori*. Obserwując zachowanie współczynnika wariancji ($\hat{\sigma}_0^2$) można też ocenić czy przyjęty model funkcjonalny dobrze wyjaśnia modelowane zjawisko. Przykładowo brak spadku współczynnika wariancji mimo włączania do wyrównania kolejnych parametrów opisujących zniekształcenia obrazu, świadczy nadparametryzacji modelu (Habib *et al* 2010). Współczynnik wariancji ($\hat{\sigma}_0^2$) jest również używany do obliczenia estymatorów macierzy kowariancji takich wielkości jak: parametry sieci, wyrównane obserwacje oraz poprawki. Błędy wyrównanych parametrów, które zależne są od wartości współczynnika wariancji oraz od geometrii sieci oblicza się jako pierwiastki elementów leżących na przekątnej macierzy kowariancji. Dla pomierzonych na zdjęciu punktów można też obliczyć odległości promieni rzutujących od estymowanego położenia punku. Użyteczne w przypadku sieci

fotogrametrycznych może okazać się badanie zależności liniowych pomiędzy poszczególnymi parametrami. W tym celu należy obliczyć poszczególne współczynniki korelacji. W dalszej kolejności ocena dokładności może obejmować estymację przedziałową. Na podstawie estymowanych poprawek oblicza się też błędy średnie kwadratowe poszczególnych grup obserwacji. Do opisu i analizy geometrii sieci służą współczynniki redundancji oraz niezawodności wewnętrznej i zewnętrznej (Rozdz. 2.5).

W sieciach fotogrametrycznych podstawę oceny dokładności, poza wyżej wymienionymi wielkościami stanowią punkty kontrolowane (ang. *check points*). Są to punkty posiadające znane współrzędne terenowe, wyznaczone w wykorzystaniem dokładniejszej metody pomiaru. Referencyjnych współrzędnych tych punktów nie wykorzystuje się w żaden sposób w procesie wyrównania sieci zdjęć lecz oblicza niezależnie na drodze fotogrametrycznego wcięcia w przód. Podczas obliczania wcięcia w przód wykorzystuje się estymatory elementów orientacji zdjęć obliczone w procesie wyrównania sieci. Ewentualnie współrzędne terenowe punktów kontrolowanych stanowią niewiadome w procesie wyrównania sieci zdjęć (aerotriangulacja). Kontrolne wcięcie w przód może wykorzystywać dwa lub większą ilość zdjęć. Ważne jest aby ich konfiguracja była zbliżona do tej, jaka jest stosowana w praktyce w pomiarach fotogrametrycznych, w celu wykonania których wyrównywana jest sieć. Chodzi tu zwłaszcza o kąt wcinający oraz odległość środków rzutu od punktu kontrolowanego.

Średnie błędy kwadratowe dla współrzędnych punktów kontrolowanych można traktować jako wartości wyrażające prawdziwą dokładność wyrównania sieci. Należy jednak uprzednio skontrolować wartości odchyłek na punktach kontrolowanych pod kątem występowania wartości odstających, gdyż pomiar referencyjny (geodezyjny), jak również fotogrametryczny punktów kontrolowanych mógł być obciążony niezidentyfikowanym wcześniej błędem grubym. Ponadto należy obliczyć średnią wartość różnic współrzędnych dla punktów kontrolowanych a także jej odchylenie standardowe. Może się zdarzyć bowiem, że dokładność wewnętrzna sieci jest znacznie większa niż jej dokładność zewnętrzna (Ellum i El-Sheimy 2001). Jest to o tyle istotne, że wiele zastosowań wymaga osiągnięcia jedynie określonej dokładności wewnętrznej.

2.5 Redundancja, i niezawodność obserwacji w procesie analizy geometrii sieci fotogrametrycznej

Współczynnik redundancji (ang. *redundancy*) danej obserwacji informuje w jakim procencie została ona wykorzystana w procesie estymacji parametrów, a także w jakim stopniu dana obserwacja jest kontrolowana przez inne obserwacje (Kraus 1997, strony 206 – 211; Luhmann *et al* 2006, strony 64 – 66). Wektor współczynników niezawodności obliczamy na podstawie estymatora macierzy kofaktorów poprawek, danej wzorem:

$$\hat{Q}_V = P^{-1} - A\hat{Q}_X A^T \quad (1.27)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

P – macierz wag,

A – macierz pochodnych cząstkowych,

$\hat{Q}_X = (A^T P A)^{-1}$ to estymator macierzy kofaktorów parametrów.

Współczynniki niezawodności poszczególnych obserwacji leżą na przekątnej iloczynu macierzy \hat{Q}_V oraz P . Wektor r współczynników redundancji obliczamy więc jako:

$$\mathbf{r} = \text{diag}(\widehat{\mathbf{Q}}_V \mathbf{P}) \quad (1.28)$$

Wartości elementów wektora \mathbf{r} mieszczą się w przedziale od 0 do 1. Jeżeli wartość współczynnika r_i jest bliska zeru oznacza to, że odpowiadająca jej obserwacja jest słabo kontrolowana przez inne obserwacje, a zarazem znaczna jej część, a konkretnie $1-r_i$, wykorzystywana jest do estymacji parametrów. W takim przypadku ewentualny błąd grubo obserwacji jest trudny do wykrycia. Przyjmuje się, że jeżeli wielkość współczynnika redundancji jest większa niż 0.8, można zastanowić się nad usunięciem takiej obserwacji z sieci fotogrametrycznej (Luhmann *et al* 2006, strony 64 – 66). Zakładając, że układ równań ma n obserwacji oraz u niewiadomych, zachodzi równość:

$$n - u = \text{tr}(\widehat{\mathbf{Q}}_V \mathbf{P}) \quad (1.29)$$

co oznacza, że suma współczynników redundancji jest równa redundancji całego układu równań.

Macierz kofaktorów (1.27) posłużyć może także do wyznaczenia standaryzowanych poprawek obserwacji. Macierz kowariancji poprawek wyznaczamy mnożąc estymator macierzy kofaktorów poprawek przez estymator współczynnika wariancji.

$$\widehat{\mathbf{C}}_V = \hat{\sigma}_0^2 \widehat{\mathbf{Q}}_V \quad (1.30)$$

Korzystając z macierzy kowariancji poprawek możemy obliczyć wartości poprawek standaryzowanych, dzieląc wartości poprawek przez ich odchylenia standardowe, stanowiące pierwiastki elementów leżących na przekątnej macierzy $\widehat{\mathbf{C}}_V$:

$$\bar{v}_i = \frac{v_i}{\hat{\sigma}_{v_i}} \quad (1.31)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

- \bar{v}_i – poprawka standaryzowana,
- v_i – wartość poprawki,
- $\hat{\sigma}_{v_i}$ – estymator odchylenia standardowego poprawki.

Poprawki standaryzowane mają rozkład normalny $N(0,1)$, dlatego stanowią dobre narzędzie do detekcji błędów grubych. Przyjmuje się, że jeżeli wartość standaryzowanej poprawki jest większa niż 2.56 (wartość dystrybuanty wynosi wtedy 0.99) to powiązana z nią obserwacja obciążona jest błędem grubym (Kraus 1997, strony 211 – 214). Niestety same wartości poprawek standaryzowanych obciążone mogą być wpływem błędów grubych obserwacji, co oznacza, że wartość graniczna, równa 2.56, może być przekroczona także dla obserwacji nie obciążonych błędem grubym. W przypadku wykrycia błędów grubych powinno się zatem ostrożnie wykluczać obserwacje z procesu wyrównania, a najlepiej wykluczyć tylko tę obserwację, która posiada największą poprawkę standaryzowaną, a następnie wyrównywać sieć ponownie.

Nie wszystkie błędy grube obserwacji w sieci fotogrametrycznej mogą być wykryte w teście standaryzowanych poprawek. O podatności obserwacji na wykrycie błędu grubego mówi niezawodność wewnętrzna. Niezawodność wewnętrzna (*IR* – ang. *inner reliability*) związana jest ściśle z redundancją (Kraus 1997, strony 215 – 217; Luhmann 64 – 66) i wyrażona wzorem:

$$IR_i = \frac{\delta}{\sqrt{r_i}} \sigma_{l_i} \quad (1.32)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

r_i – współczynnik redundancji dla i -tej obserwacji
 δ – wartość przyjmowana w zależności od poziomu istotności, konstrukcji przedziału ufności i wartości mocy testu dla hipotezy alternatywnej w teście standaryzowanych poprawek
 σ_{l_i} – błąd a posteriori i -tej wielkości obserwowanej

Niezawodność obserwacji to minimalna wartość błędu grubego tej obserwacji powalająca na wykrycie go w teście standaryzowanych poprawek. Zazwyczaj wartość współczynnika δ w równaniu (1.32) przyjmowana jest jako równa 4, co odpowiada poziomowi istotności 1% i mocy testu 93%. Przykładowo w procesie wyrównania sieci zdjęć złożonej z dwóch zdjęć lotniczych prawie normalnych współczynniki niezawodności obserwowanych współrzędnych x punktów wiążących osiągać będą bardzo duże wartości. Można to wytłumaczyć tym, że w takiej hipotetycznej sieci nawet duży błąd pomiaru współrzędnej x punktu wiążącego nie wpłynie na przecięcie się promieni jednoimiennych.

W badaniach sieci fotogrametrycznych wyznaczane są też współczynniki niezawodności zewnętrznej. Obliczane są one dla konkretnej pary obserwacja – parametr, i równe są zmianie parametru jaką może spowodować najmniejszy możliwy do wykrycia błąd gruby obserwacji. Wektor niezawodności zewnętrznych i -tej obserwacji OR_i (OR – ang. *outer reliability*) wyznaczamy korzystając ze wzoru:

$$OR_i = \hat{Q}_X A^T P \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{i-1 \times 1} \\ IR_i \\ \mathbf{0}_{n-i \times 1} \end{bmatrix} \quad (1.33)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

OR_i – wektor niezawodności zewnętrznych względem i -tej obserwacji,
 $\hat{Q}_X = (A^T P A)^{-1}$ – estymator macierzy kofaktorów parametrów,
 A – macierz pochodnych cząstkowych obserwacji względem parametrów,
 P – macierz wagowa,
 $\mathbf{0}$ – wektor zerowy o podanym w indeksie dolnym wymiarze,
 IR_i – niezawodność wewnętrzna i -tej obserwacji,
 n – ilość obserwacji.

j -ty element wektora niezawodności zewnętrznej stanowi niezawodność zewnętrzną pary i -ta obserwacja j -ty parametr (OR_{ij}). Obliczyć należy standaryzowaną wielkość tego parametru według wzoru:

$$\overline{OR}_{ij} = \frac{OR_{ij}}{\hat{\sigma}_{x_j}} \quad (1.34)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

OR_{ij} – niezawodność zewnętrzną pary i -ta obserwacja j -ty parametr,
 $\hat{\sigma}_{x_j}$ – estymator odchylenia standardowego j -tego parametru.

Wartość standaryzowanej niezawodności zewnętrznej stanowi miarę wpływu błędów obserwacji na wartości parametrów. Przyjmuje się, że nie powinna ona być większa od 3 (Kraus 1997, strona 216). Wyższa wartość wskazuje na słabości w geometrii sieci fotogrametrycznej.

3 Wybrane technologie geo-referencji wprost w pomiarach fotogrametrycznych

3.1 Zalety geo-referencji wprost

Podstawowym celem wyrównania sieci fotogrametrycznej jest odnalezienie najbardziej prawdopodobnej orientacji wiązek (zdjęć) w momencie ich pozyskania, dlatego parametrami modelu funkcjonalnego o największym znaczeniu, pomijając przypadek samokalibracji, są elementy orientacji zewnętrznej. Ich znajomość jest podstawą dalszych pomiarów fotogrametrycznych. Naturalne jest więc wykorzystanie różnych technologii umożliwiających pomiar elementów orientacji zewnętrznej tak, aby uprościć proces ich analitycznego wyznaczenia lub go wyeliminować. Jeżeli dokładność pomiaru elementów orientacji zewnętrznej jest spójna z dokładnością wymaganą dla danego opracowania, ich dokładniejsze wyznaczenie np. na drodze wyrównania sieci zdjęć może być zbędne i pozyskane elementy orientacji mogą stanowić od razu podstawę pomiarów fotogrametrycznych.

Bezpośredni pomiar elementów orientacji zewnętrznej niesie ze sobą wiele zalet. Jak już wspomniano w rozdziale 2.3, pomierzone elementy orientacji zapewniają bardzo dobre przybliżenia wyznaczanych parametrów. Ryzyko rozbieżności procesu wyrównania praktycznie przestaje istnieć, a ilość iteracji konieczna do otrzymania rozwiązania jest mniejsza. Ilość fotopunktów może być zredukowana nawet do zera, gdyż orientacja bezwzględna całej sieci zapewniana jest przez pomiar elementów orientacji. Mniejsza ilość lub brak fotopunktów to mniej prac terenowych i kameralnych związanych z geodezyjnym wyznaczeniem ich współrzędnych oraz wyeliminowanie szeregu problemów powiązanych z sygnalizacją. Jedynymi punktami, które są mierzone na zdjęciach mogą być zatem punkty wiążące czy też punkty na liniach wiążących. Ich pomiar może być w dużym stopniu zautomatyzowany. Algorytmy automatycznego pomiaru punktów wiążących mogą dodatkowo wykorzystywać pomierzone wartości elementów orientacji zewnętrznej do wyznaczenia linii epipolarnych, w rejonie których powinny leżeć odpowiadające sobie punkty (Tao *et al* 2001). Pomiar elementów orientacji zewnętrznej ułatwia wykonanie zdjęć o zakładanej geometrii oraz pokryciu, gdyż jego wyniki mogą być najczęściej na bieżąco odczytywane w terenie. Jest to wykorzystywane w fotogrametrii lotniczej np. podczas wykonywania zdjęć celowanych. Geo-referencja wprost, przyczyniając się do skrócenia czasu opracowania fotogrametrycznego, otwiera jednocześnie fotogrametrię na aplikację czasu rzeczywistego, gdyż w połączeniu z automatyzacją pomiarów może pozwolić na otrzymywanie wyników niemal natychmiast.

3.2 Pomiary inercyjne

3.2.1 Wstęp

Istotą nawigacji inercyjnej jest wykorzystanie pomiarów prędkości kątowych oraz przyspieszeń do określania pozycji. Prędkości kątowe mierzone są za pomocą żyroskopów z wykorzystaniem zjawisk mechanicznych (efekt żyroskopowy) (Titterton i Weston strony 59 – 112) lub optycznych (efekt Sagnaca) (Titterton i Weston strony 115 – 150). Przyspieszenia mierzone są z wykorzystaniem akcelerometrów. Jednostka inercyjna zbudowana jest najczęściej z trzech żyroskopów oraz z trzech akcelerometrów. Umożliwia to pomiar trzech składowych przyspieszeń

i prędkości kątowych. Pomiar przyspieszeń transformowane są do docelowego (globalnego) układu współrzędnych z uwzględnieniem orientacji kątowej układu jednostki, wyznaczonej dzięki żyroskopom. Następnie przetransformowane wektory przyspieszeń są korygowane przede wszystkim ze względu na grawitację a także ze względu na działanie sił pozornych (siła Coriolisa). Całkowanie przyspieszeń pozwala obliczyć prędkości, a dalsze całkowanie pozwala otrzymać pozycję.

Mówiąc o nawigacji inercyjnej mamy na myśli wyznaczanie położenia oraz orientacji kątowej w czasie rzeczywistym, co umożliwi realizację zaplanowanej trajektorii ruchu. Praca w czasie rzeczywistym wymaga wykorzystania urządzeń o odpowiedniej dokładności oraz wydajnego algorytmu obliczeniowego (np. filtr Kalmana). Ogólnie jednak pomiary inercyjne, choć kojarzone przede wszystkim z nawigacją, mogą być wykorzystane do innych celów jak np. rejestracja trajektorii ruchu, badanie dynamiki procesów (drżania konstrukcji budowlanych) czy też nadawania geo-referencji obrazom i chmurom punktów rejestrowanych przez mobilne systemy pomiarowe.

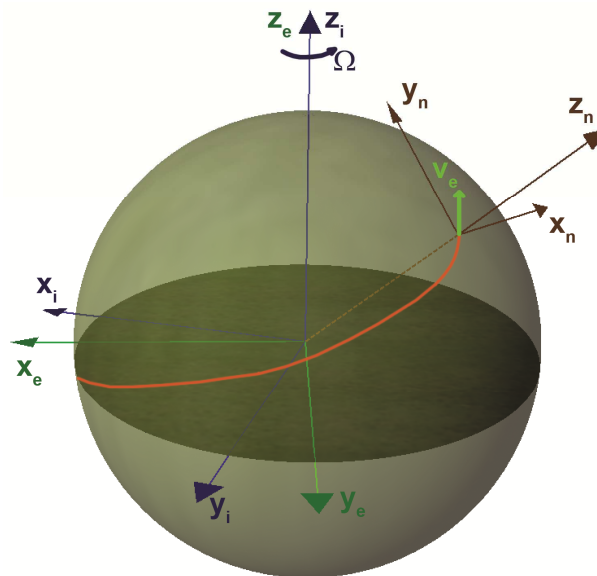
Odkrycie efektu żyroskopowego (rok 1852), stanowiącego podstawę pomiarów inercyjnych, przypisywane jest Michaelowi Foucault, jednak dopiero na początku XX wieku zjawisko to zostało wykorzystane przez Maxa Schulera do nawigacyjnych pomiarów kątowych. W latach dwudziestych Boykow używając żyroskopów oraz akcelerometrów skonstruował pierwszy prototyp jednostki inercyjnej. Fakt ten ma znaczenie jedynie symboliczne, gdyż ówczesna technologia nie pozwalała jeszcze na produkcję sensorów pozwalających na osiągnięcie odpowiednich dla nawigacji dokładności. Druga wojna światowa, a w szczególności konstrukcja rakiet V1 i V2 przyczyniły się do intensyfikacji badań nad systemami nawigacji inercyjnej. Zaowocowało to wzrostem dokładności o kilka rzędów wielkości, w szczególności jeżeli chodzi o pomiary żyroskopowe. W latach pięćdziesiątych konstruowano pierwsze systemy na platformach stabilizowanych (ang. *strapdown systems*). W latach sześćdziesiątych systemy nawigacji inercyjnej montowane były standardowo na pokładach wojskowych statków i samolotów. Lata siedemdziesiąte i osiemdziesiąte to rozwój żyroskopów laserowych oraz światłowodowych oraz dalszy wzrost dokładności pomiarów wykonywanych sensorami mechanicznymi. Ostatnie dwie dekady stoją pod znakiem rozwoju sensorów inercyjnych mikro elektromechanicznych – MEMS (ang. *micro-machined electromechanical system*) i MOEMS (ang. *micro-opto electromechanical system*) (Titterton i Weston 2004, strony 189 – 216). Wykorzystanie tych technologii pozwoliło na znaczne zmniejszenie rozmiarów i masy jednostek inercyjnych. Możliwa stała się konstrukcja tanich urządzeń, co otworzyło technologię pomiarów inercyjnych dla liczniejszych zastosowań, przekładając się też na rozwój technologii mobilnego kartowania (El-Sheimy 2009). Obecnie najdokładniejsze jednostki inercyjne wykonane w technologii MEMS dorównują pod względem dokładności jednostkom światłowodowym. Dalszy rozwój sensorów inercyjnych w tym poprawa osiąganych dokładności upatrywana jest w rozwoju technologii MOEMS a w dalszej perspektywie w rozwoju sensorów wykorzystujących zjawiska inercyjne obserwowane w zimnych atomach (Titterton i Weston 2004, strony 143 – 148).

Do zalet pomiarów inercyjnych należy zaliczyć ich niezależność od jakichkolwiek zewnętrznych systemów wspomagających. Jednostki inercyjne nie emitują ani nie wysyłają jakichkolwiek sygnałów elektromagnetycznych dlatego mogą być stosowane w tunelach, budynkach czy pod wodą. Nie dotyczą ich żadne celowe lub przypadkowe zakłócenia, wyłączając silne zakłócenia pola magnetycznego w przypadku niektórych konstrukcji. Najistotniejszymi wadami pomiarów

inercyjnych jest spadek dokładności w czasie ich trwania oraz relatywnie wysokie koszty sprzętu. Wady takie jak długi czas inicjalizacji pomiaru, duża waga i rozmiary jednostek oraz duże zapotrzebowanie na energię elektryczną dotyczą w mniejszym stopniu sensorów optycznych oraz nie dotyczą wcale jednostek wykonanych w technologii MEMS lub MOEMS.

3.2.2 Równania nawigacyjne

Równania nawigacyjne obrazują związek pomiędzy pomiarami (przyspieszenie, prędkości kątowe) rejestrowanymi przez sensory jednostki inercyjnej a przyspieszeniem jednostki względem układu związanego z Ziemią. Mimo, że wyznaczane jest przyspieszenie względem układu geocentrycznego, jego wektor może być wyrażany w dowolnym układzie współrzędnych. W zależności od przyjętego układu, zachodzi konieczność skorygowania wpływu różnych sił pozornych (Titterton i Weston 2004, strony 21 – 25).



Rys. 2 Układy współrzędnych stosowane w nawigacji inercyjnej

Powyższy rysunek (Rys. 2) przedstawia układy współrzędnych stosowane w nawigacji inercyjnej. Układ inercyjny (i) jest to układ zaczepiony w punkcie przecięcia osi obrotu Ziemi z płaszczyzną równika, o kierunkach osi wyznaczonych względem stałych gwiazd. Układ geocentryczny (e) jest nieruchomy względem powierzchni Ziemi – obraca się razem z nią z prędkością kątową Ω . Układ nawigacyjny (n) zaczepiony jest w początku układu jednostki inercyjnej, a jego osie pokrywają się z kierunkiem wschodnim, północnym oraz z kierunkiem linii pionu. Układ ten porusza się względem powierzchni Ziemi razem z obiektem. Na rysunku 2 zaznaczona jest trajektoria ruchu obiektu, oraz wektor prędkości chwilowej (v_e) względem powierzchni Ziemi.

Zmianę tej prędkości w czasie, wyrażoną odpowiednio w układach inercyjnym, związanym z ziemią oraz nawigacyjnym, wiążą z pomiarami inercyjnymi następujące równania (Titterton i Weston 2004, strony 25 – 36).

$$\dot{v}_e^i = R_b^i f^b - \omega_{ie}^i \times v_e^i + g^i \quad (2.1)$$

$$\dot{v}_e^e = R_b^e f^b - 2\omega_{ie}^e \times v_e^e + g^e \quad (2.2)$$

$$\dot{v}_e^n = R_b^n f^b - (2\omega_{ie}^n + \omega_{en}^n) \times v_e^n + g^n \quad (2.3)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

\dot{v}_e – przyspieszenie względem powierzchni Ziemi,

f^b – wektor przyspieszeń mierzony przez akcelerometry w układzie poruszającego się obiektu,

R_b – macierz obrotu układu obiektu, w układzie, w którym wyrażone jest równanie, najczęściej obliczana na podstawie pomiarów przyspieszeń kątowych mierzonych przez żyroskopy jednostki,

ω_{ie} – wektor prędkości kątowej układu geocentrycznego, względem układu inercyjnego,

ω_{en}^n – wektor prędkości kątowej układu nawigacyjnego względem układu geocentrycznego wyrażony w układzie nawigacyjnym,

g – wektor przyspieszenia ziemskiego w danym punkcie.

Jeżeli pomiar inercyjny odbywa się w układzie lokalnym związanym z Ziemią, trwa dostatecznie krótko i nie jest wymagana jego wysoka dokładność, można do określania przyspieszenia używać równania (2.2) bez uwzględniania poprawki ze względu na ruch obrotowy Ziemi. Równanie nawigacyjne przyjmie wtedy postać:

$$\dot{v}_e^e = R_b^e f^b + g^e \quad (2.4)$$

Równanie nawigacyjne w takiej postaci może być zastosowane do określania przybliżonych współrzędnych środków rzutu zdjęć podczas pomiarów z wykorzystaniem systemu mobilnego dla małych obiektów lub jeżeli jednostka inercyjna posiada żyroskopy o znacznie większych błędach pomiaru niż wartość prędkości obrotowej Ziemi.

3.2.3 Błędy pomiarów inercyjnych

Błędy pomiarów inercyjnych związane są z całym szeregiem czynników, charakterystycznych dla danego typu sensorów inercyjnych. Ogólnie można wymienić tu następujące źródła błędów (Titterton i Weston 2004, Grewal *et al* 2007):

- niedoskonałości urządzeń półprzewodnikowych i konwerterów analogowo-cyfrowych, skutkujące szumem losowym odczytów prędkości kątowych lub przyspieszeń,
- nieskompensowane czynniki temperaturowe,
- wibracje i silne przyspieszenia,
- obecność silnego pola magnetycznego,
- zmiany składowych wychylenia linii pionu,
- błędy estymacji parametrów funkcji wiążących wartości sygnału wyjściowego z wartościami mierzonych wielkości,
- nieprostota osi żyroskopów i akcelerometrów.

Między innymi z uwagi na wyżej wymienione czynniki możemy obserwować następujące błędy pomiarów inercyjnych:

- stałe odchylenie od wartości prawdziwej, które jest indywidualną cechą danego sensora i może być wyznaczone w procesie jego kalibracji a następnie skompensowane,

- odchylenie zmieniające się wraz ze zmianą temperatury, dające się częściowo wyznaczyć w procesie kalibracji,
- błąd losowy związany z kolejnym uruchomieniem sensora, który jednak pozostaje na stałym poziomie w trakcie jego pracy, możliwy do wyznaczenia na drodze integracji z innymi sensorami lub dzięki procedurze ZUPT (ang. *zero velocity update*),
- odchylenia pomiarów od wartości prawdziwych, ulegające fluktuacji w trakcie trwania pomiaru w sposób niemożliwy do przewidzenia, częściowo możliwe do skompensowania na drodze integracji z innymi sensorami lub dzięki procedurze ZUPT,
- szum losowy pomiarów, możliwy do redukcji w procesie filtracji w trakcie pracy systemu (filtr Kalmana) lub na etapie opracowania kameralnego po pomiarze.

Parametry kalibracji każdego z sensorów zapisywane są w pamięci komputera jednostki inercyjnej, tak że możliwa jest bieżąca korekcja wyników pomiarów.

Wartości błędów określone na podstawie testów podawane są w specyfikacji urządzeń. Podawane są najczęściej niżej wymienione charakterystyki błędów.

- Stałe odchylenie (ang. *fixed bias*) – dryft – błąd losowy związany z kolejnym uruchomieniem sensora wyrażony dla żyroskopów w $\left[\frac{^{\circ}}{h}\right]$ lub w $\left[\frac{^{\circ}}{s}\right]$ oraz w [mg] lub [μg] dla akcelerometrów.
- Niestabilność stałego odchylenia (ang. *bias stability*) liczony jako pierwiastek z minimum wariancji Allana (www: Crossbow Technology Inc., Zhao *et al* 2011, Zhang *et al* 2008). Podaje się również interwał czasowy dla osiągniętego minimum wariancji. Wartość tego błędu określa się w $\left[\frac{^{\circ}}{h}\right]$ i $\left[\frac{^{\circ}}{s}\right]$ dla żyroskopów lub [mg] i [μg] dla akcelerometrów.
- Stabilność współczynnika skali (ang. *scale factor stability*) – błąd losowy proporcjonalny do mierzonej wartości określane w [%] lub [ppm].
- Nieliniowość (ang. *nonlinearity*) – błąd związany z odstępstwem funkcji wiążącej wartości sygnału wyjściowego z wartościami mierzonych wielkości od estymowanej zależności liniowej (lub nieliniowej). Błąd ten wyrażany jest w [%] lub [ppm].
- Gęstość szumu (ang. *noise density*) podawana w $\left[\frac{^{\circ}}{s\sqrt{\text{Hz}}}\right]$ dla żyroskopów lub w $\left[\frac{g}{\sqrt{\text{Hz}}}\right]$ w przypadku akcelerometrów.
- Błądzenie losowe (ang. *random walk*) określane w tych samych jednostkach jak gęstość szumu.

Niektóre metody modelowania błędów sensorów inercyjnych opisuje Zhao (2011). Sposoby testowania i kalibracji opisują Titterton i Weston (2004, strony 219 – 260).

3.2.4 Metody ograniczania błędów w naziemnych pomiarach inercyjnych

Najskuteczniejsze sposoby ograniczania błędów pomiarów inercyjnych polegają na integracji tych pomiarów z pomiarami pochodzącymi z innych systemów (np. GNSS) Istnieją jednak metody pozwalające na ograniczenie błędów pomiarów inercyjnych realizowanych w sposób autonomiczny. Należy tu rozróżnić metody czasu rzeczywistego, stosowane w nawigacji, jak również metody stosowane w *post-processingu*, służące estymacji pomierzonej inercyjnie trajektorii.

Systemy INS stosowane w nawigacji naziemnej, w celu ograniczenia narastania błędów, mogą wykorzystywać warunek zerowej prędkości, w tak zwanej procedurze ZUPT (agn. *zero velocity update*) (Popowski 2007). Prędkość obiektu w systemach nawigacji inercyjnej obliczana jest w drodze numerycznego całkowania składowych wektorów przyspieszeń. Obliczona w ten sposób prędkość w momencie postoju powinna wnosić zero, jednak na skutek błędów pomiarów inercyjnej warunek ten nie jest spełniony. Podczas krótkiego postoju możliwe jest wyznaczenie parametrów dryftu dla pomiarów przyspieszeń i prędkości kątowych i wykorzystanie ich do korekcji pozycji aktualnej oraz pozycji estymowanej podczas przebywania przez pojazd kolejnego odcinka. Standardowo przyjmuje się liniowy model dryftu (Lee *et al* 2011). Dodatkowo, podczas procedury ZUPT zostają poprawione aktualne współrzędne jednostki. Huddle (1998) przedstawia analizę *a priori* skuteczności procedury ZUPT dla jednostek inercyjnych segmentu nawigacyjnego, rozważając zróżnicowany czas trwania ruchu obiektu. Huddle wskazuje jednocześnie na zmiany wartości składowych odchylenia linii pionu jako najistotniejsze źródło błędów, którego procedura ZUPT nie może skompensować.

Istotnym etapem procedury ZUPT jest detekcja momentów postoju. W standardowej procedurze ZUPT (Lee *et al* 2011) przeprowadzane jest porównanie estymowanej wartości prędkości w danej epoce pomiaru z prędkością empiryczną. Jeżeli różnice wartości tych prędkości są mniejsze od założonego progu (np. trzykrotna wartość odchylenia standardowego), dana epoka kwalifikowana jest do zastosowania procedury ZUPT. Lee prezentuje również adaptacyjny wariant detekcji momentów postoju. Rezygnuje on ze sztywnego progu różnicy prędkości na rzecz progu wyznaczanego adaptacyjnie. Momenty postoju mogą być też wykrywane w oparciu o analizę przyspieszeń i prędkości kątowych. Możliwa jest np. analiza wartości całkowitego rejestrowanego przyspieszenia (Godha i Lachapelle 2007). Takie postępowanie jest uzasadnione w przypadku stosowania mało dokładnych jednostek inercyjnych (np. typu MEMS), gdyż znaczący dryft sensorów może skutkować dużymi wartościami estymowanej prędkości w momencie postoju. Procedura ZUPT może być również wykorzystana do korekcji obliczonych przez INS kątów wychylenia (*roll*, *pitch*) jednostki inercyjnej. Wynika to z dużej korelacji obliczonych wartości kątów *roll* i *pitch* z poziomymi składowymi wektora prędkości. Testy przydatności procedury ZUPT dla celów nawigacji (Godha i Lachapelle 2007) oraz mobilnego kartowania (Haala *et al* 2011) pokazują, że pozwala ona na znaczne podniesienie dokładności otrzymywanej pozycji a w rezultacie na wykorzystanie tanich modeli jednostek IMU wykonanych w technologii MEMS do nawigacji oraz do estymacji trajektorii ruchu na krótkich odcinkach, nawet bez wykorzystania zewnętrznych systemów wspomagających jak np. GPS.

W celu ograniczania błędów określania pozycji i orientacji kątowej w czasie rzeczywistym stosuje się najczęściej filtr Kalmana. Filtr Kalmana wykorzystywany jest także do integracji pomiarów inercyjnych z innymi technologiami pomiarowymi. W przypadku pomiarów inercyjnych filtr Kalmana można wykorzystać do estymacji kątów *roll* oraz *pitch*. Jeżeli obiekt nie porusza się ruchem przyspieszonym wtedy pomiar wektora siły ciężkości z wykorzystaniem akcelerometrów można wykorzystać do wyznaczenia tych właśnie kątów. Filtr Kalman może wykorzystywać założenie, że średnie wartości przyspieszeń w określonym okresie czasu są równe zero (Xsens, 2009b), tym samym wykorzystując pomiary przyspieszeń do redukcji błędów pomiarów żyroskopowych (Rozdz. 5.2.3).

W celu poprawy dokładności wyznaczenia trajektorii można stosować filtrację pomiarów inercyjnych w *post-processingu*. Używane mogą być tu różne algorytmy stosowane do szeroko pojętego przetwarzania sygnałów. Skaloud (1999, strony 60-89) oraz Nassar (2003) proponują

wykorzystanie transformacji falkowej do filtracji pomiarów inercyjnych, natomiast Guo (2004) bazuje na transformacji Fouriera. Po przefiltrowaniu pomiary inercyjne mogą być wykorzystane do ponownej estymacji przebiegu trajektorii ruchu obiektu.

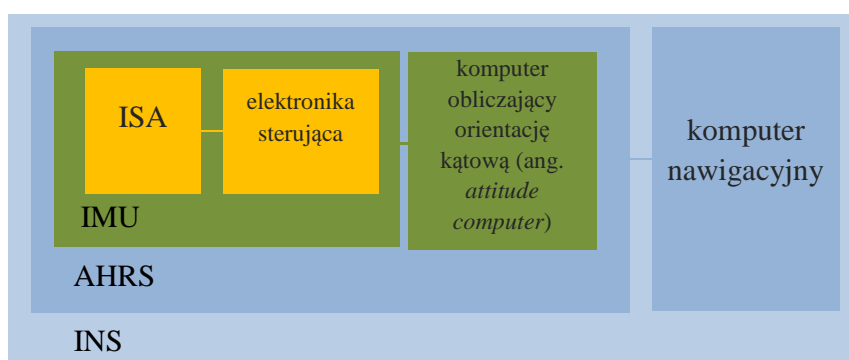
Dalsza korekcja pomiarów inercyjnych może polegać na stosowaniu warunków geometrycznych narzucanych na wektor prędkości lub na przebieg trajektorii ruchu jednostki inercyjnej. W przypadku nawigacji lub określania trajektorii w ruchu, który w przybliżeniu odbywa się w jednej płaszczyźnie Shin (2001) oraz El-Sheimy (2009) wykorzystują ograniczenia dwóch z trzech składowych estymowanego wektora prędkości. Podejście takie może mieć zastosowanie jeżeli pojazd porusza się prostym odcinkiem szosy a jednostkę inercyjną cechuje duży dryft. Shin (2001) sugeruje wykorzystanie równań pseudoobserwacyjnych zerowych składowych prędkości na etapie korekcji filtru Kalmana. Haala (2011) stosuje warunki geometryczne, związane z prostoliniowością i równoległością korytarzy budynku, w celu ograniczenia błędów pomiaru trajektorii ruchu systemu mobilnego. Na etapie *post-processingu* używa on wektorowego modelu budynku pozyskanego drogą wektoryzacji planów ewakuacyjnych. Zarówno El-Sheimy jak i Haala uzyskują wyraźną poprawę dokładności określenia przebiegu trajektorii.

W przypadku akwizycji danych fotogrametrycznych z wykorzystaniem systemów mobilnych może się zdarzyć, że trajektoria ruchu pojazdu przecina więcej niż jeden raz ten sam punkt. W takim przypadku można przeprowadzić jej korekcję stosując warunek równości współrzędnych dla epok przejścia przez ten sam punkt (Huddle, 1998).

Wymienione tu różne metody redukcji błędów pomiarów inercyjnych pozwalają na otrzymanie dokładniejszej estymacji współrzędnych i kątów jednostki inercyjnej montowanej na platformie systemu mobilnego kartowania w celu nadania geo-referencji obrazom i chmurom punktów. Estymacja trajektorii nie musi odbywać się w czasie rzeczywistym, stąd też do korekcji jej przebiegu można stosować wszystkie z opisanych wyżej metod.

3.2.5 Jednostki i systemy inercyjne

Poniższy rysunek (Rys. 3) pokazuje ogólny schemat budowy jednostki inercyjnej. Aby akcelerometry i żyroskopy mogły posłużyć do prowadzenia pomiarów inercyjnych w trzech wymiarach, sensory te muszą być zamontowane na platformie, gwarantującej zachowanie wzajemnej, znanej orientacji ich osi w trakcie pomiaru.



Rys. 3 Schemat budowy systemu INS (Titterton & Weston 2004, strona 264; Grewal *et al* 2007, strony 20 - 2)

Najczęściej osie trzech żyroskopów i trzech akcelerometrów sytuowane są ortogonalnie. Zespół sztywno połączonych żyroskopów i akcelerometrów to ISA (ang. *Inertial Sensor Assembly*). ISA,

wspólnie z elektroniką obsługującą sensory inercyjne tworzy jednostkę inercyjną (IMU). AHRS (ang. *Attitude and Heading Reference System*) to IMU wraz z komputerem obliczającym macierz obrotu R_b konieczną do rozwiązania równań nawigacyjnych (2.1) – (2.4). Algorytm obliczania macierzy obrotu na podstawie pomiarów prędkości kątowych opisują Titterton i Weston (2004, strony 310 – 324). System AHRS może funkcjonować jako niezależne urządzenie i może mieć zastosowanie tam, gdzie konieczna jest znajomość jedynie orientacji kątowej, lub tam gdzie pozycja wyznaczana jest z wykorzystaniem innych niż inercyjne pomiarów. System AHRS wspólnie z komputerem nawigacyjnym oraz innymi urządzeniami jak np. interfejs wejścia/wyjścia i zasilanie, tworzy system nawigacji inercyjnej. Komputer nawigacyjny odpowiada za rozwiązanie całości równania nawigacyjnego oraz przeprowadzenie całkowania numerycznego w celu otrzymania prędkości i współrzędnych. Oprogramowanie komputera nawigacyjnego może mieć zaimplementowaną procedurę ZUPT, filtrację a także obsługiwać integrację pomiarów inercyjnych z innymi pomiarami (GNSS, odometry), najczęściej na drodze filtru Kalmana.

O dokładności jednostki inercyjnej, a co za tym idzie o jej przeznaczeniu decyduje w największym stopniu dokładność żyroskopów, dlatego podstawowym parametrem charakteryzującym dokładność IMU jest ich dryft. Czasami podaje się również dryft liniowy wyrażony w milach morskich na godzinę. Można wyróżnić niżej wymienione klasy dokładnościowe jednostek inercyjnych (Schwarz i El-Sheimy 2004, Grewal *et al* 2007).

- Jednostki strategiczne: 0.0005 – 0.0010 °/h, rzędu 0.1 Mm/h.
- Jednostki nawigacyjne: 0.001 – 0.100 °/h, rzędu 1 Mm/h.
- Jednostki taktyczne: 0.1 – 100 °/h, rzędu 10 Mm/h.
- Pozostałe, tanie jednostki inercyjne (ang. *low-cost IMUs, consumer grade IMUs*) 100 – 10 000 °/h, bardzo duży dryft liniowy.

Powyższy podział ma charakter orientacyjny.

3.3 Pomiary magnetyczne

3.3.1 Wstęp

Pole magnetyczne Ziemi może stanowić odniesienie dla pomiarów azymutu, w przypadku kiedy nie jest wymagana wysoka dokładność jego wyznaczenia. Natężenie pola magnetycznego Ziemi ma wartość około 0.55 Gausa. Jego linie wyznaczają kierunek południków magnetycznych, i zbiegają się w biegunach magnetycznych. Położenie bieguna magnetycznego różni się od położenia bieguna geograficznego. Igła magnetyczna pokazuje kierunek północy magnetycznej, który różni się od kierunku północy geograficznej o wartość deklinacji magnetycznej. Deklinacja magnetyczna nie jest wartością stałą. Jej długoletnie zmiany wynikają ze zmiany położenia biegunów magnetycznych. Ponadto obserwować można zmiany dobowe wartości deklinacji, które dla obszaru Polski mogą wynosić ± 8 minut (Jagielski 2005, strony 188 – 189). Dodatkowo, w czasie burzy magnetycznej wartości deklinacji mogą się zmieniać nawet o 1° w ciągu godziny, dlatego należy kontrolować prognozy aktywności magnetycznej atmosfery przed użyciem przyrządów wykorzystujących magnetometrię do określania orientacji kątowej. Prognozy takie dostępne są w internecie (www: SpaceWeather). Dodatkowo pole magnetyczne zaburzone jest przez materiały ferromagnetyczne i magnesy. Ferromagnetyki, w szczególności żelazo, używane są powszechnie w przemyśle, stąd zakłócenia przebiegu linii pola magnetycznego z tytułu ich

występowania mogą osiągać znaczne wartości. Skutkuje to tym, że kierunek przebiegu linii pola magnetycznego w pobliżu takich obiektów (np. we wnętrzach budynków) jest niejednorodny. Mimo częstych niejednorodności i braku stabilności kierunek linii pola magnetycznego może stanowić odniesienie dla pomiarów azymutu dla potrzeb wyznaczenia orientacji kątowej sensorów wizyjnych systemów mobilnego kartowania. Zaletą pomiarów magnetycznych jest brak narastania błędu określenia azymutu w czasie trwania pomiaru, co jest cechą odróżniającą pomiary magnetyczne od pomiarów inercyjnych. Wykorzystaniu pomiarów magnetycznych sprzyja rozwój technologii budowy kompasów elektronicznych.

3.3.2 Kompas elektroniczne

Kompasy elektroniczne stosowane obecnie w niedrogich systemach nawigacyjnych oraz systemach MMS to kompasy zbudowane z magnetometrów wykorzystujących zjawisko magnetooporu do pomiaru wartości składowych pola magnetycznego (Caruso 1997). Ich zaletą jest szybki czas reakcji, niewielka masa i małe gabaryty (np.: [www: Vectronix](http://www.Vectronix.com)). Ponieważ do pomiaru azymutu magnetycznego wykorzystuje się tylko składowe poziome pola magnetycznego, kompas musi być umieszczony na zawieszeniu kardanowym bądź muszą być uwzględniane poprawki ze względu na wychylenie jego osi „Z” od pionu. Ze względu na często wymagany szybki czas reakcji oraz prostotę konstrukcji powszechniejsze jest rozwiązanie drugie. Składowe wychylenia (kątów *roll* i *pitch*) mogą być wyznaczone np. w oparciu o pomiary akcelerometryczne a następnie uwzględnione na etapie obliczania azymutu na podstawie pomiarów magnetometrycznych za pomocą formuł:

$$\begin{aligned} X_h &= X \cos \phi + Y \sin \theta \cdot \sin \phi - Z \cos \theta \sin \phi \\ Y_h &= Y \cos \theta + Z \sin \theta \end{aligned} \quad (2.5)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

X_h, Y_h – poziome składowe natężenia pola magnetycznego,
 X, Y, Z – odczyty poszczególnych magnetometrów,
 ϕ – kąt *roll*,
 θ – kąt *pitch*.

Azymut magnetyczny wyznaczany jest na podstawie wartości czwartaka:

$$\varphi = \arctan \frac{Y_h}{X_h} \quad (2.6)$$

z uwzględnieniem przynależności do ćwiartki układu współrzędnych.

Caruso (2000) opisuje źródła błędów kompasów elektronicznych. Można je podzielić na te, które mogą być kompensowane oraz na takie, których wpływu nie da się zredukować. Do drugich należą: ograniczona rozdzielczość konwertera analogowo-cyfrowego, błędy przypadkowe magnetometrów, błędy wyznaczenia kątów *roll* i *pitch*, zaburzenia pola magnetycznego. Do czynników, których wpływ może być usunięty z wykorzystaniem kalibracji zaliczamy efekty temperaturowe oraz wpływ ferromagnetyków oraz namagnesowanych materiałów znajdujących się w pobliżu sensora ale tylko wtedy jeżeli materiały magnetycznie nieobojętne znajdują się na tej samej platformie co kompas i zajmują względem niego stałe położenie.

3.3.3 Kalibracja magnetometrów

Zaburzenia pola magnetycznego można podzielić na tzw. twarde i miękkie efekty magnetyczne Caruso (2000). Twarde efekty magnetyczne wywołane są przez magnesy lub inne namagnesowane materiały. Efekty miękkie wywołane są przez ferromagnetyki. Procedura kalibracji kompasu elektronicznego pozwala w znacznym stopniu usunąć wpływ twardych i miękkich efektów magnetycznych. Podczas budowy platformy MMS należy zredukować do minimum ilość ferromagnetyków potrzebnych do jej konstrukcji. Niektóre elementy systemu mobilnego, jak np. kamera cyfrowa czy też elementy konstrukcyjne posiadają elementy ferromagnetyczne. O ile to możliwe należy umieścić kompas elektroniczny z daleka od takich elementów oraz bezwzględnie przeprowadzić jego kalibrację. Przebudowa platformy MMS powinna wiązać się z powtórą kalibracją kompasu. Kompas elektroniczny nie posiadający ani interfejsu do kalibracji ani dostępu do surowych wskazań magnetometrów nie nadają się do wykorzystania w fotogrametrycznych systemach mobilnych.

Kalibracja kompasu elektronicznego polega na wykonaniu dużej ilości pomiarów dla wszystkich trzech magnetometrów. Każdy taki pomiar może być interpretowany jako punkt w przestrzeni trójwymiarowej o współrzędnych X , Y , Z (Caruso 1997; Caruso 2000). Jeżeli pomiar wykonywany jest w środowisku wolnym od zakłóceń, wtedy wszystkie punkty powinny leżeć w przybliżeniu na sferze o środku w początku układu. Twarde efekty magnetyczne powodują przesunięcie środka sfery względem początku układu, natomiast miękkie efekty magnetyczne skutkują przejściem sfery w elipsoidę. W skrócie procedura kalibracji polega na znalezieniu parametrów transformacji elipsoidy w powierzchnię wzorcową – sferę o środku w początku układu. Parametry te mogą być wyznaczone z wykorzystaniem metody najmniejszych kwadratów. Korzystne jest wykonanie dużej ilości pomiarów, przy zróżnicowanej orientacji kątowej urządzenia, tak aby parametry transformacji mogły zostać wyznaczone jak najdokładniej. Jeżeli wartości kątów *roll* i *pitch*, wykorzystywane do wyliczania składowych poziomych natężenia pola zgodnie z równaniem (2.5), wyznaczane są za pomocą akcelerometrów, wtedy odczytów wskazań magnetometrów należy dokonywać tylko w chwilach kiedy kompas nie jest wprawiony w ruch przyspieszony. W przeciwnym wypadku akcelerometry poza siłą wynikającą z grawitacji zmierzają również przyspieszenie jakim są poddawane co spowoduje, że wartości kątów *roll* i *pitch* będą błędne. W niektórych przypadkach wymagana jest kalibracja kompasu w czasie rzeczywistym. Mogą w tym celu być wykorzystane metody sztucznej inteligencji (Ali *et al* 2011) lub metody estymacji wykorzystujące filtr Kalmana (Guo *et al* 2008).

3.3.4 Integracja pomiarów inercyjnych i magnetycznych

Pomiary magnetyczne mogą być integrowane z pomiarami inercyjnymi. Obopólne korzyści wynikające z takiej integracji wymienione są poniżej.

- Określanie azymutu z wykorzystaniem kompasu trójosiowego wymaga znajomości kątów *pitch* i *roll*. Ich wartości są znane dzięki pomiarom inercyjnym.
- Pomiary azymutu realizowane przez kompas elektroniczny są podatne na zakłócenia pola magnetycznego wynikające np. z przejścia nieopodal obiektu ferromagnetycznego. Tego typu zakłócenia nie dotyczą pomiarów inercyjnych, a zatem momenty ich występowania mogą być łatwo wykryte.
- Magnetyczne pomiary azymutu w przeciwieństwie do pomiarów żyroskopowych nie są obciążone dryftem. Ma to znaczenie podczas określania kąta *yaw*. Pomiar tego kąta może być realizowany zarówno przez żyroskopy jak przez magnetometry, przy czym pomiary

magnetometryczne mogą stanowić ograniczenie dla dryftu żyroskopów – kąt yaw określony na drodze pomiaru żyroskopowego powinien mieć wartość zbliżoną do kąta yaw określonego na drodze pomiaru magnetometrycznego.

3.4 Pomiary czasu rzeczywistego w sieciach GNSS

3.4.1 Wstęp

Rozwój systemów pozycjonowania satelitarne, w szczególności systemu GPS, ma krótszą historię, a także nieco inny charakter niż rozwój systemów nawigacji inercyjnej. Częściową operacyjność systemu osiągnięto w roku 1993. Wtedy też podjęto decyzję o zwolnieniu użytkowników cywilnych z opłat za użytkownię systemu. W roku 1995 osiągnięto pełną operacyjność systemu (www: kowoma.de). Badania nad wykorzystaniem pomiarów GPS do nadawania geo-referencji obrazom prowadzone były jednak już kilka lat wcześniej, zarówno w zastosowaniach naziemnych (Lapucha *et al.* 1990), jak i lotniczych (Cannon i Schwarz 1990). W obu przypadkach implementowana była integracja pomiarów GPS z pomiarami inercyjnymi. Druga połowa lat 90-tych XX wieku i początek XXI wieku to pojawianie się na rynku mniejszych, lżejszych i coraz tańszych odbiorników i anten GPS. W przeciwieństwie do rozwoju technologii pomiarów inercyjnych, miniaturyzacja sprzętu i spadek cen poparty był wzrostem dokładności pomiarów, także dzięki zniesieniu selektywnej dostępności (SA) w roku 2000.

3.4.2 Podział pomiarów GNSS

Ze względu na wykorzystywaną informację sygnału satelity, pomiary GNSS dzielimy na pomiary kodowe i fazowe. Satelity GPS nadają sygnały o dwóch częstotliwościach: L1 (1575.42 MHz) i L2 (1227.60 MHz). Sygnał satelitarny jest nośnikiem kodu, który nakładany jest na falę dzięki modulacji fazy. Stosowane są dwa rodzaje kodu: kod P (ang. *Precise*) i kod C/A (ang. *Coarse Acquisition*). Częstotliwość kodu C/A wynosi 1.023 MHz, a częstotliwość kodu P jest dziesięciokrotnie wyższa. Kod C/A nakładany był do niedawna tylko na falę L1. Kod P nie jest wykorzystywany przez odbiorniki cywilne. Każdy odbiornik GPS również generuje wzorcowy kod C/A. Odbiornik odbiera sygnał GPS i dokonuje korelacji kodu odebranego z kodem generowanym, co umożliwia określenie odległości satelita – odbiornik. Zegar odbiornika obciążony jest jednak błędem, co skutkuje przesunięciem kodu generowanego przez odbiornik. Mówimy zatem nie o odległości satelita – odbiornik, lecz o pseudoodległości. Błąd zegara odbiornika, poza jego współrzędnymi, stanowi kolejny estymowany parametr, dlatego w celu uzyskania rozwiązania niezbędna jest obserwacja minimum czterech satelitów.

Pomiary fazowe, zamiast przesunięcia kodu, do pomiaru odległości wykorzystują bezpośrednio przesunięcia faz fal nośnych. Odbiornik GNSS jest w stanie wyznaczyć przesunięcie fazowe fal dla częstotliwości L1 ($\lambda \approx 19$ cm) oraz L2 ($\lambda \approx 24$ cm), emitowanych przez satelity oraz samodzielnie generowanych, z dokładnością odpowiadającą odległości 1 mm. Umożliwia to określenie odległości satelita – antena z dużo większą dokładnością niż w przypadku pomiarów kodowych. Aby pomiar fazowy mógł zostać wykonany, należy odnaleźć ilość pełnych cykli fali, czyli rozwiązać tzw. niejednoznaczność. Czasami jednak poprzestaje się na rozwiązaniu niejednoznaczności będącym liczbą niecałkowitą.

Pomiar GNSS może być autonomiczny lub może wykorzystywać obserwacje pozyskane na innych stanowiskach. W pierwszym przypadku wykorzystywane są jedynie pomiary pseudoodległości odbiornik – satelita. Najdokładniejsza technologia pomiarów autonomicznych

znana jest pod nazwą PPP (ang. *Precise Point Positioning*) (Juan *et al* 2012). Wykorzystuje ona kombinację liniową obserwacji kodu na falach L1 i L2 w celu eliminacji błędów jonosfery. Uwzględniane są błędy zegarów satelitów oraz precyzyjne dane efemeryd. Pozwala to na osiągnięcie dokładności pomiaru współrzędnych na poziomie od kilku do kilkunastu centymetrów. Technologia PPP może atrakcyjna z punktu widzenia systemów mobilnego kartowania gdyż niezależnie od sieci stacji referencyjnych i systemów transmisji poprawek. Pomiary PPP nie są jednak stosowane w systemach komercyjnych gdyż nie zapewniają tak wysokiej dokładności jak pomiary różnicowe. Pomiary różnicowe w odróżnieniu od pomiarów autonomicznych wymagają zaangażowania minimum jednego dodatkowego odbiornika, ustawionego na punkcie o znanych współrzędnych. Stanowi on tak zwaną stację referencyjną. Pomiary różnicowe pozwalają na wyznaczenie błędów jonosferycznych dla stacji referencyjnej i uwzględnienie ich podczas właściwego pomiaru. Fazowe pomiary różnicowe pozwalają na osiągnięcie subcentymetrowej dokładności wyznaczenia współrzędnych.

Ze względu na czas uzyskania rozwiązania wyróżniamy pomiary czasu rzeczywistego oraz pomiary opracowywane kameralnie, w tak zwanym *post-processingu*. W przypadku pomiarów fazowych realizowanych w czasie rzeczywistym warunkiem niezbędnym ich prowadzenia jest rozwiązanie niejednoznaczności. W tym celu wymagana jest transmisja poprawek ze stacji referencyjnej. Po rozwiązaniu niejednoznaczności można prowadzić pomiar kinematyczny – odbiornik może znajdować się w ruchu. Dokładność fazowego, różnicowego pomiaru kinematycznego szacuje się na 1 – 3 cm w poziomie. Dokładność wyznaczenia wysokości jest niższa (3 – 5 cm). Jeżeli układ satelitów jest niekorzystny, dokładność ta może być jeszcze gorsza. Zestawy GNSS wykorzystywane w systemach mobilnego kartowania korzystają właśnie z tej metody pomiaru, najczęściej wykorzystując sieci stacji referencyjnych. Metoda ta znana jest jako RTN (ang. *Real Time Network*). Wyższą dokładność niż pomiary RTN pozwalają osiągnąć jedynie pomiary statyczne (rozwiązanie może być realizowane w *post-processingu*), jednak ze względu na wymagany dłuższy czas takiego pomiaru nie są przydatne z punktu widzenia systemów mobilnego kartowania.

3.4.3 Pomiary kinematyczne w sieciach stacji referencyjnych

Kinematyczne pomiary różnicowe wymagają umieszczenia przynajmniej jednej anteny GNSS nad punktem o znanych współrzędnych. Oznacza to, że w celu wykorzystania pomiarów GPS w systemie MMS, jedna z anten musi być umieszczona na platformie systemu, a druga antena wraz z odbiornikiem muszą pozostawać stacjonarne. Konieczność zaangażowania dwóch zestawów GNSS do pomiaru zwiększa nakład pracy i jej koszty, dlatego w wielu krajach rozwijane są sieci stacji referencyjnych, zapewniające realizację pomiarów kinematycznych bez konieczności posiadania drugiego odbiornika. Polska sieć stacji referencyjnych ASG-EUPOS zbudowana jest z 81 stacji z modułem GPS, 18 stacji z modułem GPS/GLONASS oraz z 22 stacji leżących na terytorium państw ościennych (www: ASG-EUPOS). Średnia odległość między stacjami wynosi 70 km. Wszystkie odbiorniki stacji referencyjnych to odbiorniki dwuczęstotliwościowe.

Pomiary fazowe, podobnie jak pomiary kodowe, obarczone są szeregiem błędów. Do źródeł błędów pomiarów GNSS należą:

- błędy zegara odbiornika,
- błędy zegarów satelitów,

- błędy parametrów orbit (efemeryd),
- opóźnienie jonosferyczne,
- zakłócenia troposferyczne,
- odbicia sygnału satelity – wielotorowość,
- inne czynniki powodujące błędy losowe.

Fazowe pomiary różnicowe opierają się na obserwacjach podwójnej różnicy cykli fazowych (Grewal *et al.* 2007). Pozwala to na wyeliminowanie wpływu błędów zegarów oraz błędnych parametrów orbit. Jeżeli odbiornik ruchomy znajduje się w pobliżu stacji referencyjnej, eliminowany jest również wpływ zakłóceń troposferycznych i jonosferycznych. Umożliwia to dokładniejsze wyznaczenie współrzędnych wektora stacja – odbiornik ruchomy. W przypadku większych odległości od stacji referencyjnych, odbiornik ruchomy powinien otrzymywać odpowiednie poprawki, które obliczane są na podstawie obserwacji otaczających go stacji referencyjnych. Istnieje kilka metod dystrybucji poprawek dla pomiarów różnicowych. Sieć ASG-EUPOS udostępnia przez serwis NAWGEO następujące rodzaje poprawek powierzchniowych:

- MAC (ang. *Master and Auxiliary Concept*),
- VRS (ang. *Virtual Reference Station*),
- FKP (niem. *Flächenkorrekturparameter*).

Korzystając z poprawek MAC, centrum obliczeniowe wysyła do odbiornika ruchomego obserwacje z jednej ze stacji referencyjnych oraz poprawki ze stacji otaczających. Poprawki dla odbiornika ruchomego muszą zostać następnie interpolowane dla jego pozycji. W przypadku korzystania z poprawek VRS centrum obliczeniowe wysyła poprawki oraz obserwacje tak, jakby pochodziły ze stacji referencyjnej zlokalizowanej nieopodal odbiornika ruchomego. Poprawki są od razu interpolowane do jego pozycji. W przypadku poprawek FKP odbiornik ruchomy otrzymuje od centrum obliczeniowego współczynniki równań opisujących wartości poprawek dla tego rejonu sieci stacji referencyjnych, w którym się znajduje. Na ich podstawie odbiornik ruchomy oblicza wartości poprawek dla poszczególnych satelitów.

3.5 Zintegrowane systemy nawigacyjne GNSS/INS

Systemy GNSS oraz INS różnią się od siebie w kilku bardzo istotnych aspektach (Titterton i Weston 2004, strony 409 – 411).

- Systemy GNSS i INS posiadają przeciwstawne charakterystyki błędów. Błędy pomiarów GNSS są w miarę ustabilizowane w czasie. Błędy inercyjnego wyznaczenia pozycji, choć w początkowej fazie pomiaru są niewielkie, to jednak mają tendencję do ciągłego narastania.
- System INS w przeciwieństwie do odbiornika GNSS działa w pełni autonomicznie. Odbiornik GNSS działa tylko tam, gdzie dociera sygnał satelitalny. System INS działa wszędzie.
- System GNSS nie dostarcza informacji o pełnej orientacji kątowej.
- System INS pozwala na określanie pozycji z dużo większą częstotliwością (np. 100 Hz) niż odbiornik GNSS (np. 1 Hz).

Tak diametralnie odmienne charakterystyki obu systemów sprawiają, że ich integracja przynosi bardzo duże korzyści, gdyż zintegrowany system posiada zalety obu systemów składowych. W szczególności pomiary GNSS pozwalają na ograniczenie narastania błędów pomiarów INS. Pomiary INS pozwalają z kolei na wyznaczenie pozycji tam, gdzie nie dociera sygnał satelitarny, wygładzają estymowaną trajektorię oraz pozwalają na szybsze rozwiązanie niejednoznaczności (pomiary fazowe) czy też skorelowanie kodów (pomiary kodowe).

Sposób integracji pomiarów satelitarnych i pomiarów inercyjnych zależy od zastosowań systemu GNSS/INS. Do integracji pomiarów mogą być stosowane różne narzędzie obliczeniowe, jak np. sieci neuronowe (Sharaf *et al* 2005, El-Sheimy *et al* 2006) czy zbiory rozmyte (Abdel-Hamid *et al* 2005). Jeżeli system ma być systemem czasu rzeczywistego, a do takich zaliczają się systemy nawigacyjne, integracja odbywa się przede wszystkim na drodze filtracji, przy czym zdecydowanie najpowszechniejszy ze względu na uniwersalność oraz pożądane właściwości stochastyczne, jest filtr Kalmana. Należy tu przytoczyć dwa kluczowe równania filtru Kalmana: równanie predykcji (2.7) oraz równanie korekcji (2.8) (www: Mukhopadhyay).

$$\hat{\mathbf{x}}_{k|k-1} = \mathbf{A}_{k-1}\hat{\mathbf{x}}_{k-1|k-1} \quad (2.7)$$

$$\hat{\mathbf{x}}_{k|k} = \hat{\mathbf{x}}_{k|k-1} + \mathbf{G}_k(\mathbf{v}_k - \mathbf{C}_k\hat{\mathbf{x}}_{k|k-1}) \quad (2.8)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

$\hat{\mathbf{x}}_{k-1|k-1}$ – estymator wektora stanu w epoce k-1, obliczony na podstawie pomiarów i filtracji do epoki k-1,

$\hat{\mathbf{x}}_{k|k-1}$ – estymator wektora stanu w epoce k, obliczony na podstawie pomiarów i filtracji do epoki k-1,

$\hat{\mathbf{x}}_{k|k}$ – estymator wektora stanu w epoce k, obliczony na podstawie pomiar i filtracji aż do epoki k,

\mathbf{A} – macierz systemowa (macierz przejścia) opisująca dynamikę wektora stanu,

\mathbf{v}_k – wektor obserwacji wykonanych w chwili k,

\mathbf{C}_k – macierz wyjścia wiążąca wektor stanu z wektorem obserwacji,

\mathbf{G}_k – wzmocnienie Kalmana.

Powyższe równania sformułowane są dla procesów liniowych. Równania nawigacyjne nie są jednak równaniami liniowymi co wymaga zastosowania tzw. rozszerzonego filtru Kalman. Otrzymuje się go rozwijając nieliniowe funkcje przejścia i wyjścia w szereg Taylora, w efekcie otrzymując klasyczny, liniowy filtr Kalmana, podobny to tego wyrażonego równaniami (2.7) i (2.8) (www: Mukhopadhyay).

Można wyróżnić trzy poziomy integracji pomiarów w systemach GNSS i INS (Titterton i Weston 2004, strona 411; Grewal *et al* 2007, strona 384) :

- współpraca niezależna,
- luźna integracja (ang. *loosely coupled integration*),
- ścisła integracja (ang. *tightly coupled integration*).

Współpraca niezależna nie wymaga stosowania filtru Kalmana. Pomiary GNSS używane są do aktualizacji współrzędnych wyznaczonych za pomocą systemu INS. W przypadku braku sygnału satelitarnego a także w czasie pomiędzy kolejnymi pomiarami GNSS, określanie współrzędnych spoczywa w całości na systemie INS.

Luźna integracja pomiarów wymaga już zaprojektowania filtru Kalmana. Wektor stanu zawiera różne parametry dynamiki systemu (współrzędne, prędkość, przyspieszenie, orientacja kątowa, błędy systematyczne sensorów inercyjnych), natomiast wektor obserwacji zawiera obserwowane przez GNSS wartości współrzędnych, a często również prędkości. Wzmocnienie Kalmana jest

tym większe, im większa jest dysproporcja pomiędzy dokładnością użytego zestawu GNSS oraz systemu INS. Zaletą luźnej integracji jest brak konieczności modyfikacji filtrów Kalmana odbiornika GPS oraz systemu INS. Istotną wadą takiego podejścia jest założenie, że szum wektora pomiarów jest biały, co niekoniecznie musi być prawdą, gdyż w tym wypadku za pomiary uważane są elementy wektora stanu wewnętrznego filtra Kalmana odbiornika GNSS. Okres próbkowania pomiarów GPS może nie być wystarczająco długi aby obserwowane wartości można było uznać za nieskorelowane. Nieuwzględnienie korelacji prowadzi do wydłużenia czasu koniecznego do wyznaczenia błędów sensorów inercyjnych, czyli przeprowadzenia ich kalibracji w czasie pracy systemu.

Integracja ścisła wiąże się z zaprojektowaniem filtra, który przyjmowałby inne niż współrzędne czy też prędkość obserwacje. Obserwacjami tymi mogą być np. pseudoodległości oraz pseudoprędkości. Indywidualne filtry Kalmana odbiornika GNSS oraz systemu INS łączone są więc w jeden wspólny filtr Kalmana. Często konieczna jest mechaniczna ingerencja w budowę obu systemów. Bardzo dużą zaletą ścisłej integracji jest możliwość korzystania z obserwacji pochodzących z dowolnie małej ilości satelitów. Kjørsvik (Kjørsvik *et al* 2010) wykorzystuje integrację ścisłą dla pomiarów GPS realizowanych w technologii PPP (ang. *Precise Point Positioning*), uzyskując podczas testów podobne dokładności jak dla integracji pomiarów różnicowych. Nie odnotowuje on jednak istotnych różnic pomiędzy integracją ścisłą a luźną.

Wśród technicznych aspektów integracji obserwacji w systemach GNSS/INS należy wymienić odpowiednią synchronizację czasową, a także uwzględnienie przesunięcia pomiędzy punktem ARP (ang. *Antenna Reference Point*) a początkiem układu IMU. Wektor ten na ogół może zostać określony geodezyjnie z dokładnością wystarczającą dla celów nawigacyjnych oraz mobilnego kartowania

4 Integracja pomiarów w mobilnych systemach fotogrametrycznych

4.1 Wyznaczanie elementów orientacji zdjęć i kalibracja systemu

Wszystkie sensory mobilnego systemu pomiarowego muszą być skalibrowane tak jakby każdy z nich niezależnie miał być wykorzystany do pomiaru. W procesie kalibracji kamery wyznaczone są jej elementy orientacji wewnętrznej oraz parametry błędów obrazu. W procesie kalibracji jednostki inercyjnej wyznaczone są między innymi parametry opisujące wpływ temperatury na wyniki pomiarów żyroskopowych i akcelerometrycznych. Kalibracji podlegają także magnetometry kompasu elektronicznego oraz antena GPS. Niezależnie od kalibracji każdego z sensorów z osobna, system musi być również skalibrowany jako całość.

Elementy orientacji zewnętrznej wyznaczone są w lokalnym lub państwowym układzie współrzędnych (Rys. 4 – układ L). Ostateczne wartości kątów wyznaczone przez system INS (lub AHRS) odnoszą się do tego właśnie układu, pod warunkiem, że wprowadzone zostały korekcje uwzględniające zbieżność południków w danym odwzorowaniu kartograficznym. Układ jednostki inercyjnej (Rys. 4 – układ b) posiada osie współrzędnych równoległe do osi sensorów (żyroskopów, akcelerometrów, magnetometrów), które z założenia powinny być prostopadłe. W wyniku pomiarów inercyjnych uzyskujemy macierz obrotu R_L^b wyrażającą obrót układu jednostki (b) w przyjętym układzie odniesienia (L). Jeżeli do wyznaczania pozycji używany jest zintegrowany system GNSS/INS, zakładamy, że wyznaczone przez taki system współrzędne terenowe odnoszą się do początku układu IMU (układu b) a kalibracja systemu GNSS/INS została przeprowadzona poprawnie. Jeżeli do określania pozycji wykorzystywany jest jedynie zestaw GNSS, wtedy wyznaczone współrzędne dotyczą punktu ARP (ang. *Antenna Reference Point*). W obu przypadkach (INS lub INS+GNSS) w wyniku pomiaru współrzędnych, uzyskiwany jest wektor r_b (Rys. 4).

Zakładamy, że mobilny system fotogrametryczny posiada co najmniej jedną kamerę. Układ tej kamery oznaczono jako c . Niekiedy z powodów konstrukcyjnych system INS, GNSS/INS lub AHRS musi zostać zamontowany w taki sposób, że osie układu b (układu IMU) nie mogą być nawet w przybliżeniu równoległe do osi układu kamery (c). Często układy te skrócone są względem siebie w przybliżeniu o około 90° względem osi x , y lub z , lub względem więcej niż jednej osi. W takim przypadku należy przyjąć nowy układ systemu (b^*), który zaczepiony jest w początku układu b , lecz jego osie są w przybliżeniu równoległe do układu kamery (c) (Rys. 4). Macierz obrotu tego układu w układzie L jest w przybliżeniu równa macierzy obrotu kamery. Nową macierz obrotu, macierz $R_L^{b^*}$ oblicza się według poniższej formuły:

$$R_L^{b^*} = R_L^b K \quad (3.1)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

$R_L^{b^*}$ – macierz obrotu układu b^* w układzie L ,

R_L^b – macierz obrotu układu jednostki inercyjnej (układu b) w układzie odniesienia (L),

K – tzw. macierz konstrukcyjna systemu, wyrażająca sposób montażu jednostki IMU na platformie MMS.

Macierz obrotu K jest znana. Macierz obrotu $R_L^{b^*}$ jest bliska rzeczywistej macierzy obrotu kamery R_L^c . Obrót pomiędzy układami b^* i c jest jednak najczęściej na tyle duży, że aby traktować

macierz $R_L^{b^*}$ jako macierz obrotu układu kamery należy ją skorygować o macierz kalibracyjną B (ang. *boresight calibration matrix*). Zatem:

$$R_L^c = R_L^{b^*} B \quad (3.2)$$

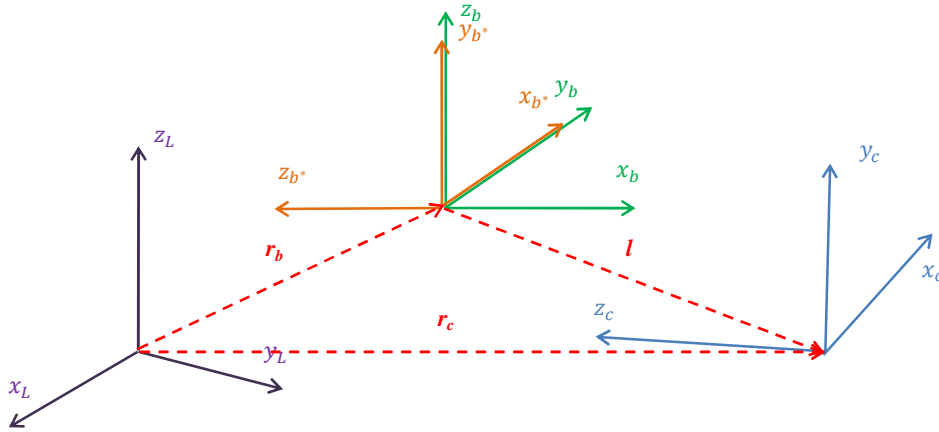
gdzie przyjęto oznaczenia:

R_L^c – macierz obrotu kamery,

$R_L^{b^*}$ – macierz obrotu układu b^* w układzie L ,

B – macierz kalibracyjna.

Kąty, które reprezentuje macierz B są zbyt małe, aby mogły być w jakikolwiek sposób pomierzone z wystarczającą dokładnością. Wyznaczenie macierzy B jest jednym z zadań kalibracji systemu. Dekompozycja kalibracyjnej macierzy obrotu systemu na macierze K oraz B upraszcza analityczne wyznaczenie macierzy B , gdyż macierz ta może być traktowana jako macierz małych obrotów.



Rys. 4 Zależności pomiędzy układami w mobilnym systemie fotogrametrycznym

Sensory pozycjonujące system mobilny mierzą współrzędne początku układu b (b^*). Dysponujemy więc wektorem r_b . Dążymy natomiast do wyznaczenia wektora r_c , którego współrzędne stanowią współrzędne środka rzutu zdjęcia. Należy zatem do wektora r_b dodać wektor l (ang. *lever arm*) łączący początek układu $b(b^*)$ ze środkiem rzutu kamery. Zakładając, że współrzędne wektora l znane są w układzie b^* . Wtedy współrzędne środka rzutu kamery (r_c) obliczamy jako:

$$r_c = r_b + R_L^{b^*} l^{b^*} \quad (3.3)$$

Współrzędne wektora l mogą być wyrażone również w układzie kamery. Wtedy:

$$r_c = r_b + R_L^c l^c \quad (3.4)$$

Wektor l^{b^*} (lub l^c) to kolejna wielkość wyznaczana w procesie kalibracji systemu. Podstawiając równanie (3.1) do (3.2) i do (3.3) otrzymujemy ostatecznie równania geo-referencji wprost:

$$R_L^c = R_L^{b^*} K B \quad (3.5)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{r}_c &= \mathbf{r}_b + \mathbf{R}_L^b \mathbf{K} \mathbf{l}^{b*}, \text{ jeżeli znamy wektor } \mathbf{l}^{b*} \\ \mathbf{r}_c &= \mathbf{r}_b + \mathbf{R}_L^b \mathbf{K} \mathbf{B} \mathbf{l}^c, \text{ jeżeli znamy wektor } \mathbf{l}^c \end{aligned} \quad (3.6)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

\mathbf{r}_c i \mathbf{R}_L^c – współrzędne środka rzutu oraz macierz obrotu kamery,
 \mathbf{r}_b i \mathbf{R}_L^b – współrzędne i macierz obrotu wyznaczane przez sensory systemu mobilnego,
 \mathbf{K} – konstrukcyjna macierz opisująca montaż IMU na platformie MMS,
 \mathbf{B} i \mathbf{l}^{b*} (lub \mathbf{l}^c) – parametry kalibracji systemu (ang. *boresight & lever arm parameters*).

Jeżeli system posiada więcej niż jedną kamerę, każda z nich powinna mieć wyznaczone swoje parametry opisujące jej położenie względem układu systemu.

Wyróżnia się dwa podejścia do kalibracji systemów mobilnych (Habib *et al* 2010). Pierwsze z nich to podejście dwuetapowe, które polega na obliczeniu różnic pomiędzy wartościami pomierzonymi przez sensory systemu a tymi obliczonymi na drodze wyrównania sieci wiązek. Drugie podejście to podejście jednoetapowe, zgodnie z którym parametry kalibracji systemu wyznaczone są od razu w procesie wyrównania sieci zdjęć jako dodatkowe parametry. Niezależnie od preferowanego podejścia, wektor \mathbf{l}^{b*} może być praktycznie zawsze bezpośrednio zmierzony lub wyznaczony np. z wykorzystaniem geodezyjnego wcięcia w przód z dokładnością poniżej 1 cm, czyli na ogół lepszą niż w przypadku wyznaczenia analitycznego. Wektor \mathbf{l}^{b*} może być jednak wyznaczony dodatkowo analitycznie w celu kontroli obliczeń poprzez porównanie z wielkościami pomierzonymi (Habib *et al* 2010). Podstawowym zadaniem kalibracji systemu jest więc odnalezienie macierzy \mathbf{B} .

Podejście dwuetapowe polega na rozwiązaniu równania (3.2). Ponieważ macierz \mathbf{B} jest macierzą małych obrotów, równanie (3.2) można zapisać jako układ 9 równań liniowych z trzema niewiadomymi (Bayoud 2006, strony 91–93; Skaloud 2003). W przypadku wykorzystania do kalibracji większej liczby zdjęć, ilość równań będzie odpowiednio większa. Inny sposób, polegający na obliczeniu macierzy \mathbf{B} wprost, zamiast estymowania wartości trzech małych kątów podaje Skaloud (1999, strona 118). Jeżeli także wektor \mathbf{l}^{b*} wyznaczany jest w procesie kalibracji (Bayoud 2006, strony 93 – 95), wtedy korzystamy z równania (3.3) lub (3.4), które po przekształceniu zapisujemy jako

$$\begin{aligned} \mathbf{R}_L^b \mathbf{l}^{b*} &= \mathbf{r}_c - \mathbf{r}_b, \text{ jeżeli wyznaczamy wektor } \mathbf{l}^{b*} \\ \mathbf{R}_L^c \mathbf{l}^c &= \mathbf{r}_c - \mathbf{r}_b, \text{ jeżeli wyznaczamy wektor } \mathbf{l}^c \end{aligned} \quad (3.7)$$

Każde ze zdjęć dostarcza jedno równanie o postaci (3.7) czyli generuje trzy równania algebraiczne. Jak proponuje Skaloud (1999), w przypadku zdjęć lotniczych do wykonania kalibracji powinny być wykorzystywane zdjęcia ze środka bloku, gdyż błędy wyznaczenia ich elementów orientacji zewnętrznej są najmniejsze. Podobna reguła powinna obowiązywać w przypadku sieci zdjęć naziemnych. Skaloud (2003) zaleca dodatkowo uwzględnianie korelacji pomiędzy kątami obliczonymi w drodze wyrównania sieci zdjęć jak również korelacji czasowej pomiędzy kątami podawanymi przez system GNSS/INS. Nieuwzględnienie zależności zmiennych prowadzi po pierwsze do obciążenia estymatora macierzy \mathbf{B} jak również do zbyt optymistycznych wartości estymatorów odchyłeń standardowych. Problemem jest uzyskanie wartości korelacji czasowych gdyż na ogół system GNSS/INS nie zapewnia dostępu do macierzy wariancyjno – kowariancyjnej niewiadomych, estymowanych z wykorzystaniem filtru Kalmana.

Podejście jednoetapowe do kalibracji systemu mobilnego stosowane było dotychczas w fotogrametrii lotniczej. Zarówno Cramer i Stallmann (2002) jak też Pinto i Forlani (2002) dokonują w tym celu rozszerzenia modelu funkcjonalnego aerotriangulacji. Czynią to jednak w nieco inny sposób. Pinto i Forlani nie włączają do wyrównania innych równań niż równanie kolinearności (1.9) oraz równania obserwacyjne dla mierzonych elementów orientacji zewnętrznej (1.15, 1.16). Macierz \mathbf{B} jest włączona bezpośrednio do równania kolinearności a różniczkowanie odbywa się względem poszczególnych kątów obrotu.

Cramer i Stallmann (2002) nie rozbudowują równania kolinearności lecz rozszerzają model funkcjonalny o równania podobne do równań (1.17). Równania wprowadzone przez Cramera posiadają też dodatkowy parametr opisujący liniową zależność małych kątów macierzy \mathbf{B} od czasu. Podejście Kramera nie jest podejściem ścisłym, lecz ze względu na bardzo dużą korelację pomiędzy kątami macierzy \mathbf{B} a poprawkami e , zawartymi w równaniu (1.17) jest podejściem w pełni uprawnionym. Identyczną metodę jak tę, którą stosował Cramer wykorzystywano także w celu kalibracji niemieckiego systemu z kamerą termowizyjną, jednostką inercyjną oraz zestawem GPS zamontowanymi na helikopterze (Kolecki *et al* 2010). Podejście jednoetapowe stosuje również Habib (Habib *et al* 2010) oraz wymienia Grejner–Brzezińska (1999), przeprowadzając jednocześnie analizę wpływu dokładności wyznaczenia parametrów kalibracji systemu na dokładności wyznaczenia współrzędnych terenowych w oparciu o pomiar fotogrametryczny. Habib (Habib *et al* 2011) przedstawia algorytm wykorzystania podejścia jednoetapowego do kalibracji systemu, w skład którego wchodzi wiele kamer.

Należy mieć na uwadze fakt, że parametry kalibracji systemu, wyznaczone raz, mogą z biegiem czasu wykazywać niestabilność. W przypadku badanego przez Cramera (2002) systemu lotniczego, stabilność kątów e_ω , e_ϕ i e_κ jest na poziomie odpowiednio 11, 18 i 9 sekund. Podobne wartości uzyskano także w trakcie testów prowadzonych w Finlandii (Honkavaara *et al* 2003). W obu przypadkach testowano systemy INS/GPS Applanix POS/AV 510 DG oraz IGI AEROcontrol IId. Uzyskane wartości obrazujące stabilność macierzy \mathbf{B} , są niższe niż dokładności pomiaru kątów *roll*, *pitch* i *yaw* podane w specyfikacjach urządzeń (www: Applanix, www: IGI).

W przypadku mobilnych systemów lotniczych prowadzone były badania dotyczące jednoetapowej kalibracji systemu i kamery. Istotną rolę w takim przypadku odgrywa przyjęty model błędów obrazu. Blázquez i Colomina (2010) postulują wykorzystanie modelu zniekształceń obrazu zaproponowanego przez Ebnera (1976). Model Ebnera jest modelem dedykowanym fotogrametrii lotniczej. Samokalibracja z wykorzystaniem funkcji Ebnera nie zakłada estymacji elementów orientacji wewnętrznej, lecz ogranicza się jedynie do błędów obrazu, które modelowane są za pomocą wielomianu. Blázquez i Colomina modyfikują wielomian Ebnera usuwając niektóre współczynniki tak aby uniknąć korelacji z mierzonymi elementami orientacji zewnętrznej. Parametry modelu Ebnera nie wykazują w przeciwieństwie do modelu Browna (1971), silnej korelacji z parametrami kalibracji lotniczego systemu mobilnego. Przeprowadzone badania pokazują, że model Ebnera jest bardziej odpowiedni do zintegrowanej kalibracji systemu.

Kalibracja kamery z wykorzystaniem modelu Browna może być wykonywana, ale nie łącznie z kalibracją systemu. W takim przypadku bardzo ważny jest dobór parametrów opisujących błędy obrazu. Jeżeli model zawiera mniej parametrów niż jest to konieczne (np. jeden współczynnik dystorsji radialnej zamiast dwóch), wtedy pozostałości błędów obrazu będą skutkowały nieprawidłową estymacją elementów orientacji zewnętrznej, a co za tym idzie, błędnymi

parametrami kalibracji systemu. Niebezpieczne jest też doprowadzenie do nadparametryzacji (Habib *et al* 2010).

4.2 Wybrane techniczne aspekty budowy mobilnych systemów fotogrametrycznych

Cramer (2002) wykazał wysoką stabilność wyznaczonych parametrów kalibracji fotogrametrycznego systemu lotniczego. Aby stabilność ta była zachowana niezbędne jest zapewnienie odpowiedniej ochrony systemu przed drganiami. Szczególnie wymagające są pod tym względem konstrukcje systemów przenoszonych przez helikoptery, których wirniki powodują drgania mogące być źródłami błędów (Kolecki *et al* 2010). Konstrukcja systemów naziemnych jest pod tym względem mniej wymagająca, gdyż akwizycja obrazów może odbywać się przy powolnej jeździe lub w momencie, kiedy system pozostaje bez ruchu.

Z równań (3.6) wynika, że błąd wyznaczenia współrzędnych środka rzutu zależy także od błędu pomiaru kątów. Jego wpływ będzie rósł wraz ze wzrostem bezwzględnych wartości współrzędnych wektora $l^b(I)$. Aby zminimalizować wpływ błędów pomiarów kątowych na dokładność wyznaczenia współrzędnych środka rzutu, system powinien być zaprojektowany tak, aby wektor l^b był jak najkrótszy. Ma to szczególne znaczenie w przypadku systemów wykorzystujących tanie jednostki inercyjne lub AHRS, czyli urządzenia segmentu taktycznego lub gorszej jakości. W przypadku tanich jednostek AHRS, wykorzystujących do pomiaru orientacji zewnętrzne pomiary magnetyczne, w szczególności należy zadbać aby antena GNSS znalazła się nad aparatem lub kamerą fotogrametryczną tak, aby składowe poziome wektora l^b były możliwie małe. Zakładając, że jednostka zamontowana jest w przybliżeniu w poziomie, postępowanie takie zminimalizuje wpływ błędów wyznaczenia kąt yaw na wartość otrzymanych współrzędnych środka rzutu. Systemy naziemne wykorzystujące pomiary GNSS, powinny zapewniać zbliżone do pionu położenie osi anteny. W tym celu mogą być stosowane rozwiązania wykorzystujące przeciwwagę i łożyska (Luis i Pascual 2010).

System mobilny musi mieć zapewnioną odpowiednią synchronizację czasową wykonywanych obserwacji. Można wyróżnić dwa podejścia do jej realizacji. Pierwsze podejście polega na akwizycji danych w jednym momencie, na określony sygnał elektroniczny lub mechaniczny. Przykładem może być prototyp brazylijskiego samochodowego systemu mobilnego (da Silva *et al* 2003), w którym rejestracja obrazów przez kamery wykonywana jest na sygnał dźwiękowy emitowany przez odbiornik GPS w momencie pomiaru współrzędnych. Współrzędne mierzone są w interwałach dwusekundowych i z taką też częstotliwością wykonywane są zdjęcia. Drugie podejście polega na przypisaniu czasu akwizycji do poszczególnych pomiarów i obrazów. Najczęściej jest to czas GPS. Rozwiązanie takie pozwala osiągnąć dokładniejszą synchronizację niż w przypadku rejestracji danych na sygnał. Wartości elementów orientacji przypisywane są konkretnym obrazom w drodze interpolacji. Rozwiązanie tego typu stosuje się standardowo w systemach komercyjnych. Przykładem zastosowania w systemach o charakterze prototypów może być lotniczy system mobilny ze skanerem laserowym i kamerą termalną wykorzystywany do teksturowania budynków testowany w Monachium (Stilla *et al* 2009, Kolecki *et al* 2010) a także prototyp włoskiego systemu mobilnego do pomiarów drogowych (Piras *et al* 2008). System mobilny może nie posiadać dokładnej synchronizacji czasowej, ale wtedy zdjęcia nie mogą być wykonywane w ruchu.

Kamera lub aparat wykorzystywany w systemie mobilnym może posiadać różne tryby pracy migawki. Zasadniczo wyróżnia się migawki typu *rolling shutter* (ang.) i *global shutter* (ang.). Migawka typu *rolling shutter* realizuje sekwencyjną rejestrację kolejnych linii obrazu. Migawka *global shutter* dokonuje jednoczesnej rejestracji obrazu dla wszystkich linii matrycy. Jeżeli zdjęcie wykonywane jest w ruchu to w przypadku systemu *rolling shutter* każda z linii obrazu posiadać będzie inne elementy orientacji zewnętrznej. Czyni to wykorzystanie obrazów bardziej kłopotliwym, gdyż standardowe oprogramowanie fotogrametryczne przeznaczone do aerotriangulacji lub terratrangulacji pozwala wprowadzić czy też obliczyć jeden zestaw elementów orientacji zewnętrznej dla całego obrazu. Integracja pomiarów fotogrametrycznych z innymi pomiarami systemu na drodze wyrównania sieci zdjęć może być problematyczna. Efekt *rolling shutter* może mieć negatywny wpływ na dokładność opracowania fotogrametrycznego. Kalibracja systemu z sensorem obrazującym typu *rolling shutter* wymaga wykonania zdjęć z nieruchomych stanowisk. W przeciwnym wypadku określenie referencyjnych elementów orientacji zewnętrznej dla każdej z linii z osobna jest niemożliwe. Nieuwzględnienie efektu *rolling shutter* w przypadku kalibracji w czasie pracy (ang. *on-the-job calibration*) prowadzi do pogorszenia dokładności wyznaczonych parametrów kalibracji systemu. Bardzo silne deformacje obrazu będące skutkiem rejestracji w systemie *rolling shutter* mogą być obserwowane w przypadku obrazów pozyskanych w trakcie silnych drgań platformy MMS, zamontowanej np. na pokładzie helikoptera (Stilla *et al* 2009, Kolecki *et al* 2010). Ciekawy przykład wpływu efektu *rolling shutter* można odnaleźć w internecie (www: PetaPixel).

4.3 Pomiary elementów orientacji zdjęć w tanich systemach fotogrametrycznych

Komercyjne systemy MMS przeznaczone do pomiarów fotogrametrycznych, w tym także wykonywania mobilnego skanowania laserowego, w celu nadania geo-referencji wykorzystują przede wszystkim zintegrowane systemy GNSS/INS. Systemy takie mogą wykorzystywać więcej niż jedną antenę GNSS, a także odometr samochodu. Najdroższym elementem systemów komercyjnych jest nawigacyjna jednostka IMU wchodząca w skład jednostki GNSS/INS. W przypadku niektórych zastosowań, jak np. mobilny skaning laserowy, konieczne jest wyposażenie systemu w nawigacyjną jednostkę inercyjną. Istnieje jednak szereg zadań, w których technologia mobilnego kartowania stanowi optymalne rozwiązanie problemu w aspekcie szybkości pozyskania danych przestrzennych, jednak wymagane dokładności nie wymuszają stosowania wysokiej klasy jednostki inercyjnej. Opracowywane są więc różnego rodzaju tanie, naziemne systemy mobilne, pozostające często w wersji prototypu. W systemach takich rezygnuje się z wykorzystania jednostki inercyjnej segmentu nawigacyjnego na rzecz jednostki inercyjnej niższego segmentu, lub rezygnuje się z wykorzystania jednostki inercyjnej w ogóle. Proporcja kosztów jednostki nawigacyjnej do kosztów jednostki taktycznej wynosi w przybliżeniu 10:1. Jak pokazują badania, w tanich fotogrametrycznych systemach mobilnych w celu podniesienia dokładności większy nacisk kładziony jest często nie na integrację pomiarów z sensorów nawigacyjnych (pozycjonujących) między sobą, lecz na integrację pomiarów z sensorów nawigacyjnych (IMU, GPS, kompas elektroniczny) z pomiarami fotogrametrycznymi. Integracja taka odbywa się często w drodze wyrównania sieci zdjęć z uwzględnieniem mierzonych lub wyznaczanych elementów orientacji. Pozwala to na osiągnięcie znacznie wyższej dokładności wyznaczenia współrzędnych terenowych, niż w przypadku gdyby do nadawania geo-referencji wykorzystywano surowe pomiary z sensorów nawigacyjnych. Rezygnacja z drogiej jednostki inercyjnej, poza obniżeniem kosztów systemu, pozwala też zredukować jego rozmiar i masę.

System mobilny może być wtedy transportowany ręcznie nawet przez jedną osobę. Przenośny fotogrametryczny system mobilny może stać się odpowiednim narzędziem do pozyskiwania danych przestrzennych dla małych obiektów.

publikacja, kraj	sensory	wyznaczanie elementów orientacji zewnętrznej obrazów			dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów [m]	koszt sensorów
		X_0, Y_0, Z_0	φ (azymuty osi kamer)	ω, κ		
(da Silva <i>et al</i> 2002), Brazylia	- dwie kamery wideo 720 x 480 pikseli - jeden zestaw GPS (L1) (drugi odbiornik L1+L2 jako stacja referencyjna)	Wstępnie pomiar GPS, a następnie zintegrowane wyrównanie sieci zdjęć	Wstępnie na podstawie współrzędnych dwóch kolejnych punktów a następnie w drodze zintegrowanego wyrównania sieci zdjęć	Wstępnie przyjmowane jako równe zero a dokładniej wyznaczane w drodze zintegrowanego wyrównania sieci zdjęć	drogi miejskie: $M_X = 1.0$ $M_Y = 1.0$ autostrady: $M_X = 2.0$ $M_Y = 2.0$ M_Z nie podano	5 000 €
(Madeira <i>et al</i> 2008), Portugalia	- dwie kamery wideo 640 x 480 - jeden zestaw GPS (L1) - tani żyroskop (bez określenia ilu osiowy) - odometr	Na drodze integracji pomiarów GPS, żyroskopowych oraz odometrycznych z wykorzystaniem filtru Kalmana	Na podstawie kierunku stycznej do trajektorii ruchu w danym punkcie	Przyjmowane jako równe zero.	$M_X = 1.5$ $M_Y = 1.5$ M_Z nie podano	7 000 €
(Piras <i>et al</i> 2008), Włochy	- jedna kamera internetowa 1600 x 1200 - 2 zestawy GPS (L1 + L2) - taktyczna IMU	Na drodze integracji pomiarów GPS z pomiarami inercyjnymi z wykorzystaniem filtru Kalmana	Na drodze integracji pomiarów GPS z pomiarami inercyjnymi z wykorzystaniem filtru Kalmana, lub jedynie na podstawie azymutu odcinka: antena 1 – antena 2	Na drodze integracji pomiarów GPS z pomiarami inercyjnymi z wykorzystaniem filtru Kalmana, lub: kąt ω na podstawie nachyla odcinka : antena 1 – antena 2, kąt κ przyjmowany jako równy zero	$M_X = 0.2$ $M_Y = 0.2$ $M_Z = 0.2$	32 000 €

Tabela 1 Wybrane niedrogie systemy mobilne przeznaczone do pomiarów drogowych

Sposób wyznaczania elementów orientacji zewnętrznej obrazów z wykorzystaniem pomiarów inercyjnych, magnetycznych oraz GNSS jest indywidualny dla danego prototypu taniego systemu mobilnego. Tabela 1 przedstawia charakterystykę wybranych tanich, samochodowych, fotogrametrycznych systemów mobilnych. W tabeli wymieniono sensory systemu oraz podano sposób określania elementów orientacji zewnętrznej zdjęć. Podane dokładności oraz koszt mają charakter orientacyjny.

Wszystkie systemy zamieszczone w tabeli 1 wykorzystują niskorozdzielcze kamery. System brazylijski wykorzystuje do wyznaczania elementów orientacji zewnętrznej jedynie pomiar współrzędnych w oparciu o jedną antenę GPS. Pozostałe, kątowe elementy orientacji zewnętrznej przyjmowane są jako równe zero. Na etapie opracowania przeprowadzana jest integracja pomiarów GPS i fotogrametrycznych na drodze wyrównania sieci zdjęć. Systemy portugalski i włoski realizują integrację pomiarów pochodzących z sensorów nawigacyjnych wykorzystując

filtr Kalmana. Nie jest natomiast przeprowadzana integracja z pomiarami fotogrametrycznymi np. w drodze wyrównania sieci zdjęć.

System włoski wykorzystuje tylko jedną kamerę. Jedna antena zamontowana jest z tyłu a druga z przodu samochodu. Wyznaczenie współrzędnych punktów odbywa się przy założeniu, że mierzone szczegóły leżą w płaszczyźnie jezdni. Najpierw współrzędne punktów mierzone są na zdjęciu a potem przeliczane z wykorzystaniem transformacji rzutowej do lokalnego poziomego układu współrzędnych związanego z samochodem. Układ ten zmienia swoją orientację względem układu globalnego w trakcie jazdy. Kolejnym etapem nadawania geo-referencji mierzonym szczegółom jest transformacja ich współrzędnych do układu samochodu związanego z antenami GPS i w dalszej kolejności do układu globalnego. W przypadku tego systemu pomiary inercyjne i GPS nie mają służyć wyznaczeniu elementów orientacji zewnętrznej zdjęć, lecz wyznaczeniu parametrów transformacji punktów z układu samochodu do układu globalnego. Parametry transformacji rzutowej oraz transformacji pomiędzy lokalnym układem poziomym a układem samochodu, związanym z antenami GPS, wyznaczone zostały w procesie kalibracji systemu na polu testowym. Przewidziane jest zaopatrzenie systemu w drugą kamerę w celu uzyskania możliwości wyznaczania współrzędnych punktów na drodze fotogrametrycznego wcięcia w przód tak, jak ma to miejsce w systemie brazylijskim i portugalskim. W takim przypadku przeprowadzane będzie wyznaczenie elementów orientacji zewnętrznej obu kamer. Możliwa będzie też dalsza integracja pomiarów na drodze wyrównania sieci zdjęć naziemnych, podobnie jak w systemie brazylijskim (da Silva *et al* 2002).

We wszystkich systemach wymienionych w tabeli 1 podstawowym urządzeniem służącym do wyznaczenia współrzędnych środków rzutu jest zestaw GPS. Jednostka inercyjna systemu włoskiego odgrywa rolę wspomagającą, głównie w miejscach utraty sygnału satelitarne.

System brazylijski oraz portugalski wykorzystują do pomiaru azymutu system GPS. W przypadku systemu brazylijskiego zdjęcia pozyskiwane są w momencie wykonania pomiaru GPS, dokładnie co 2 sekundy. Przybliżone azymuty osi kamer można obliczyć znając azymut odcinka łączącego punkty aktualnego i poprzedniego położenia centrum anteny. W systemie portugalskim zdjęcia nie są wykonywane w czasie pomiaru przez GPS współrzędnych, lecz przypisywany jest im czas GPS. W zbiór punktów trajektorii na drodze interpolacji wpasowywana jest krzywa. Moment wykonania zdjęcia można przypisać do określonego punktu krzywej trajektorii w oparciu o czas jego wykonania. Azymuty osi kamer obliczane są na podstawie kierunku linii stycznej do krzywej w tym punkcie.

Kąty ω oraz κ wyznaczone są przez sensory jedynie w systemie włoskim. W systemie brazylijskim ostateczne wartości kątów ω i κ otrzymywane są w wyniku wyrównania sieci zdjęć. W systemie portugalskim wartości obu kątów przyjmowane są jako równe zero.

Wszystkie z wymienionych w tabeli systemów samochodowych wykorzystywane były do pomiarów inwentaryzacyjnych szczegółów sytuacyjnych sieci dróg. Ważne było uzyskanie przede wszystkim odpowiednich dokładności sytuacyjnych. Uzyskane dokładności spełniały krajowe wymogi dotyczące tego typu pomiarów.

Sensory systemów wymienionych w tabeli 1 nie są umieszczane na jednej platformie, lecz przymocowane do karoserii samochodu. Przeniesienie takich systemów na inny pojazd wymagałoby ich powtórnej kalibracji. Przykładem taniego systemu mobilnego, który przeznaczony jest do montażu na pojazdach, a jego sensory umieszczone są na wspólnej

platformie jest system GI-Eye (Brown 1998) zbudowany z jednej kamery, zestawu GPS oraz taktycznej jednostki inercyjnej. Wyznaczanie współrzędnych terenowych punktów odbywa się na podstawie pomiaru na dwóch zdjęciach wykonanych z różnych stanowisk.

publikacja	sensory	wyznaczanie elementów orientacji zewnętrznej zdjęć	
		współrzędne	kąty
(Aleksander 1997) (opis patentu)	<ul style="list-style-type: none"> - dwie kamery cyfrowe - minimum jeden odbiornik GPS - kompas elektroniczny - inklinometr - opcjonalnie żyroskop 	- na podstawie pomiarów GPS	- na podstawie pomiarów magnetometrycznych oraz akcelerometrycznych - opcjonalnie na podstawie pomiarów żyroskopowych
(Ellum i El-Sheimy 2001) (Coppa <i>et al</i> 2007)	<ul style="list-style-type: none"> - aparat cyfrowy Kodak DC260 a w późniejszej wersji lustrzanka Nikon D200 + obiektyw 18-55 mm - kompas elektroniczny z inklinometrem - zestaw GPS (L1+L2) 	- wstępnie na podstawie pomiarów GPS a następnie na etapie wyrównania sieci zdjęć	- wstępnie na podstawie pomiarów magnetometrycznych i akcelerometrycznych a następnie na etapie wyrównania sieci zdjęć
(Haala i Böhm 2003)	<ul style="list-style-type: none"> - kamera cyfrowa - zestaw GPS (L1) - kompas elektroniczny z inklinometrem 	- na podstawie pomiarów GPS - współrzędna Z odczytywana z numerycznego modelu terenu	- na podstawie pomiarów magnetometrycznych i akcelerometrycznych
(Yauso i Hiroyashi 2008) (opis patentu)	<ul style="list-style-type: none"> - dwie kamery cyfrowe - zestaw GPS (L1+L2) - jednostka inercyjna 	- na podstawie pomiarów GPS	- na podstawie pomiarów inercyjnych
(Bartelsen i Mayer 2010)	- aparat GPS: Ricoh Caplio 500SE	- wstępnie na podstawie pomiarów GPS a następnie w drodze wyrównania sieci zdjęć i jej transformacji do układu globalnego	- nie są wyznaczane wprost ale mogą być obliczane w <i>post-processingu</i> na drodze transformacji lokalnie zorientowanej sieci zdjęć do układu globalnego

Tabela 2 Wybrane przenośne fotogrametryczne systemy mobilne

Aby mobilny system fotogrametryczny mógł być przenoszony nie za pomocą pojazdu lecz przez operatora, konieczna jest dalsza redukcja jego masy, a więc odejście od sensorów inercyjnych segmentu taktycznego na rzecz lżejszych urządzeń jak np. kompas elektroniczny z inklinometrem. Tabela 2 zawiera krótką charakterystykę przenośnych mobilnych systemów pomiarowych. Charakterystyka dwóch z wymienionych systemów (Aleksander 1997, Yauso i Hiroyashi 2008) zaczerpnięta jest z opisów patentowych. Brak jest danych na temat badań z ich udziałem oraz osiągniętych dokładności. Ze względu na wykorzystanie kompasu elektronicznego do pomiaru orientacji kątowej sensora obrazującego, na uwagę zasługują systemy opracowane w Calgary (Ellum i El-Sheimy 2001) oraz w Stuttgarcie (Haala i Böhm 2003). System kanadyjski (Backpack MMS) doczekał się dalszych unowocześnień przeprowadzonych przez Włochów (Coppa *et al* 2007). Został on opracowany z myślą o pomiarach fotogrametrycznych. System niemiecki służyć ma jako urządzenie do nawigacji pieszych oraz identyfikacji budynków miejskich przez turystów. Wymagania dokładnościowe dotyczące zastosowań tych systemów znacznie się różnią, czemu odpowiada typ użytych odbiorników GNSS. Ellum i El-Sheimy użyli w swoim systemie kompas

elektroniczny serii Leica DMC-SX (www: Vectronix). Kompas ten zbudowany jest z trzech magnetometrów oraz trzech akcelerometrów. Urządzenie to gwarantuje pomiar kątów *yaw*, *pitch* i *roll* z odchyleniem standardowym odpowiednio 0.5° , 0.25° i 0.25° . Pomiar wykonywany jest z częstotliwością 10 Hz. W celu redukcji wpływu szumu na dokładność pomiaru, dla każdego stanowiska fotograficznego wykonywano uśrednianie pomiarów kątowych w ramach jednosekundowych przedziałów czasowych. Deklarowane dokładności kompasu użytego w systemie niemieckim to około 1° do 2° dla kątów *pitch/roll* oraz 0.6° do 1.5° dla kąta *yaw*, przy czym nie zostało wyjaśnione czy inklinometr mierzy kąty *pitch* i *roll* oddzielnie, czy jedynie wypadkową wartość inklinacji. W drugim przypadku wykorzystanie systemu uzależnione byłoby od utrzymywania kamery bez znacznego skręcenie o kąt *roll* (*kappa*).

Podczas pierwszych pomiarów testowych Ellum i El-Sheimy notują bardzo duże odchyłki dla wartości kąta *yaw*, co ma związek zapewne z zakłóceniami pola magnetycznego. Podczas kolejnego pomiaru podobne problemy nie wystąpiły. Otrzymane wartości błędów średnich kwadratowych wynosiły 0.70° , 0.36° i 0.72° odpowiednio dla kątów *roll*, *pitch* i *yaw*. Uzyskano błędy średnie kwadratowe mierzonych za pomocą GPS współrzędnych *X*, *Y*, i *Z* wynoszące odpowiednio 7, 6 oraz 4 cm. Testy prowadzone po przebudowie systemu (Coppa *et al* 2007) wykazały zbliżone wartości błędów zarówno dla kątów jak i dla współrzędnych. Oba zespoły pracujące nad systemem dysponowały skalibrowanymi aparatami. Ellum i El-Sheimy przeprowadzili kalibrację systemu wyznaczając wzajemną orientację jego sensorów. Podobnie uczynił zespół włoski. W przypadku systemu niemieckiego (Haala i Böhm 2003) kalibracja nie była konieczna ze względu na niskie wymagania dokładnościowe. W systemie tym współrzędną *Z* środka rzutu kamery przyjmowano na podstawie odczytu jej wartości z numerycznego modelu terenu! Metoda ta dawała lepsze dokładności niż bezpośredni pomiar GPS w niekorzystnym, miejskim środowisku. Ellum i El-Sheimy oraz Coppa w celu poprawy dokładności po wykonaniu pomiaru terenowego przeprowadzają wyrównanie sieci zdjęć. Haala i Böhm w celu identyfikacji sfotografowanego budynku przeprowadzają rzutowanie konturów obiektu z bazy danych budynków 3D na zdjęcie, następnie przeprowadzana jest ekstrakcja krawędzi na obrazie i dopasowanie wykrytych krawędzi do krawędzi rzutowanych.

Ostatni z wymienionych w tabeli systemów to aparat cyfrowy z modułem GPS, który jak pokazali Bartelsen i Mayer (2010) może stanowić w pełni funkcjonalny system mobilny, mimo że brak w nim możliwości pomiaru kątów. Aparat taki posiada jedynie mało dokładny kompas elektroniczny oraz wskaźnik spoziomowania o dokładności lepszej niż 1° (Kolecki i Kuras 2011), które jednak przez Bartelsena i Mayera wykorzystywane nie były. Określenie niemierzonych elementów orientacji zewnętrznej (kątów) odbywa się w drodze wyrównania sieci zdjęć. W pierwszej kolejności przeprowadzane jest wyrównanie sieci w układzie lokalnym. Lokalnie wyrównana sieć transformowana jest następnie do układu globalnego. Punktami dostosowania są współrzędne rejestrowane przez GPS w momencie wykonania zdjęć. Otrzymane dokładności wyznaczenia punktów ograniczają jednak zakres zastosowań aparatu. System może być wykorzystywany do tworzenia mniej dokładnych modeli obiektów. Zastosowanie dwuczęstotliwościowego odbiornika GPS z możliwością wykonywania różnicowych pomiarów fazowych, zamiast wbudowanego odbiornika aparatu a także kalibracja systemu pozwoliłyby na podniesienie uzyskiwanych dokładności. Z drugiej strony wyznaczenie współrzędnych środka rzutu na podstawie pomiaru GPS wymaga znajomości kątowych elementów orientacji zdjęcia, co pociągałoby za sobą konieczność poszerzenia systemu o urządzenia służące do ich określania.

4.4 Integracja obserwacji w wybranych mobilnych systemach fotogrametrycznych

Procedura wyrównania sieci zdjęć, których elementy orientacji zewnętrznej zostały wstępnie wyznaczone najczęściej za pomocą komercyjnego, zintegrowanego systemu GPS/INS znana jest dobrze z praktyki fotogrametrycznej jedynie w przypadku systemów lotniczych. Interfejs do obsługi aerotriangulacji wykorzystującej pomiary elementów orientacji zewnętrznej standardowo implementowany jest w komercyjnym oprogramowaniu fotogrametrycznym, dedykowanym fotogrametrii lotniczej. Wyrównanie sieci zdjęć odbywa się w takim przypadku z uwzględnieniem równań (1.15) i (1.16).

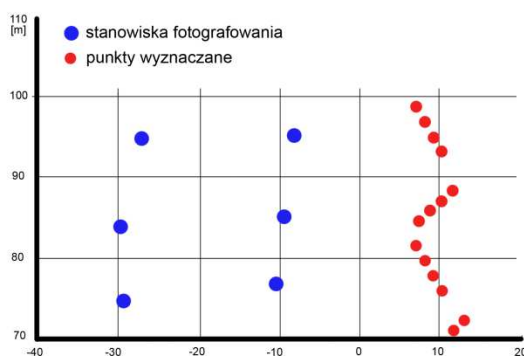
Komercyjne naziemne mobilne systemy fotogrametryczne zazwyczaj zaprojektowane są tak, aby dokładność elementów orientacji zewnętrznej zdjęć była na tyle duża, aby zdjęcia te mogły być wykorzystywane do pomiarów czy też tekstuowania chmury punktów lub modeli powierzchni bez wykonywania dodatkowej integracji danych. Urządzenia takie wyposażone są w system GPS/INS z nawigacyjną jednostką inercyjną obsługującą procedurę ZUPT oraz posiadający możliwość podłączenia odometru. Również w przypadku tanich prototypów samochodowych systemów mobilnych wykazano, że dla pomiarów o obniżonych wymaganiach dokładnościowych wykorzystanie obserwacji systemów GPS i INS bez dalszej integracji z obserwacjami fotogrametrycznymi jest wystarczające (Piras *et al* 2008, Madeira *et al* 2008). Jak jednak wykazują doświadczenia konstruktorów tanich systemów, wyrównanie naziemnej sieci zdjęć realizowanej przez fotogrametryczny system mobilny pozwala na znaczne podniesienie dokładności wykonywanych pomiarów.

Generalnie sensory pozycjonujące (INS, GPS) systemów mobilnego kartownia przy braku istotnych przesłonek horyzontu są w stanie zapewnić wyższą dokładność elementów orientacji zewnętrznej obrazów niż ma to miejsce w przypadku systemów lotniczych. Jednakże systemy operujące na ziemi są podatne na różnego rodzaju zakłócenia w odbiorze sygnału satelitarnego, który jeżeli trwa dłuższy czas (np. przejazd tunelem) jest przyczyną systematycznego spadku dokładności mierzonej trajektorii ruchu oraz wyznaczonych elementów orientacji zdjęć.

Badania prowadzone w ramach budowy kanadyjskiego systemu VISAT wyposażonego w 8 kamer CCD, jedną kamerę VHS i system GPS/INS zmierzały do opracowania algorytmu nadawania geo-referencji obrazom pozyskany podczas dysfunkcji sensorów pozycjonujących (Tao *et al* 2001). Algorytm ten bazuje na odnajdywaniu wzajemnej orientacji kolejnych stereogramów pozyskanych przez dwie z ośmiu kamer systemu, poczynając od pierwszego z obrazów pozyskanych podczas przerwy w pomiarach systemu GPS/INS. Aby wzajemna orientacja stereogramów mogła zostać obliczona, wykonywany jest automatyczny pomiar punktów wiążących zarówno pomiędzy zdjęciami tego samego stereogramu, jak również pomiędzy zdjęciami kolejnych stereogramów. Ponieważ orientacja wzajemna kamer jest znana, do pomiaru punktów pomiędzy zdjęciami tego samego stereogramu wykorzystywany jest warunek linii epipolarnych. Ponadto przebieg linii epipolarnej dla punktu na obrazie stereogramu t da się w przybliżeniu określić na stereogramie $t+1$ dzięki parametrom ruchu zmierzonym przez system GPS/INS w ostatnich chwilach jego działania. Ostatnim etapem proponowanego algorytmu mogłoby być końcowe wyrównanie sieci zdjęć z uwzględnieniem obserwacji systemu GPS/INS dla zdjęć rozpoczynających i kończących okres braku jego działania. Mimo określenia koncepcji algorytmu brak rzetelnych danych na temat eksperymentów i uzyskanych dokładności.

Wyrównanie sieci zdjęć wykonywane było także dla innego samochodowego, tym razem taniego fotogrametrycznego systemu mobilnego (da Silva *et al* 2002) (Tabela 1). Postępowanie takie było uzasadnione, gdyż metoda wyznaczania wstępnych wartości kątów (Rozdz. 4.3), bazująca jedynie na pomiarze GPS oraz założeniu poziomości osi kamer nie pozwalała na uzyskanie dokładności wystarczających z punktu widzenia zastosowania systemu. Wyrównanie sieci zdjęć realizowane jest metodą wiązki. Estymacji podlegają elementy orientacji zewnętrznej każdego ze zdjęć sekwencji stereogramów. Długość bazy uwzględniana jest jako warunek, natomiast wyznaczone wstępnie współrzędne środków rzutu traktowane są jako obserwacje o przyjętym *a priori* odchyleniu standardowym równym 0.01 m. Długość sekwencji, dla której przeprowadzono obliczenia ograniczona była do minimum 9 a maksymalnie do 13 zdjęć. Wykonywany był pomiar punktów wiążących na zdjęciach stereogramu oraz pomiędzy stereogramami. Uwarunkowania geometryczne sieci zdjęć były bardzo słabe, gdyż kąt pod jakim przecinały się promienie jednoimienne punktów wiążących musiał w przypadku tak prowadzonej akwizycji obrazów być bardzo ostry. Uzyskano błędy położenia punktów terenowych na poziomie 1.5 m. Odchylenia standardowe estymowanych kątów ω , φ i κ dla pomiaru testowego realizowanego na drogach miejskich wynosiły odpowiednio 2', 2' oraz 1°. Dokładności pomiaru szczegółów terenowych z wykorzystaniem estymowanych wartości elementów orientacji zewnętrznej podano w tabeli (Tabela 1). Estymowane odchylenia standardowe elementów orientacji zewnętrznej mogłyby mieć niższe wartości gdyby system posiadał dodatkowe kamery, podobnie jak system VISAT (Tao *et al* 2001). Kamery skierowane pod kątem prostym do kierunku jazdy pozwalałyby na realizację bardziej korzystnego geometrycznie wcięcia w przód. Ich przydatność do pomiaru infrastruktury drogowej byłaby mniejsza niż kamer skierowanych równoległe do kierunku jazdy, ale wykorzystanie pomiarów fotogrametrycznych na pozyskanych za ich pomocą zdjęciach pozwoliłoby wzmocnić wyrównywaną sieć. Z drugiej strony podejście do integracji pomiarów testowane w systemie brazylijskim mogłoby być wykorzystane w systemie VISAT również w miejscach, gdzie działanie systemu GPS/INS nie jest zakłócone.

Zintegrowane wyrównanie sieci zdjęć metodą wiązki przeprowadzają także Ellum i El-Sheimy (2001). Na rysunku 5 przedstawiono rozmieszczenie stanowisk fotograficznych podczas pomiaru testowego. Stanowiska bliższe leżą w odległości około 20 a dalsze, około 40 metrów od budynku. Z każdego ze stanowisk wykonano dwa zdjęcia.



Rys. 5 Testy przenośnego fotogrametrycznego systemu mobilnego. Rozmieszczenie stanowisk fotograficznych oraz przykładowe zdjęcie. Na niebiesko oznaczono rozmieszczenie stanowisk. (Ellum i El-Sheimy 2001).

Wyznaczone w drodze pomiarów elementy orientacji zewnętrznej traktowano podczas wyrównania sieci jako obserwacje. Podczas kolejnych testów na obrazach pozyskanych

z bliższych budynkowi stanowisk mierzono odpowiednio 1, 2, 5 oraz 10 terenowych punktów wyznaczanych. Punkty te traktowane były podczas wyrównania jako punkty wiążące. Na obrazach pozyskanych z dalszych stanowisk mierzono odpowiednio 1, 2, 5, 10, 15, 20 oraz 30 punktów terenowych. Sieć wyrównano w różnych konfiguracjach, nie łącząc jednak obrazów bliższych i dalszych. Wykorzystując 10 punktów wyznaczanych uzyskano dla obrazów bliższych średnie błędy kwadratowe współrzędnych o wartościach odpowiednio 0.03, 0.04 i 0.11 m. Dla obrazów dalszych (30 punktów) wartości te były znacząco większe i wynosiły 0.23, 0.21 i 0.80 m. Powyższe wartości są miarami dokładności bezwzględnych. Dokładności względne były wyraźnie lepsze. Błędy średnie kwadratowe estymowanych współrzędnych po odjęciu średnich wartości różnic (usunięciu systematycznego przesunięcia) wyniosły odpowiednio 0.10, 0.12 i 0.06 m (obrazy dalsze, 30 punktów). Sieć wyrównywano także wykonując kalibrację w czasie pracy, lecz wtedy uzyskane błędy średnie kwadratowe były większe. Co ciekawe, nieco gorsze wyniki testów, mimo wykorzystania przebudowanej wersji systemu kanadyjskiego prezentuje Coppa (Coppa *et al* 2007). Otrzymane średnie błędy kwadratowe dla współrzędnych X i Y wynoszą 0.13 m a dla współrzędnej Z 0.24 m (15 punktów terenowych pomierzonych na zdjęciach). W tym przypadku zdjęcia wykonywano z odległości 20 metrów. Uzyskane błędy mają większe wartości mimo użycia lustrzanki cyfrowej Nikon posiadającej większe wymiary matrycy i większą rozdzielczość niż aparat użyty w kanadyjskim prototypie. Brak jest informacji o metodyce kalibracji aparatu (estymowane parametry opisujące dystorsję, wartość ogniskowej i odległości obrazowej). Zdjęcia testowe dla odległości fotografowania 20 m wykonano jedynie z 2 stanowisk, co częściowo może tłumaczyć gorsze wyniki.

Zastosowana przez Elluma metodyka pomiarów testowych nie jest do końca poprawna. Autorzy badań traktują mierzone punkty jako punkty wiążące, podczas gdy jako punkty wiążące powinny być wybierane punkty, które zapewniają jednoznaczna identyfikację na obrazach, możliwość bardzo dokładnego pomiaru oraz pokrycie przynajmniej rejonów Grubera. Taki dobór punktów wiążących pozwoliłby na osiągnięcie jeszcze wyższej dokładności estymowanych wartości elementów orientacji zewnętrznej. Do oceny dokładności powinny być wykorzystane punkty kontrolowane (Rozdz. 2.4.2).

Ellum i El-Sheimy (2001) przeprowadzili także wyrównanie sieci zdjęć z włączeniem jednego równania obserwacyjnego (1.23) dla mierzonej między punktami wiążącymi odległości. Obliczenia testowe przeprowadzono z uwzględnieniem odległości: raz długiego poziomego a drugi raz krótkiego pionowego odcinka. W każdym przypadku uzyskano lepszą dokładność bezwzględną jak i względną. Poprawę dokładności przyniosło również włączenie do sieci jednego fotopunktu. Wyniki przedstawiono w tabeli 3. Ellum i El-Sheimy sugerują ponadto, że włączenie do wyrównania warunków pionowości i poziomości odcinków łączących punkty wiążące powinno podnieść uzyskiwane dokładności. Nie postulują jednak wykorzystania linii wiążących.

obserwacje	błędy średnie kwadratowe (RMSE) [m]		
	RMSE (X)	RMSE (Y)	RMSE (Z)
- elementy orientacji zewnętrznej 3 zdjęć - współrzędne obrazowe 10 punktów wiążących	0.80 (0.14)	0.28 (0.25)	0.84 (0.09)
- elementy orientacji zewnętrznej 3 zdjęć - współrzędne obrazowe 10 punktów wiążących - jedna duża odległość pozioma	0.41 (0.11)	0.16 (0.02)	0.76 (0.06)
- elementy orientacji zewnętrznej 3 zdjęć - współrzędne obrazowe 10 punktów wiążących - jedna mała odległość pozioma	0.13 (0.09)	0.17 (0.09)	0.79 (0.06)
- elementy orientacji zewnętrznej 3 zdjęć - współrzędne obrazowe 10 punktów wiążących - współrzędne terenowe jednego fotopunktu	0.13 (0.12)	0.11 (0.06)	0.15 (0.13)

Tabela 3 Otrzymane bezwzględne (względne w nawiasach) dokładności współrzędnych punktów wyznaczanych obliczone jako błędy średnie kwadratowe dla bloku trzech zdjęć wykonany z odległości około 20 metrów z różnym zestawem wyrównywanych obserwacji (Ellum i El-Sheimy 2001).

Metody zintegrowanego wyrównania naziemnych sieci fotogrametrycznych wykorzystane przez autorów prototypu brazylijskiego systemu samochodowego (da Silva *et al* 2002) a także przez Elluma i El-Sheimy'ego (2001) bazują na ścisłym, jednoetapowym wyrównaniu sieci metodą niezależnych wiązek. Nieco inaczej do integracji obserwacji fotogrametrycznych i pomiarów GPS podchodzą Bartelsen i Mayer (2010). Stosują oni podejście wieloetapowe, które podyktowane jest dążeniem do pełnej automatyzacji procesu integracji. W pierwszej kolejności na obrazach wykrywane są punkty charakterystyczne (cechy) z wykorzystaniem operatora Förstnera. Dopasowanie wykrytych cech wykonywane jest z wykorzystaniem metody SIFT (ang. *Scale-Invariant Feature Transform*) (Lowe 2004). Następnie obrazy łączone są w triplety w taki sposób, że obliczane są elementy orientacji obrazu drugiego i trzeciego w układzie współrzędnych obrazu pierwszego. Przed obliczeniem orientacji wzajemnej obrazów w triplecie, muszą zostać wyeliminowane błędy grube. W tym celu stosowana jest procedura RANSAC (ang. *RANdom SAMple Consensus*) (Fischer i Bolles 1981), przy czym dla każdej z wylosowanych próbek estymacja elementów orientacji wzajemnej odbywa się z wykorzystaniem 5-punktowego algorytmu Nistéra (Nistér 2004, Stewénius *et al* 2006). Po wyeliminowaniu błędów grubych orientacja wzajemna obliczana jest ściśle metodą wiązki. Następnie triplety zdjęć łączone są w jeden blok (Mayer 2008), który na sam koniec wyrównywany jest ściśle metodą wiązki. Stosowane jest wyrównanie odporne. Wagi obserwacji obliczane za pomocą funkcji wagowej nie będą zniekształcone przez błędy grube, które zostały wcześniej wyeliminowane podczas procedury RANSAC. Lokalnie zorientowana sieć transformowana jest następnie do układu globalnego z wykorzystaniem transformacji siedmioparametrowej (obrót, przesunięcie, przeskalowanie). Ponieważ współrzędne środków rzutu, wyznaczone w oparciu o pomiar modułem GPS aparatu, obciążone są często dużymi błędami, transformacja obliczana jest również z wykorzystaniem procedury RANSAC. Pozwala ona wybrać ze zbioru środków rzutu te punkty, które będą stanowiły punkty dostosowania przy ostatecznym obliczeniu parametrów transformacji z wykorzystaniem wyrównania ścisłego metodą najmniejszych kwadratów. Aby uniknąć osobliwości lub słabo uwarunkowana macierzy równań normalnych, do reprezentacji obrotu wybrano parametryzację opartą na jednostkowym wektorze kwaternionów (Rozdz. 2.2.2) (Grün i Huang 2001, strony 36 – 38; Titterton i Weston 2004, strony 42 – 44). Transformację na punkty

dostosowania wykonano również dla środków rzutu zdjęć pozyskanych dla tego samego obiektu z kamery umieszczonej na jednostce UAV.

Bartelsen i Mayer (2010) udowodnili, że aparat cyfrowy z modułem GPS może być traktowany jako w pełni funkcjonalny system mobilny. Niestety, nie wykonano analizy mogącej odpowiedzieć na pytanie, jakich dokładności można spodziewać się wykorzystując takie narzędzie do wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych. Przeprowadzona analiza dokładności polegała na porównaniu przetransformowanych do układu docelowego współrzędnych środków rzutu ze współrzędnymi pomierzonymi z wykorzystaniem geodezyjnego odbiornika GPS, którego antena zamontowana była możliwie blisko aparatu. Odległości transformowanych i pomierzonych współrzędnych środków rzutu wynosiły średnio 1.4 m.

Estymacja parametrów, które są istotne z punktu widzenia wykorzystania danego systemu mobilnego, dokonywana jest na podstawie pomiarów, które są wielkościami losowymi. Wszystkie z dotychczas przytoczonych przykładów integracji obserwacji fotogrametrycznych z pomiarami pochodzącymi z innych sensorów systemu cechowało założenie, że obserwacjami w sensie stochastycznym są rejestrowane kąty i współrzędne. W sensie fizycznym są to jednak wielkości wyznaczone na podstawie pomiarów wielkości takich jak prędkości kątowe i przyspieszenia w przypadku sensorów inercyjnych lub pseudoodległości dla pomiarów GPS. Pierwsze próby głębszej integracji pomiarów GNSS oraz fotogrametrycznych prowadzone były przez Jacobsena i Schmitza (1996) a także przez Krucka (Kruck *et al* 1996). Jako dodatkowe parametry w procesie aerotriangulacji wyznaczali oni stałe korekcje do odległości satelita – środek rzutu. Ellum i El-Sheimy (2005) idą o krok dalej i przeprowadzają wyrównanie sieci zdjęć lotniczych wykorzystując zamiast równań pseudoobserwacyjnych (1.15) odpowiednio równania obserwacyjne pseudoodległości, równania obserwacyjne podwójnych różnic odległości kodowych oraz równania podwójnych różnic faz. W ostatnim przypadku wprowadzono równania dla całkowitej oraz niecałkowitej niejednoznaczności. Najlepsze wyniki otrzymano wykorzystując równania różnic faz, przy czym nie miało większego znaczenia czy niejednoznaczności były stałe czy też całkowite. Niemniej jednak w żadnym przypadku nie udało się uzyskać wyników lepszych niż dla wyrównania sieci z wykorzystaniem równań (1.15). Zawsze uzyskiwano wyniki daleko gorsze niż w przypadku klasycznego wyrównania z udziałem fotopunktów.

Przeprowadzone badania, zwłaszcza te realizowane w ramach prac z systemem kanadyjskim (Ellum i El-Sheimy 2002), pokazują, że integracja obserwacji fotogrametrycznych z obserwacjami z pozostałych sensorów systemu na drodze wyrównania zdjęć pozwala znacząco podnieść dokładność estymowanych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć. Dotyczy to zarówno sieci o skrajnie słabej (da Silva *et al* 2001) jak i mocniejszej geometrii (Ellum i El-Sheimy 2002, Coppa *et al* 2007).

4.5 Systemy nawigacyjne wspomagane wizyjnie

Zadaniem systemów nawigacyjnych jest określanie pozycji i orientacji kątowej pojazdu w czasie rzeczywistym. Pozycjonowanie może być prowadzone równocześnie z kartowaniem. Przykładem może być tu automatyczna nawigacja robotów, które oprócz znajomości parametrów określających ich położenie w przestrzeni mogą też pozyskiwać w czasie rzeczywistym informację o lokalizacji otaczających je obiektów. Procedura jednoczesnej orientacji oraz kartowania znana jest pod akronimem SLAM (ang. *Simultaneous Location And Mapping*) (Bayoud 2006).

Koncepcja wizyjnego wspomaganie systemów nawigacyjnych znana jest z nawigacji lotniczej. Ostatnio rozwijana jest technologia ciągłej nawigacji wizyjnej – CVN (ang. *Continuous Visual Navigation*) (Titterton & Weston 2004, strony 399 – 401). Samolot, który zaopatrzone jest w kamerę wykonującą zdjęcia w przybliżeniu nadirowe porusza się nad terenem, którego cyfrowa mapa krawędzi przechowywana jest w pamięci systemu nawigacyjnego. Na wykonanym zdjęciu przeprowadzana jest ekstrakcja krawędzi. Następnie przeprowadzane jest rzutowanie krawędzi mapy na zdjęcie oraz wyznaczane przesunięcie względem krawędzi wykrytych. Do rzutowania krawędzi służą elementy orientacji wyznaczone za pomocą systemu INS lub GNSS/INS. Wyznaczone przesunięcia służą do korekcji dryftu sensorów inercyjnych, w efekcie przyczyniając się do poprawy wyznaczonej w czasie rzeczywistym pozycji samolotu (Handley *et al* 1998, Handley *et al* 2002).

Przykładem mobilnego systemu fotogrametrycznego wykorzystującego nawigację wspomaganą wizyjnie jest system robotyczny zbudowany w Instytucie Geodezji i Fotogrametrii ETH w Zurichu (Bayoud 2006). System ten składa się z taktycznej jednostki inercyjnej i dwóch kamer. W trakcie ruchu robota obliczane są naprzemiennie wcięcia w przód i wstecz, co umożliwia jego fotogrametryczne pozycjonowanie. Po przejechaniu krótkiego odcinka pozyskiwane są dwa obrazy, na których automatycznie wykrywane są punkty, których współrzędne zostały wyznaczone z wykorzystaniem wcięcia w przód z poprzedniego stanowiska. Obliczane jest wcięcie wstecz, a następnie współrzędne początku układu IMU, które są następnie traktowane jako obserwacje na etapie korekcji w zaimplementowanym rozszerzonym filtrze Kalmana. Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć są aktualizowane, na zdjęciach wykrywane są kolejne punkty, obliczane jest wcięcie w przód, a następnie robot przemieszcza się do kolejnego stanowiska i procedura powtarza się. Podobny algorytm, z tym że dla systemu z jednostką inercyjną typu MEMS proponuje Griessbach (Griessbach *et al* 2010). W odróżnieniu od Bayouda (2006) Griessbach wykorzystuje nie rozszerzony, lecz bezśladowy filtr Kalmana, który pozwala na lepsze modelowanie procesów nieliniowych. W obu filtrach Kalmana zarówno Bayoud jak i Griessbach jako obserwacje traktują fotogrametrycznie wyznaczone współrzędne początku układu IMU. Inne rozwiązanie proponuje Ding (Ding *et al* 2009, Ding *et al* 2010), który wykorzystuje wektor potoku optycznego (ang. *optic flow*) do wspomaganie nawigacji bezzałogowego helikoptera. Elementy wektora potoku optycznego traktowane są jako kolejne obserwacje w filtrze Kalmana. Takie podejście mogłoby być trudne do implementacji w systemach naziemnych, ze względu na dużą głębię fotografowanych scen.

5 Prototyp mobilnego systemu fotogrametrycznego

5.1 Założenia i wymagania konstrukcyjne

W wyniku analizy materiału literaturowego, a także planowanych zastosowań prototypu systemu fotogrametrycznego opracowano niżej wymienione założenia i wymagania dotyczące jego konstrukcji.

- a) System projektowany jest w celu wykonywania naziemnych pomiarów fotogrametrycznych bliskiego zasięgu.
- b) System będzie mógł być stosowany w miejscach gwarantujących akwizycję sygnału satelitów systemów GNSS w stopniu wystarczającym do prowadzenia satelitarnych pomiarów kinematycznych.
- c) System będzie mógł być stosowany tam gdzie nie jest wymagane pozyskiwanie obrazów w ciągłym ruchu. Ograniczenie to nie musi być wiążące pod warunkiem opracowania odpowiedniej techniki synchronizacji czasowej pomiarów (Rozdz. 4.2).
- d) System będzie przeznaczony do obsługi przez jednego lub maksymalnie dwóch operatorów.
- e) System powinien być jak najlżejszy i jak najmniejszy.
- f) W skład systemu będzie wchodził aparat cyfrowy lub kamera cyfrowa. Wykorzystywany sensor wizyjny powinien posiadać możliwość wymiany obiektywu. Preferowany jest aparat cyfrowy typu lustrzanka, gdyż obecnie aparaty cyfrowe dostępne w przedziale cenowym 2 tys. – 10 tys. PLN posiadają znacznie większą rozdzielczość niż kamery cyfrowe dostępne w podobnych cenach.
- g) Głównym urządzeniem pozycjonującym systemu będzie zestaw GPS. Jak wynika z prac prowadzonych przez Bartelsena i Mayera (2010), pomiary GPS pozwalają na wyznaczenie wszystkich, także kątowych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć, również bez udziału fotopunktów.
- h) Odbiornik GPS powinien być odbiornikiem dwuczęstotliwościowym klasy geodezyjnej. Odbiornik musi realizować pomiary fazowe. Obiecujące wyniki pomiarów z wykorzystaniem odbiornika tej klasy przedstawili Ellum i El-Sheimy (2001) a także Coppa (Coppa *et al* 2007). Wykorzystanie np. odbiornika aparatu GPS, realizującego jedynie pomiary kodowe, mimo zastosowania dalszej integracji obserwacji, skutkowało otrzymaniem znacznie gorszych dokładności (Bartelsen i Mayer 2010).
- i) Jako sensor wspomagający wykorzystana będzie tania jednostka inercyjna lub jednostka AHRS. Podstawową rolą tego systemu będzie pomiar kątów *yaw*, *pitch*, *roll*, które po przeliczeniu na kąty innej sekwencji obrotów (np.: α , ν , κ) (Rozdz. 2.2.2), lub bezpośrednio, posłużą do obliczenia współrzędnych środków rzutu zdjęć na podstawie wyznaczonych przez GPS współrzędnych punktu ARP (równanie (3.6)). Pomiary kątowe realizowane przez jednostkę AHRS będą stanowiły punkt wyjścia do obliczenia przybliżeń kątowych elementów orientacji zewnętrznej. Ewentualnie przybliżenia te będą mogły być traktowane w sieci fotogrametrycznej jako wielkości obserwowane.
- j) W skład systemu AHRS poza sensorami inercyjnymi (3 żyroskopy i 3 akcelerometry) powinny wchodzić magnetometry, tak aby ograniczyć dryft wyznaczanego kąta *yaw*. Doświadczenia jakie przeprowadzili Ellum i El-Sheimy (2001) a także Coppa (Coppa

- et al* 2007) pokazują, że wykorzystanie systemu AHRS ze zintegrowanym kompasem elektronicznym pozwala na ograniczenie błędów wyznaczenia kąta *yaw* do 1° .
- k) System powinien posiadać jak najmniej elementów ferromagnetycznych tak, aby zminimalizować błędy pomiarów magnetometrycznych.
 - l) System AHRS powinien posiadać interfejs do kalibracji kompasu elektronicznego, gdyż system mobilny będzie zawierał elementy ferromagnetyczne, obecne np.: w obiektywie lub w korpusie aparatu.
 - m) Sensor wizyjny powinien być umieszczony możliwie blisko anteny GPS, przy czym kluczowe jest, aby składowa pozioma wektora łączącego środek rzutu z punktem ARP była jak najmniejsza. Wynika to z wpływu błędów pomiarów kątowych na błędy obserwowanych współrzędnych środków rzutu (Rozdz. 4.2).
 - n) Najlepiej, aby wszystkie urządzenia systemu posiadały biblioteki SDK (ang. *Software Development Kit*), tak aby możliwe było napisanie aplikacji sterującej.
 - o) Łączna cena komponentów prototypu systemu powinna być jak najniższa.

5.2 Sensory

5.2.1 Aparat cyfrowy

Jako sensor wizyjny systemu wykorzystano lustrzankę cyfrową Nikon D80 (Rys. 6). Aparat ten posiada matrycę CCD 23.6×15.8 mm, o rozdzielczości 3872×2592 ($\approx 10^6$) pikseli. Istnieje możliwość wymiany obiektywu oraz wykonywania zdjęć w trybie MF (ang. *Manual Focus*). Aparat posiada złącze USB 2.0 zapewniające komunikację z komputerem PC. Możliwe jest wykonywanie zdjęć bezpośrednio z komputera. Producent aparatu zapewnia pakiet SDK zawierający biblioteki języka C++. Do aparatu zamontowano obiektyw szerokokątny Nikon Nikkor 20 mm f/2.8D.



Rys. 6 Lustrzanka cyfrowa Nikon D80 z obiektywem stało ogniskowym Nikon Nikkor 20 mm f/2.8D. W aparacie włączony jest tryb MF a obiektyw posiada unieruchomiony taśmą pierścień ostrości w celu stabilizacji odległości obrazowej. Na dolnej powierzchni korpusu oznaczono gwint na śrubę statywową (A) oraz zagłębienie (B) umożliwiające przymocowanie aparatu do platformy systemu (Rys. 7, Rys. 8).

5.2.2 Zestaw GPS

Do budowy prototypu systemu wykorzystano zestaw GPS firmy Leica serii 1200 (Leica 2005) złożony z odbiornika GX1230 GG, anteny AX1202 GG oraz terminala AX1210T. Zastosowany odbiornik jest odbiornikiem dwuczęstotliwościowym, realizującym pomiary fazowe i kodowe dla

częstotliwości L1 i L2. Dedykowany jest pomiarom geodezyjnym metodą statyczną, metodą szybką statyczną, metodą kinematyczną czasu rzeczywistego (RTN) z inicjalizacją OTF (ang. *On The Fly*) – w locie. Waga odbiornika wynosi 1.12 kg. Podczas pomiarów odbiornik umieszczany jest w plecaku. Deklarowana przez producenta dokładność pomiaru współrzędnych poziomych metodą RKT wynosi 10 mm + 1 ppm. Dokładność pomiaru współrzędnej wysokościowej wynosi 20 mm + 1 ppm. Oznaczenie „1 ppm” wiąże się z odległością od stacji referencyjnej.

5.2.3 System AHRS

Jako sensor do pomiaru orientacji kątowej wybrano system AHRS Xsens MTi (Xsens 2009b, www: Xsens, Rys. 7). System ten spełnia wymagania konstrukcyjne określone w punktach: i, j, k, l (Rozdz. 5.1). Jednostka MTi firmy Xsens jest systemem AHRS co oznacza, że zawiera w sobie jednostkę inercyjną oraz procesor DSP (ang. *Digital Signal Processor*) realizujący algorytm estymacji wartości kątów *yaw*, *pitch*, *roll* (ψ, θ, ϕ). Algorytm ten oparty jest na filtrze Kalmana i realizuje integrację pomiarów sensorów wchodzących w skład ISA, czyli trzech żyroskopów i trzech akcelerometrów, a także trzech magnetometrów i termometru. Wszystkie sensory systemu zostały skalibrowane. W procedurze kalibracji przeprowadzonej przez producenta wyznaczono parametry opisujące zależności pomiędzy mierzonymi wartościami napięcia a wynikowymi wartościami prędkości kątowych, przyspieszeń oraz natężeń pola magnetycznego. Wyznaczono także parametry opisujące błędy systematyczne związane z czynnikami temperaturowymi. Kompensowany jest także wpływ braku prostopadłości osi sensorów jednostki. Do instrumentu dołączony jest certyfikat kalibracji. System Xsens MTi pozwala na określanie orientacji układu jednostki w układzie współrzędnych, którego oś Z pokrywa się z lokalnym kierunkiem linii pionu, oś X pokrywa się z kierunkiem północy magnetycznej, a oś Y jest prostopadła do płaszczyzny XZ. Jest to więc układ podobny do układu nawigacyjnego, oznaczonego na rysunku 2 symbolem „n”, różni się od niego orientacją osi X i Y, która określona jest poprzez kierunek północy magnetycznej.

Szczegółowe działanie filtra Kalmana nie zostało opisane w instrukcji systemu (Xsens 2009b). Z instrukcji, a także z teorii działania filtra Kalmana wiadomo jednak, że algorytm integracji pomiarów pozwala na skompensowanie narastających w czasie błędów wyznaczenia kątów *roll* i *pitch*, (kątów inklinacji), których wartości obliczane są na podstawie mierzonych przez trzy żyroskopy prędkości kątowych. Do redukcji błędów pomiarów żyroskopowych wykorzystywane są pomiary przyspieszeń. Akcelerometry jednostki MTi dokonują pomiaru sił działających na masę jednostkową. Jeżeli IMU pozostaje nieruchoma, jedyną mierzoną siłą jest siła podtrzymująca jednostkę przed upadkiem, równa co do wartości przyspieszeniu ziemskiemu. Podobna sytuacja ma miejsce, gdy jednostka porusza się ruchem jednostajnym. Jeżeli jednostka porusza się ruchem przyspieszonym, wtedy przyspieszenie z nim związane mierzone jest przez akcelerometry i sumuje się z przyspieszeniem związanym z siłą grawitacyjną.

Algorytm integracji pomiarów jednostki MTi wykorzystuje następujące założenie: średnie wartości przyspieszeń, wyrażone w układzie nawigacyjnym, obecne z tytułu ruchu, w pewnym okresie czasu są równe zero. Wartości przyspieszeń mierzone przez akcelerometry systemu AHRS mogą zostać transformowane do układu nawigacyjnego na podstawie pomierzonych kątów inklinacji (*roll* i *pitch*). Oznacza to, że dla danej epoki pomiaru możliwe jest wyliczenie takich wartości kątów *roll* i *pitch* aby średnie składowe *x* i *y* przyspieszeń w układzie nawigacyjnym, liczone dla pewnego interwału czasowego były równe zero. Oznacza to, że w danej epoce *k* dysponuje się dwoma zestawami wartości kątów *roll* i *pitch*. Pierwszy zestaw wartości

otrzymuje się w drodze całkowania przyspieszeń kątowych. Drugi zestaw uzyskuje się w drodze wyliczenia hipotetycznych wartości kątów *roll* i *pitch*, tak by spełnione było założenie zerowych średnich wartości przyspieszeń. Te pierwsze wartości mogą być uznane jako rezultat predykcji filtru Kalmana. Drugie wartości stanowią obserwacje (równania (2.7) i (2.8)). Wzmocnienie Kalmana musi być dobrane adekwatnie do typu ruchu jakemu poddawana jest jednostka. Jeżeli mamy do czynienia z ruchem o krótkotrwałych, niewielkich przyspieszeniach, wtedy wzmocnienie Kalmana powinno być dobrane tak, aby większym zaufaniem obdarzać obserwacje, ponieważ predykcja obciążona jest narastającym błędem dryftu. Jeżeli ruch jednostki cechują długotrwałe lub gwałtowne przyspieszenia, wtedy założenie zerowych średnich wartości przyspieszeń ma małe szanse spełnienia, dlatego większym zaufaniem należy obdarzać predykcję, dobierając małe wzmocnienie Kalmana. Należy jednak mieć na uwadze fakt, że predykcja i tak obciążona jest narastającym błędem dryftu z tytułu błędów pomiarów prędkości kątowych. Wynikają z tego określone zalecenia dla sposobu wykonywania pomiarów z wykorzystaniem prototypu systemu mobilnego. Jeżeli system poddawany jest małym przyspieszeniom, a zdjęcia wykonywane są ze stabilnych stanowisk (z podparcia lub ze statywu), wtedy rośnie prawdopodobieństwo otrzymania dokładniejszych oszacowań wartości kątów *roll* i *pitch* gdyż zmniejsza się błąd ich pomiaru w rozumieniu algorytmu filtru Kalmana.

Wyznaczenie wartości kąta *yaw* dokonywane jest z użyciem filtru Kalmana integrującego pomiary prędkości kątowych oraz pomiary magnetometryczne. Wartości predykcji pochodzą z całkowania prędkości kątowych, natomiast wartości obserwowane obliczane są na podstawie wskazań magnetometrów. Wzmocnienie Kalmana decyduje o większym lub mniejszym zaufaniu do pomiarów magnetometrycznych.

Dobór wzmocnienia Kalmana dokonywany jest na podstawie wskazanego przez użytkownika tak zwanego scenariusza pracy. Użytkownik ma do wyboru scenariusze ujęte w tabeli 4. Od rodzaju scenariusza zależy także jak długi musi być interwał czasowy, dla którego liczone są średnie wartości przyspieszeń.

scenariusz	typ przyspieszeń	spodziewane niejednorodności pola magnetycznego	wzmocnienie Kalmana dla kątów <i>roll</i> i <i>pitch</i>	wzmocnienie Kalmana dla kąta <i>yaw</i>
Human	średnie	średnie, typowe dla wnętrza budynków	średnie	średnie
Human_large_accel	duże	średnie, typowe dla wnętrza budynków	małe	średnie
Machine	małe	średnie	duże	średnie
Machine_nomag	małe	bardzo duże	duże	zerowe
Marine	bardzo małe, długotrwałe	średnie	duże	średnie

Tabela 4 Scenariusze pracy jednostki MTi i związek z wartościami wzmocnienia Kalmana

W wyniku obliczeń realizowanych przez algorytm integrujący obserwacje sensorów inercyjnych oraz magnetometrycznych, użytkownik otrzymuje informację o orientacji kątowej sensora. Zgodnie ze specyfikacją techniczną, błąd wyznaczenia kątów *roll* i *pitch* powinien być nie większy niż 0.5° . Dokładność wyznaczenia kąta *yaw* jest nie gorsza niż 1.0° . Jeżeli jednostka poddawana jest przyspieszeniom, dokładności wyznaczenia wszystkich kątów nie powinny być gorsze niż 2.0° , chyba że mamy do czynienia z długotrwałymi przyspieszeniami lub znaczną,

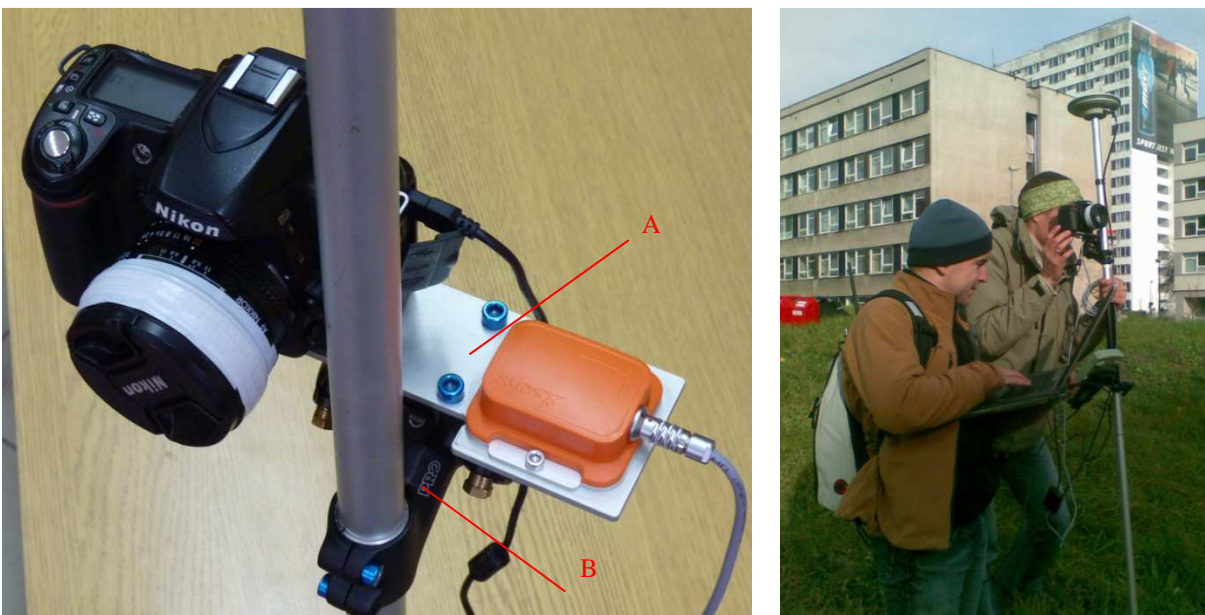
utrzymującą się przez dłuższy czas, zmianą kierunku linii pola magnetycznego. Wtedy dokładność wyznaczenia kątów może być niższa. Parametry dokładnościowe wszystkich sensorów jednostki AHRS dostępne są na stronie producenta (www: Xsens).

Orientacja kątowna jednostki AHRS może być wyrażona za pomocą kątów *yaw*, *pitch* i *roll* a także poprzez podanie macierzy obrotu lub wektora kwaternionów Hamiltona. Można uzyskać również wartości mierzonych przyspieszeń, prędkości kątowych, składowych natężeń pola magnetycznego oraz temperatury. Wartości te mogą być udostępniane jako surowe lub poprawione o poprawki kalibracyjne. Maksymalna częstotliwość, z jaką użytkownik może otrzymywać informacje o orientacji sensora wynosi 120 Hz. Jednostka posiada konwerter umożliwiający komunikację z urządzeniem przez port USB.

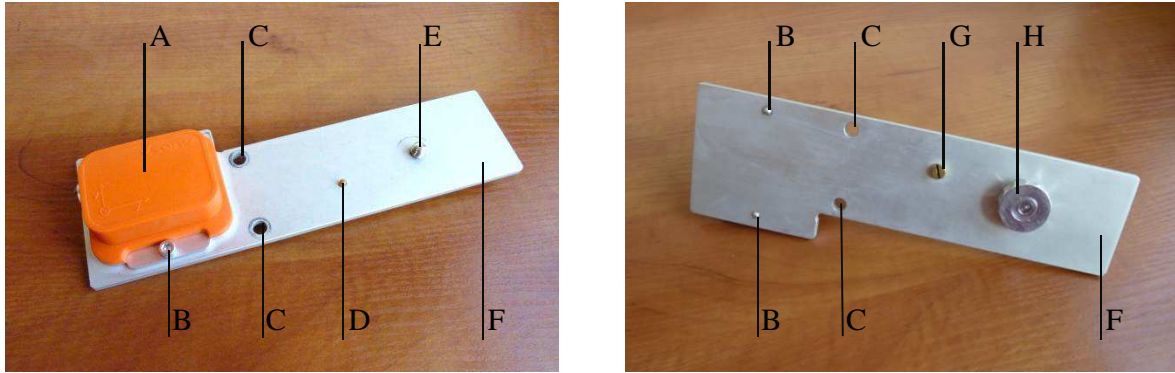
Oprogramowanie jednostki obejmuje między innymi programy Xsens MT Manager oraz Magnetic Field Mapper. Xsens MT Manager to program służący do odczytywania wyników pomiarów, ich graficznej wizualizacji oraz komunikacji z urządzeniem. Program Magnetic Field Mapper służy do wykonywania kalibracji magnetycznej jednostki (Xsens 2009a, Rozdz. 5.6.2).

5.3 Konstrukcja systemu

Prototyp konstruowanego mobilnego systemu fotogrametryznego pokazano na rysunku 7. Konstrukcja systemu wymagała sztywnego połączenia wszystkich sensorów. Posłużyła do tego płytki ustalająca (A) oraz aluminiowy mostek (B). Wykorzystano tu mostek rowerowy Satori Aberhallo.

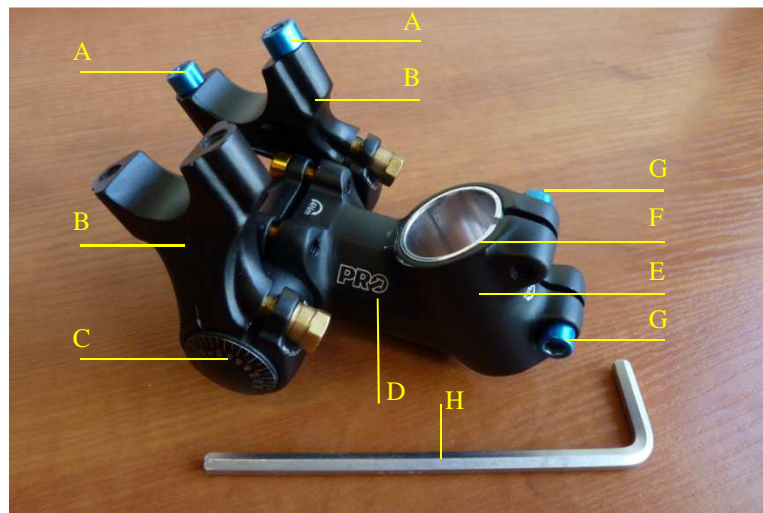


Rys. 7 Po lewej: aparat fotograficzny i jednostka AHRS zamontowane na tyczce anteny GPS. Po prawej: prototyp systemu podczas wykonywania pomiarów na obiekcie testowym



Rys. 8 Budowa płytki ustalającej

Budowę płytki ustalającej przedstawia rysunek 8. Całość konstrukcji płytki została wykonana z materiałów o możliwie najniższej zawartości ferromagnetyków. Jednostka AHRS (A) przymocowana jest do aluminiowej płytki (F) za pomocą aluminiowych śrub (B). Płytkę ustalającą można być przymocowaną do wspornika z wykorzystaniem otworów (C). Aparat fotograficzny może być przymocowany do płytki za pomocą śruby statywowej (E, H) oraz mosiężnej śruby stabilizującej (D, G). Rolą śruby stabilizującej jest uniemożliwienie obrotu aparatu po jego zamocowaniu za pomocą śruby statywowej. Trzon śruby stabilizującej (D) podczas zamocowania musi znaleźć się w zagłębieniu znajdującym się w korpusie aparatu (Rys. 6). Główna śruby stabilizującej (G) umożliwia jej odkręcenie i schowanie trzonu poniżej górnej granicy płytki aluminiowej (F), tak aby pozostawić możliwość przymocowania do płytki innego modelu aparatu. Główna śruby statywowej (H) umożliwia wygodne przykręcenie aparatu do płytki bez użycia klucza.

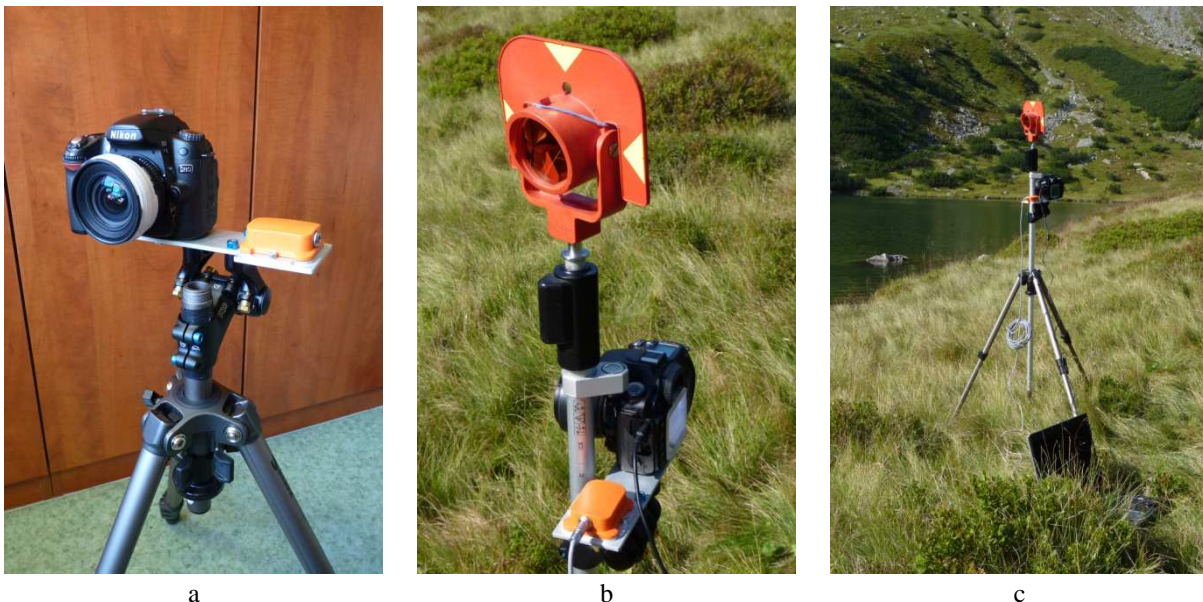


Rys. 9 Mostek

Budowę mostka przedstawia rysunek 9. Zasadnicze części mostka to obejmę (E) o średnicy $1\frac{1}{8}$ cala, wspornik (D), sworznie (C) oraz podpory (B). Wszystkie oryginalne śruby mostka zastąpiono śrubami aluminiowymi lub mosiężnymi, tak by usunąć z jego konstrukcji wszystkie elementy ferromagnetyczne, wpływające na odczyty magnetometrów jednostki MTi. Mostek posiada śruby (A) służące do mocowania płytki ustalającej z wykorzystaniem wydrążonych w niej otworów (Rys. 8). Obejmę mostku posiada śruby zaciskowe (G) służące do ustabilizowania jej pozycji na

tyczce (Rys. 7). Do przykręcania śrub (A,G) służy klucz limbusowy #5 (H). Aluminiowy pierścień adaptacyjny o średnicy jednego cala (F), znajdujący się w obejmie (E), pozwala na montaż mostka na tyczkach o zróżnicowanej średnicy. Elementy mostka ustawiono tak aby płytką ustalającą po zamocowaniu do wspornika znajdowała się w położeniu prostym do osi obejm. W tym celu obejmę założono na tyczkę anteny GPS i zakręcono śruby (G). Tyczkę wstawiono w statyw fotograficzny i ustawiono pionowo korzystając z libelli pudełkowej. Do podpór za pomocą śrub (A) przykręcono płytkę ustalającą (Rys. 8) z jednostką AHRS. Następnie sworznię (C) i podpory (B) ustawiono w takiej pozycji, aby wartości kątów *roll* oraz *pitch* zmierzone przez jednostkę MTi, odczytane w programie Xsens MT Manager wynosiły zero. Dodatkowo zachowano takie ustawienie podpór (B) i sworzni (C), aby wskaźnik naniesiony na podporze wskazywał na podziałce sworzni wartość 0° .

Płytką ustalającą wraz z aparatem i jednostką AHRS mogą być przymocowane do tyczki anteny GPS za pomocą mostka, tak jak na rysunku 7. Zastosowano lekką, aluminiową tyczkę o średnicy 1 cala. Taki sposób konstrukcji pozwala na spełnienie warunku m. określonego w rozdziale 5.1 – podczas wykonywania zdjęć składowa pozioma wektora: punkt ARP – środek rzutu będzie stosunkowo krótka. Możliwe jest zamocowanie płytki ustalającej na dowolnej wysokości, tak aby wykonywanie zdjęć było jak najwygodniejsze. Obiektyw aparatu może znajdować się na wysokości oczu operatora co umożliwi podgląd wykonywanych zdjęć w wizjerze. Podczas prowadzonych badań, płytkę ustalającą przymocowano do tyczki GPS w taki sposób, aby górna krawędź obejm leżała 42.5 cm poniżej punktu ARP. Zmiana położenia obejm względem punktu ARP nie wiąże się z koniecznością powtórnej kalibracji systemu, lecz jedynie ze zmianą składowej y wektora I . Podczas prac terenowych zdjęcia mogą być wykonywane z podparcia – dół tyczki dotyka ziemi. Ogranicza to ryzyko wykonania zdjęć rozmytych. Ponadto zdjęcia można wykonywać także bez systemu GPS, po odkręceniu obejm od tyczki. Możliwe jest także odkręcenie aparatu od płytki ustalającej i wykonywanie zdjęć bez udziału pomiarów GPS i bez współpracy z jednostką MTi.



Rys. 10 Aparat oraz jednostka AHRS zamocowane na rurce statywowej (a) oraz wariant prototypu systemu z zastosowaniem lustra geodezyjnego zamiast anteny GPS (b,c).

Płytką ustalającą wraz z aparatem i jednostką MTi może być zamocowana na rurce statywu fotograficznego (Rys. 10a) lub na tyczce wraz z lustrem (Rys. 10 a,b). W takim przypadku możliwe jest zastąpienie pomiarów GPS pomiarami tachimetrycznymi. Na rysunku 10c przedstawiono system wraz z lustrem wstawiony w statyw fotograficzny Velbon Sherpa 600R. Możliwe jest także wstawienie tyczki GPS w statyw fotograficzny analogicznie jak postąpiono z tyczką lustra. Pozwala to na jeszcze stabilniejsze wykonywanie zdjęć oraz na osiągnięcie wyższej dokładności wyznaczenia kątów *yaw*, *pitch* i *roll* oraz otrzymanie dokładniejszych współrzędnych z pomiaru RTN.

5.4 Układy odniesienia dla pomiarów

Konstruując mobilny system fotogrametryczny oraz planując integrację pomiarów, niezbędne jest określenie układów odniesienia, w których wyrażane są wielkości mierzone. Konieczne jest określenie relacji między przyjętymi układami odniesienia.

Najliczniejszą grupą pomiarów są pomiary fotogrametryczne, czyli pomiary współrzędnych obrazowych x i y punktów widocznych na zdjęciach, wyrażonych w układzie obrazu. Przyjęto, że początkiem tego układu jest środek zdjęcia. Oś x układu obrazu skierowana jest w prawo, a oś y w górę.

Prototyp systemu fotogrametrycznego ma służyć do realizacji różnego rodzaju pomiarów fotogrametrycznych. Pomiary te wiążą się z koniecznością wyznaczenia współrzędnych terenowych punktów w przyjętym układzie odniesienia. Przyjęto, że dla potrzeb prowadzonych badań współrzędne terenowe $E(X)$, $N(Y)$ punktów wyznaczone będą w państwowym układzie współrzędnych geodezyjnych „PUWG 2000”. Współrzędna $H(Z)$ wyznaczana będzie w układzie wysokości normalnych, względem powierzchni elipsoidy WGS 84. W tak przyjętym układzie współrzędnych muszą być określone również elementy orientacji zewnętrznej wykonywanych zdjęć. Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć wyrażają orientację przestrzennego układu tłowego w przyjętym układzie odniesienia. Przestrzenny układ tłowy (Rys. 11) zaczepiony jest w środku rzutu zdjęcia. Oś z jest prostopadła do płaszczyzny tłowej i skierowana przeciwnie do kierunku wykonywanego zdjęcia. Osie x i y są równoległe do osi układu obrazu. Położenie początku przestrzennego układu tłowego w układzie obrazu określają elementy orientacji wewnętrznej. Przyjęto, że przestrzenny układ tłowy aparatu będzie jednocześnie układem całego systemu, a więc względem niego wyrażone będą parametry kalibracji systemu.

Pomiar współrzędnych w technologii RTN wykonywany jest w układzie współrzędnych geocentrycznych elipsoidy WGS 84. Mierzone współrzędne są jednak od razu transformowane do układu „2000” z wykorzystaniem oprogramowania odbiornika Leica 1200. Bardziej skomplikowana jest sytuacja wyznaczanych przez system AHRS kątów. Kąty *yaw*, *pitch*, *roll* (ψ, θ, ϕ) nie wyrażają obrotu jednostki w przyjętym układzie odniesienia „2000” z trzech niżej wymienionych powodów.

- Kąt ψ , który jest pierwszym kątem w sekwencji obrotu *yaw*, *pitch*, *roll* (Rozdz. 2.2.2) wyznaczany jest względem kierunku północy magnetycznej. Wartość tego kąta wynosi zero, jeżeli oś x systemu AHRS pokrywa się z kierunkiem północy magnetycznej. Definicja układu „2000” mówi, że z kierunkiem północy kartograficznej pokrywa się jego oś $N(Y)$. Oznacza to, że do wartości kąta ψ zmierzonego przez jednostkę AHRS należy

dodać wartość 90° tak, aby była ona bliska wartości kąta ψ wyznaczonego dla przyjętego układu odniesienia.

- Kierunek północy magnetycznej nie pokrywa się z kierunkiem północy kartograficznej, co oznacza konieczność korekcji kąta ψ o wartości deklinacji magnetycznej oraz zbieżności południków w odwzorowaniu.
- Wartości kątów inklinacji (*roll i pitch*) wyznaczone są względem lokalnego kierunku linii pionu, a nie względem kierunku normalnej do powierzchni elipsoidy. Aspekt ten nie ma jednak żadnego znaczenia praktycznego gdyż wartości składowych wychylenia linii pionu (wynoszące mniej niż $10''$) są o wiele mniejsze niż dokładność pomiaru tych kątów za pomocą jednostki MTi.

Aby przeliczyć mierzony przez system AHRS kąt *yaw* tak, aby wyrażał obrót w przyjętym układzie odniesienia, należy dokonać następującego przeliczenia:

$$\psi = \psi^{AHRS} + 90^\circ - \delta + \gamma \quad (4.1)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

ψ – wartość kąta *yaw* w PUWG „2000”,

ψ^{AHRS} – wartość kąta *yaw* wyznaczona przez jednostkę AHRS,

δ – wartość deklinacji magnetycznej,

γ – zbieżność południków w odwzorowaniu.

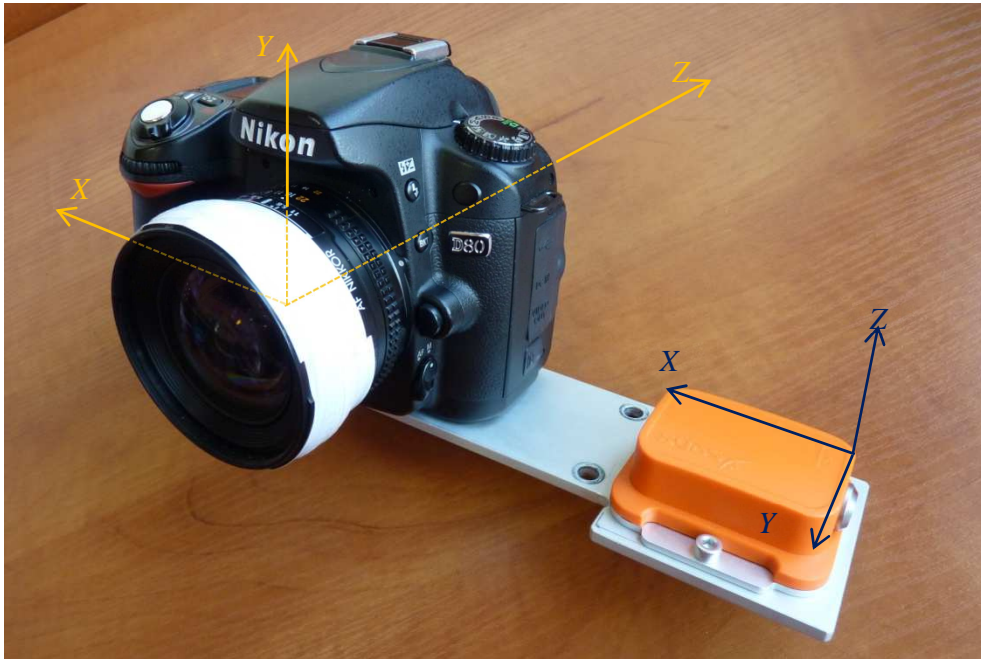
Wartość deklinacji magnetycznej może być odczytana z modelu numerycznego, jednak trzeba mieć na uwadze wszystkie zastrzeżenia związane ze zmiennością pola magnetycznego, wymienione w rozdziale 3.3.1. W trakcie prowadzonych prac wykorzystywany był model EMM 2010 (www: EMM 2010) amerykańskiej agencji NOAA (ang. *National Oceanic and Atmospheric Administration*). Wartość deklinacji odczytana z modelu EMM 2010 wynosi dla wykorzystywanych w trakcie badań pól testowych (Rys. 21) 4.29° . Przyjęto, że wartość zbieżności południków w odwzorowaniu dla obszaru prowadzonych badań wynosi -0.936° . Wartości deklinacji magnetycznej oraz zbieżności południków w odwzorowaniu zależą od położenia środka rzutu zdjęcia. Zmiany tych wartości w obrębie małych sieci fotogrametrycznych są jednak o kilka rzędów wielkości mniejsze od błędu pomiaru kąta *yaw*, deklarowanego w specyfikacji jednostki MTi, który wynosi 1° . Dla wszystkich badanych sieci przyjęto jednakowe wartości kątów δ i γ .

Poprawiona wartość kąta *yaw* oraz wyznaczone przez jednostkę AHRS wartości kątów *pitch* i *roll* mogą posłużyć do obliczenia współczynników macierzy obrotu układu jednostki AHRS w układzie odniesienia wg formuły (1.13). Aby wyznaczyć macierz obrotu przestrzennego układu tłowego w układzie odniesienia należy skorzystać z równania (3.5). Jak widać na rysunku 11 układ jednostki AHRS obrócony jest względem układu aparatu o kąt około 90° . Obrót ma miejsce wokół osi X. Macierz konstrukcyjna \mathbf{K} wygląda następująco:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

Występująca w równaniu (3.5) macierz \mathbf{B} , wyrażająca pozostałe, niewielkie składowe obroty, może być w procesie kalibracji systemu wyznaczona jako macierz małych kątów. Obliczona według formuły (3.5) macierz obrotu dla układu aparatu może posłużyć za podstawę obliczenia parametrów, które w procesie wyrównania będą traktowane jako przybliżenia lub jako wielkości

obserwowane. W ramach prowadzonych badań korzystano z parametryzacji opartej na kątach Eulera α , ν , κ (Rozdz. 2.2.2).

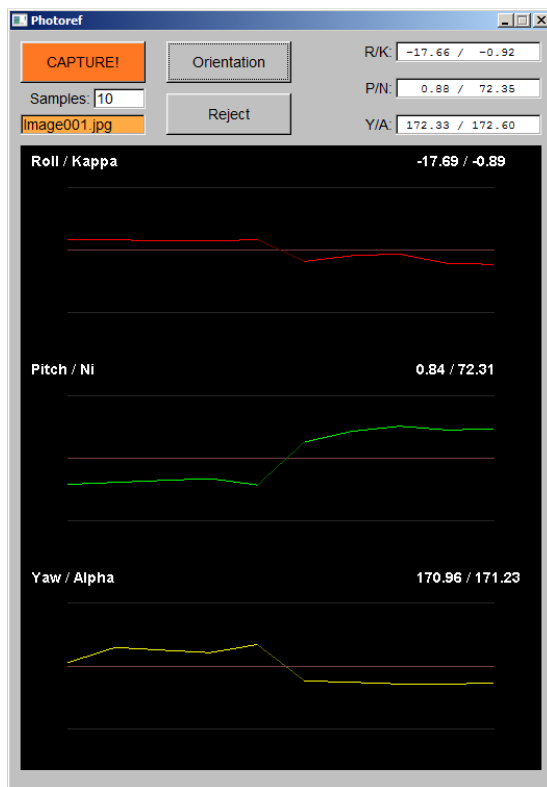


Rys. 11 Przestrzenny układ tłowy aparatu (układ systemu), oraz układ jednostki inercyjnej

5.5 Obsługa systemu

Obsługa pracy systemu realizowana jest za pomocą autorskiego programu Photoref. Program ten służy do wyzwalania migawki aparatu oraz czytania wartości kątów *yaw*, *pitch* i *roll* wyznaczanych przez jednostkę AHRS. Program przelicza wartości kątów *yaw*, *pitch* i *roll* na kąty α , ν , κ z uwzględnieniem deklinacji magnetycznej i zbieżności południków. Przed uruchomieniem aplikacji należy podłączyć aparat oraz jednostkę MTi do portów USB laptopa. Po uruchomieniu program pyta o rodzaj scenariusza (Tabela 4) oraz o wartości deklinacji magnetycznej i zbieżności południków. Następnie pojawia się okno programu (Rys. 12). Przycisk „Orientation” umożliwia wyświetlenie aktualnych wartości kątów *yaw*, *pitch*, *roll* oraz α , ν , κ odpowiednio w polach „R/K:”, „P/N:” i „Y/A:”. Przycisk „CAPTURE!” służy do zapisu wartości kątów *yaw*, *pitch*, *roll* oraz α , ν , κ , a także do wykonania zdjęcia. Po wciśnięciu przycisku program odczytuje kilka razy wartości kątów *yaw*, *pitch*, *roll* z pamięci jednostki AHRS, przelicza je na kąty α , ν , κ oraz pozyskuje zdjęcie. Kąty odczytywane są w taki sposób, że połowa z ilości próbek zdefiniowanej w polu „Samples:” odczytywana jest przed pozyskaniem zdjęcia, a druga połowa po jego wykonaniu. Po wykonaniu zdjęcia obraz wyświetlany jest na ekranie komputera. W tym czasie okno aplikacji pozostaje nieaktywne. Wyświetlenie obrazu umożliwia jego ocenę pod kątem prawidłowego naświetlenia czy też kadrowania. Po naciśnięciu klawisza „Enter” okno obrazu jest zamykane, a okno główne aplikacji znów staje się aktywne. Nazwa pliku ostatnio pozyskanego obrazu wyświetlana jest w polu znajdującym się pod polem „Samples:”. Program wyświetla zarejestrowane wartości kątów *yaw*, *pitch*, *roll* w formie wykresów. Wykresy rejestrowanych wartości kątów *roll* rysowane są w kolorze czerwonym, kątów *pitch* w kolorze zielonym a kątów *yaw* w kolorze żółtym. Wykresy rysowane są w ten sposób, że linia łącząca próbki pozyskane tuż przed i tuż po wykonaniu zdjęcia jest cieńsza niż linia dla pozostałych

części wykresów. Zazwyczaj dla tego odcinka obserwuje się największą zmianę wartości rejestrowanych kątów, gdyż czas potrzebny na pozyskanie zdjęcia może trwać około 1 s.



Rys. 12 Okno aplikacji Photoref do obsługi pracy systemu

Po zarejestrowaniu wartości wszystkich próbek kątów, liczone są ich wartości średnie. Liczona jest średnia ważona, przy czym próbki zarejestrowane tuż przed i tuż po wykonaniu zdjęcia uzyskują największe wagi. Średnie wartości kątów *roll*, *pitch*, *yaw* oraz α , ν , κ wypisywane są w prawym górnym rogu obszaru każdego z trzech wykresów. Na wykresach rysowane są też fioletowe linie poziome, przebiegające na poziomie obliczonych wartości średnich. Dla każdego wykresu dodawane są też co najmniej dwie linie poziome odpowiadające wartościom o 0.05° większym i o 0.05° mniejszym niż obliczone średnie wartości kątów *roll*, *pitch*, *yaw*. W razie, gdy obserwowane są duże wahania wartości kątów (np. zdjęcie poruszone) dodawana jest większa ilość tych linii, także w interwale 0.05° . Jeżeli na wykresach obserwowane są duże wahania, np. różnice pomiędzy najmniejszą i największą zarejestrowaną wartością jednego z kątów przekraczają 0.1° , oznacza to, że w momencie pozyskiwania danych system nie był ustawiony wystarczająco stabilnie. W takiej sytuacji ostatnio pozyskane dane mogą zostać usunięte za pomocą przycisku „Reject”. Przycisku „Reject” można użyć także wtedy gdy zdjęcie zostało nieprawidłowo skadrowane (np. nie zachowano pokrycia).

Po naciśnięciu przycisku „Capture:” wartości kątów *roll*, *pitch*, *yaw* zapisywane są w pliku pomiar_imu.txt natomiast wartości kątów α , ν , κ zapisywane są w pliku pomiar_pho_a.txt. Przykładowe fragmenty tych plików pokazano na rysunku 13. Oprócz wartości kątów, w plikach zapisywana jest nazwa pozyskanego obrazu oraz data i czas jego wykonania. Wartości kątów α , ν , κ zapisywane są z uwzględnieniem obrotu układu jednostki o kąt 90° . Nie jest natomiast uwzględniana kalibracyjna macierz obrotu \mathbf{B} (*boresight matrix*).

pomiar_pho_a.txt - Notatnik								pomiar_imu.txt - Notatnik							
Plik	Edycja	Format	Widok	Pomoc				Plik	Edycja	Format	Widok	Pomoc			
Image001.jpg	10/18/10	16:04:33	357.890	90.263	0.678			Image001.jpg	10/18/10	16:04:33	0.263	-0.678	-2.113		
Image002.jpg	10/18/10	16:04:46	0.917	90.266	0.522			Image002.jpg	10/18/10	16:04:46	0.266	-0.522	0.914		
Image003.jpg	10/18/10	16:09:41	7.111	79.013	1.187			Image003.jpg	10/18/10	16:09:41	-10.989	-1.165	7.337		
Image004.jpg	10/18/10	16:14:36	6.693	79.047	1.167			Image004.jpg	10/18/10	16:14:36	-10.955	-1.146	6.915		
Image005.jpg	10/18/10	16:15:23	6.635	78.985	1.245			Image005.jpg	10/18/10	16:15:23	-11.018	-1.222	6.873		
Image006.jpg	10/18/10	16:17:06	7.056	78.941	1.196			Image006.jpg	10/18/10	16:17:06	-11.061	-1.174	7.285		
Image007.jpg	10/18/10	16:17:52	6.441	79.031	1.134			Image007.jpg	10/18/10	16:17:52	-10.971	-1.113	6.657		
Image008.jpg	10/18/10	17:34:35	261.342	90.376	0.091			Image008.jpg	10/18/10	17:34:35	0.376	-0.090	-98.659		
Image009.jpg	10/18/10	17:36:00	239.219	90.454	-0.049			Image009.jpg	10/18/10	17:36:00	0.454	0.048	-120.781		
Image010.jpg	10/18/10	17:36:32	239.436	90.710	1.470			Image010.jpg	10/18/10	17:36:32	0.711	-1.470	-120.583		
Image011.jpg	10/18/10	17:36:57	265.585	91.382	0.232			Image011.jpg	10/18/10	17:36:57	1.382	-0.232	-94.421		
Image012.jpg	10/18/10	17:37:29	233.796	91.541	0.384			Image012.jpg	10/18/10	17:37:29	1.541	-0.384	-126.215		
Image013.jpg	10/18/10	17:37:54	277.516	92.995	-0.924			Image013.jpg	10/18/10	17:37:54	2.996	0.923	-82.436		
Image014.jpg	10/18/10	17:43:44	243.306	92.108	1.643			Image014.jpg	10/18/10	17:43:44	2.109	-1.642	-116.754		
Image015.jpg	10/18/10	17:44:06	253.165	90.157	-0.104			Image015.jpg	10/18/10	17:44:06	0.157	0.105	-106.834		
Image016.jpg	10/21/10	09:19:24	114.647	78.101	0.650			Image016.jpg	10/21/10	09:19:24	-11.900	-0.636	114.781		
Image017.jpg	10/21/10	09:19:43	114.497	78.060	0.634			Image017.jpg	10/21/10	09:19:43	-11.941	-0.621	114.629		
Image018.jpg	10/21/10	09:19:58	114.117	78.071	0.749			Image018.jpg	10/21/10	09:19:58	-11.930	-0.733	114.272		
Image019.jpg	10/21/10	09:20:31	113.482	78.006	0.706			Image019.jpg	10/21/10	09:20:31	-11.995	-0.691	113.629		
Image020.jpg	10/21/10	09:33:05	181.181	96.876	0.318			Image020.jpg	10/21/10	09:33:05	6.876	-0.315	-178.857		
Image021.jpg	10/22/10	14:17:23	289.489	89.566	-0.222			Image021.jpg	10/22/10	14:17:23	-0.434	0.222	-70.512		
Image022.jpg	10/22/10	14:23:22	255.902	88.422	-0.008			Image022.jpg	10/22/10	14:23:22	-1.578	0.002	-104.098		
Image023.jpg	10/22/10	14:24:06	254.091	90.923	-0.099			Image023.jpg	10/22/10	14:24:06	0.923	0.099	-105.907		
Image024.jpg	10/22/10	14:24:44	253.955	90.817	-0.378			Image024.jpg	10/22/10	14:24:44	0.817	0.378	-106.039		

Rys. 13 Fragmenty plików wynikowych programu Photoref. Po lewej plik z wartościami kątów α , v , κ a po prawej plik z wartościami kątów yaw , $pitch$, $roll$.

Program Photoref został napisany w języku C++ w środowisku Visual C++ 2008 Express Edition. Do pozyskiwania zdjęć wykorzystano bibliotekę SDK aparatu Nikon D80 (www: Nikon SDK). W celu odczytania wartości kątów wyznaczanych przez jednostkę AHRS wykorzystano bibliotekę SDK jednostki. Do wyświetlania obrazu oraz przeprowadzenia obliczeń macierzowych wykorzystano bibliotekę OpenCV (www: OpenCV). Rysowanie wykresów odbywa się z wykorzystaniem funkcji biblioteki OpenGL, natomiast okno programu i kontrolki oprogramowano korzystając z biblioteki FLTK (www: FLTK). Kod źródłowy programu znajduje się w załączniku 1.

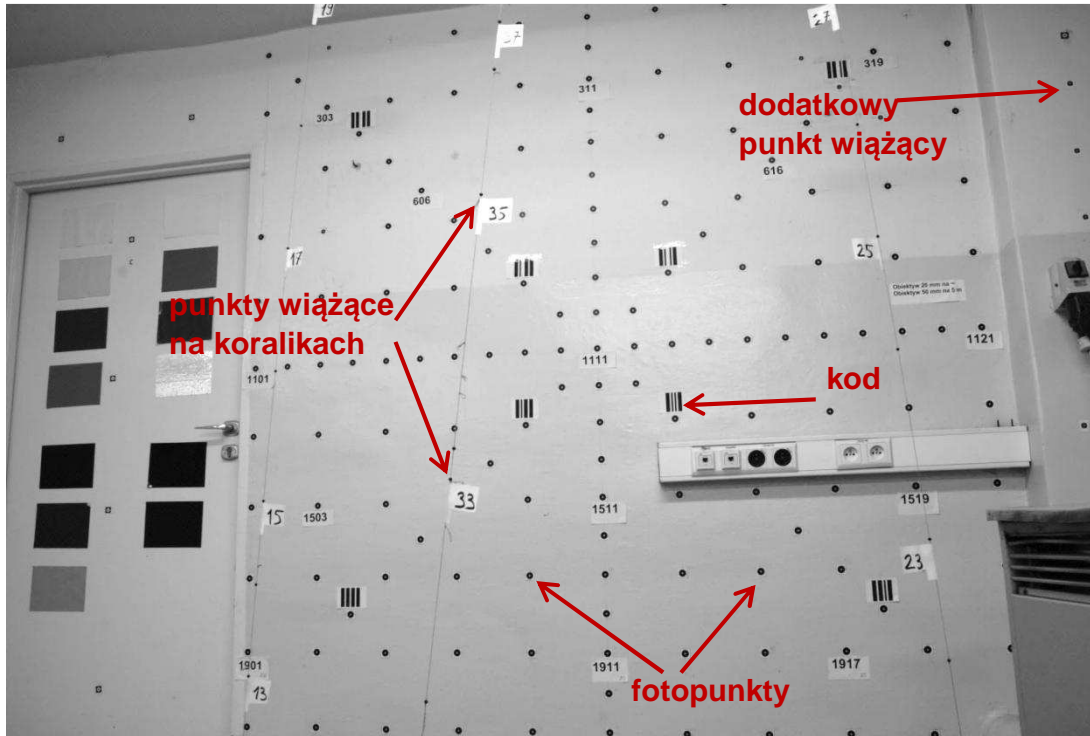
Program Photoref nie obsługuje rejestracji obserwacji GPS. Pomiary RTN zapisywane są w pamięci wymiennej odbiornika i następnie kojarzone z rekordami zapisanymi w pliku pomiar_pho_a.txt na podstawie kolejności rejestracji lub czasu. Podczas prac terenowych dla każdego zdjęcia rejestrowane są obserwacje GPS dla kilkunastu epok. W celu wykonania pomiaru GPS operator wciskając przycisk „CAPTURE!” uruchamia proces akwizycji danych z jednostki AHRS oraz pozyskuje obraz. Po zakończeniu rejestracji obserwacji GPS można przejść na kolejne stanowisko. Wykonanie jednego zdjęcia oraz pozyskanie obserwacji GPS i rejestracja wartości kątów zajmuje kilkanaście sekund.

5.6 Kalibracja

5.6.1 Kalibracja aparatu

Prace nad kalibracją systemu rozpoczęto do kalibracji sensora wizyjnego: lustrzanki cyfrowej Nikon D80 wraz z obiektywem stałogniskowym Nikon Nikkor AF 20 mm 1:2.8 D. Pierścien ogniskowania obiektywu ustawiono tak aby osiągnąć maksymalną ostrość dla obiektów znajdujących się w odległości ok 20 m (wykonano pomiar w trybie AF). Tryb *auto focus* został następnie wyłączony a pierścień ogniskowania został zaklejony. Kalibrację zestawu aparat – obiektyw wykonano dwukrotnie w terminach 18 XII 2010 oraz 15 IV 2011. Wykonano również kalibrację tego samego aparatu z innym egzemplarzem stałogniskowego obiektywu Nikon Nikkor AF 20 mm 1:2.8 D przy nastawieniu odległości ogniskowania na około 2 m. Kalibrację tę wykonano dnia 18 IV 2011 dla zdjęć pozyskanych na polu testowym „Kiosk” (Rozdz. 7.2, Rys. 24). Wszystkie zdjęcia do kalibracji pozyskano na polu testowym AGH (Rys. 14). Pole to składa się z 144 sygnalizowanych fotopunktów, których współrzędne terenowe (X , Y , Z) wyznaczono w drodze pomiaru geodezyjnego. Dodatkowo, przed polem testowym

zawieszane są sznurki z koralikami, które służą jako punkty wiążące. Pomiar współrzędnych obrazowych fotopunktów wykonywany jest automatycznie metodą ważonego środka ciężkości w programie Testfield Measurement Toolbox. W celu identyfikacji fotopunktów wykorzystywane są kody kreskowe (Kolecki 2007, Kolecki i Tokarczyk 2007). Obliczenie elementów orientacji wewnętrznej oraz współczynników dystorsji wykonano metodą samokalibracji. Do obliczeń wykorzystano autorski program Bundle Adjustment Toolbox. Błąd *a priori* pomiaru współrzędnej obrazowej przyjęto jako równy 0.5 piksela. Błąd pomiaru współrzędnej terenowej fotopunktu przyjęto jako równy 0.3 mm. Do opisu zniekształceń obrazu wystarczające okazały się dwa współczynniki wielomianu dystorsji radialnej (k_1 , k_2) Browna (Brown 1971). Skrócone wyniki obliczeń przedstawiono w tabeli 5. Pełne wyniki w postaci raportów dostępne są w załączniku 2.



Rys. 14 Pole testowe AGH. Zdjęcie wykonano podczas kalibracji aparatu Nikon D80 z obiektywem 20 mm dnia 18 IV 2011

data kalibracji	18 XII 2010	15 IV 2011	18 IV 2011
obiektyw	Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz A, ogniskowanie: ok. 20 m	Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz A, ogniskowanie: ok. 20 m	Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz B, ogniskowanie: ok. 2m
ilość zdjęć	8	11	7
elementy orientacji wewnętrznej oraz ich odchylenia standardowe	$ck = 3367.85 \pm 0.18$ [px] $x_0 = 21.21 \pm 0.11$ [px] $y_0 = -12.14 \pm 0.13$ [px]	$ck = 3367.70 \pm 0.16$ [px] $x_0 = 19.03 \pm 0.08$ [px] $y_0 = -9.62 \pm 0.08$ [px]	$ck = 3388.38 \pm 0.19$ [px] $x_0 = 7.75 \pm 0.08$ [px] $y_0 = -7.64 \pm 0.09$ [px]
współczynniki dystorsji oraz ich odchylenia standardowe	$k_1 = -1.0248e-008 \pm 1.6e-011$ $k_2 = 6.702e-016 \pm 3.2e-018$	$k_1 = -1.020e-008 \pm 1.3e-011$ $k_2 = 6.566e-016 \pm 2.6e-018$	$k_1 = -1.000e-008 \pm 1.5e-011$ $k_2 = 6.241e-016 \pm 3.1e-018$
średnie błędy kwadratowe dla współrzędnych obrazowych	$RMSE_x = 0.10$ [px] $RMSE_y = 0.11$ [px]	$RMSE_x = 0.11$ [px] $RMSE_y = 0.10$ [px]	$RMSE_x = 0.12$ [px] $RMSE_y = 0.08$ [px]
średnie błędy kwadratowe dla współrzędnych fotopunktów	$RMSE_X = 0.084$ [mm] $RMSE_Y = 0.110$ [mm] $RMSE_Z = 0.114$ [mm]	$RMSE_X = 0.143$ [mm] $RMSE_Y = 0.091$ [mm] $RMSE_Z = 0.135$ [mm]	$RMSE_X = 0.094$ [mm] $RMSE_Y = 0.089$ [mm] $RMSE_Z = 0.075$ [mm]

Tabela 5 Wyniki kalibracji aparatu cyfrowego Nikon D80 z obiektywami Nikon Nikorr 20 mm

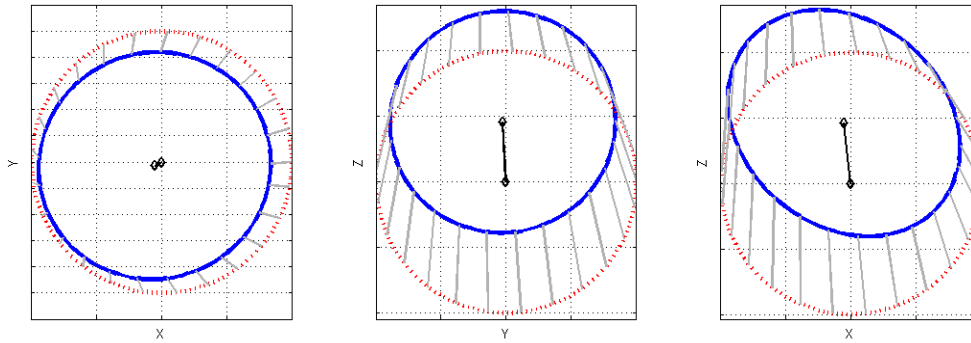
Wyniki wskazują na istotne różnice w położeniu punktu głównego dla obiektywu A obliczonym podczas dwóch kalibracji (18XII2011 i 15IV2012). Niestalość elementów orientacji wewnętrznej mogła być spowodowana odkręceniem obiektywu od korpusu aparatu w czasie pomiędzy wykonaniem obu prac. W celu osiągnięcia wyższej dokładności pomiarów wskazane byłoby każdorazowe kalibrowanie aparatu przed pracami terenowymi lub wykonywanie kalibracji w czasie pracy (O ile jest to możliwe.).

5.6.2 Kalibracja magnetometrów

Kalibracja kompasu elektronicznego (Rozdz. 3.3.2) systemu AHRS (MTi) musiała zostać wykonana ze względu na obecność obiektów ferromagnetycznych w obrębie platformy systemu mobilnego. Elementy najsilniej zmieniające wskazania magnetometru znajdują się w obudowie aparatu fotograficznego i w obiektywie. Natężenie prądu w przewodach jest natomiast zbyt niskie aby zakłócić pomiary magnetyczne. Kalibrację magnetometrów wykonano wykorzystując oprogramowanie producenta (Magnetic Field Mapper), stosując się do wskazań zawartych w dokumentacji technicznej (Xsens, 2009a). Kalibrację przeprowadzono w trybie „3D”.

W trakcie kalibracji starano się tak odtworzyć wzajemne położenie wszystkich komponentów systemu, by było ono zbliżone do tego jakie wystąpi w trakcie pomiarów terenowych. W tym celu aparat wraz z płytką ustalającą i jednostką AHRS zamontowano na tyczce anteny GPS. Do tyczki przykręcono antenę. Następnie przystąpiono do procedury kalibracji i rozpoczęto rejestrację odczytów magnetometrów. Całość konstrukcji obracano w taki sposób aby zarejestrować odczyty magnetometrów dla zróżnicowanych kątów obrotu jednostki. Zgodnie z zaleceniem producenta, konstrukcję obracano bardzo powoli. Po zakończeniu pomiaru program Magnetic Field Mapper obliczył parametry kalibracji, które zostały zapisane w pamięci jednostki MTi. Program określił dokładność pomiaru kąta yaw po procedurze kalibracyjnej na 0.7° . Rysunek 15 przedstawia

wydruk programu Magnetic Field Mapper, obrazujący stopień kompensowanych zakłóceń magnetycznych.



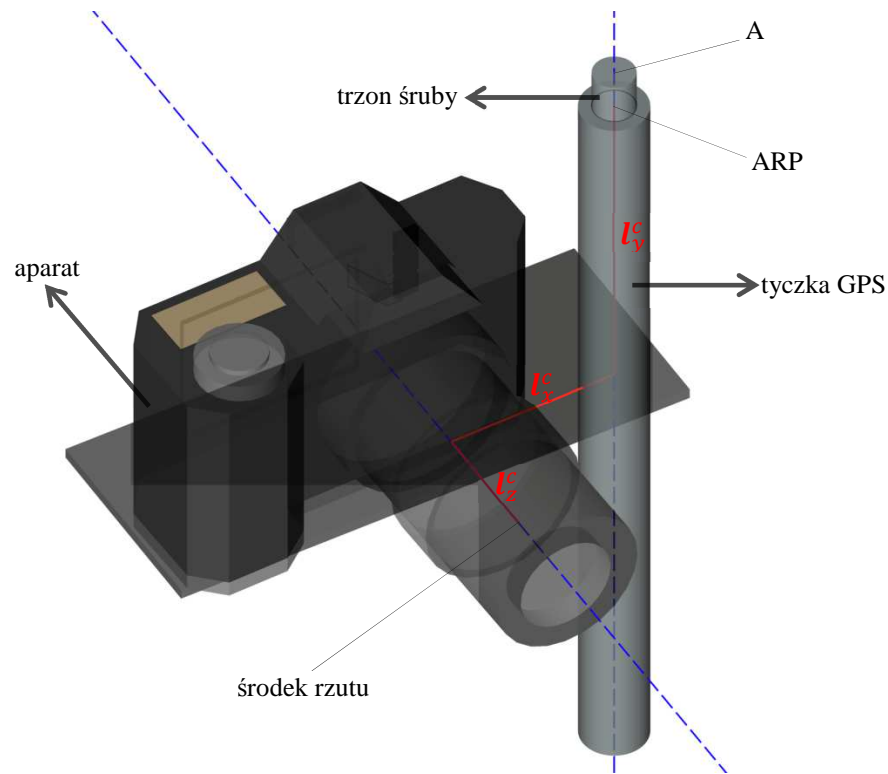
Rys. 15 Rezultaty kalibracji kompasu elektronicznego dla platformy systemu mobilnego – wydruk programu Magnetic Field Mapper. Kolorem niebieskim przedstawiono elipsy estymowane na podstawie wskazań magnetometrów podczas procedury kalibracji. Kolorem czerwonym przedstawiono krzywą docelową – okrąg.

5.6.3 Kalibracja prototypu systemu

Kalibracja prototypu systemu obejmowała wyznaczenia wektora \mathbf{l} : środek rzutu – punkt ARP (Rys. 16) (ang. *lever arm vector*) oraz wyznaczenie kalibracyjnej macierzy obrotu \mathbf{B} dla pomiarów kątowych (ang. *boresight matrix*). Współrzędne wektora \mathbf{l} wyznaczone w przestrzennym układzie tłowym aparatu. Zgodnie z równaniami (3.4) i (3.6) możemy oznaczyć wyznaczany wektor jako \mathbf{l}^c . Wyznaczenia wektora \mathbf{l}^c dokonano metodą pomiaru geodezyjno – fotogrametrycznego. Macierz \mathbf{B} wyznaczono w drodze realizacji algorytmu dwuetapowego według metody opisanej przez Bayouda (2006, strony 91 –95).

Wyznaczenie współrzędnych wektora \mathbf{l} dokonano w oparciu o pomiary wykonane na polu testowym AGH (Rys. 14). Prace wykonano jednocześnie dla wariantu systemu z anteną a także dla wariantu systemu z lustrem (Rys. 10c). Kolejne etapy prac przebiegały następująco:

- Wyznaczenie współrzędnych środka krzyża nitek lustra oraz środka górnej powierzchni trzonu śruby tyczki anteny GPS (punkt A, Rys. 16), w układzie pola testowego AGH, z jednoczesnym wykonaniem sześciu zdjęć (3 dla lustra + 3 dla anteny).
- Wyznaczenie elementów orientacji zewnętrznej zdjęć wykonywanych podczas pomiarów tachimetrycznych w drodze wyrównania sieci wiązek.
- Wyznaczenie współrzędnych wektora \mathbf{l}^c w układzie pola testowego AGH dla każdego zdjęcia, a następnie transformacja uzyskanych wartości do układu platformy systemu, czyli do przestrzennego układu tłowego aparatu.
- Obliczenie ostatecznych współrzędnych wektorów \mathbf{l}^c dla wariantu systemu z lustrem oraz z anteną GPS poprzez uśrednienie otrzymanych wyników.

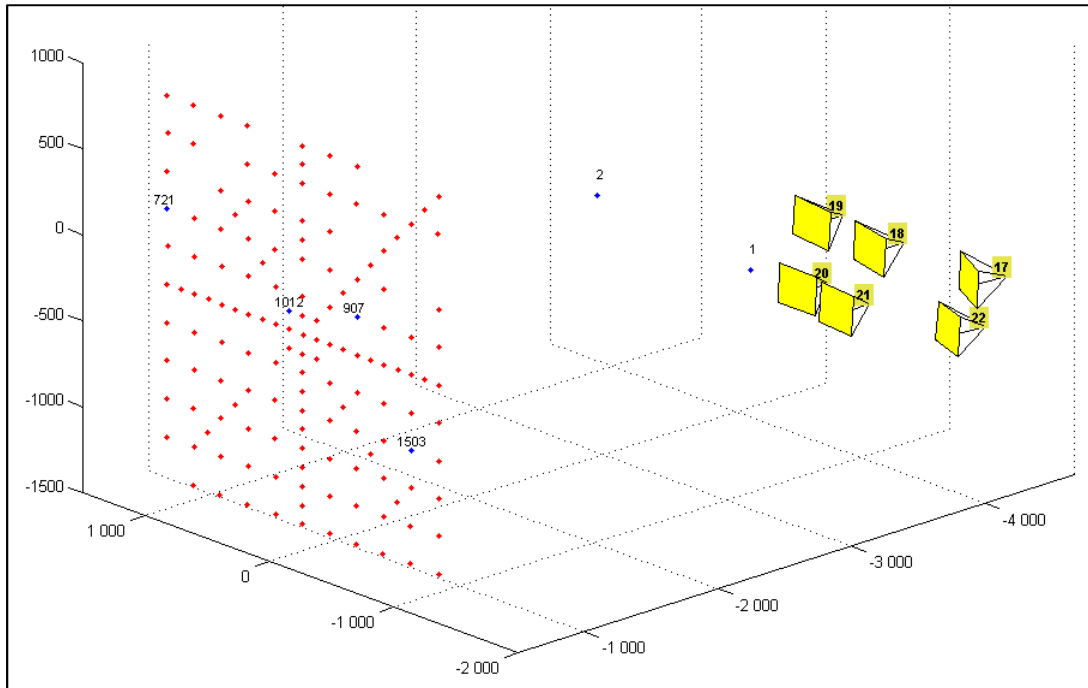


Rys. 16 Składowe wektora l^c dla systemu z anteną GPS (kolor czerwony).

Liniami przerywanymi oznaczono osie: obiektywu i tyczki GPS. A – środek górnej powierzchni trzonu śruby. ARP (ang. Antenna Reference Point): punkt odniesienia dla pomiarów GPS. Długość odcinka A-ARP wynosi 19 mm.

W ramach prowadzonych prac, przed polem testowym ustawiono dwa tachimetry precyzyjne (Leica TCA 2003 i Leica TCRP 1201) i wykonano pomiary kierunków poziomych i kątów zenitalnych do 4 punktów pola testowego. Pozwoliło to na wyznaczenie współrzędnych stanowisk metodą przestrzennego wcięcia wstecz, z submilimetrową dokładnością. Obliczenie współrzędnych płaskich przeprowadzono w drodze ścisłego wyrównania sieci geodezyjnej w programie C-GEO. Raport z obliczeń zawarto w załączniku 3. Następnie wykonano 3 zdjęcia z platformą zamontowaną na tyczce lustra oraz 3 zdjęcia z platformą zamontowaną na maszcie anteny GPS. Podczas wykonywania zdjęć dla wariantu prototypu systemu z lustrem dokonano pomiarów kierunków poziomych i kątów zenitalnych z obu stanowisk tachimetru, celując na krzyż nitek lustra. Dla wariantu systemu z anteną GPS celowano na punkt znajdujący się w centrum górnej powierzchni trzonu śruby tyczki (Rys. 16, punkt A). Punkt ten znajduje się w odległości 19 mm od punktu ARP, do którego odnoszone są pomiary współrzędnych wykonywane metodą RTN. Punkt ARP znajduje się w centrum dolnej powierzchni trzonu śruby i jest niewidoczny (Rys. 16).

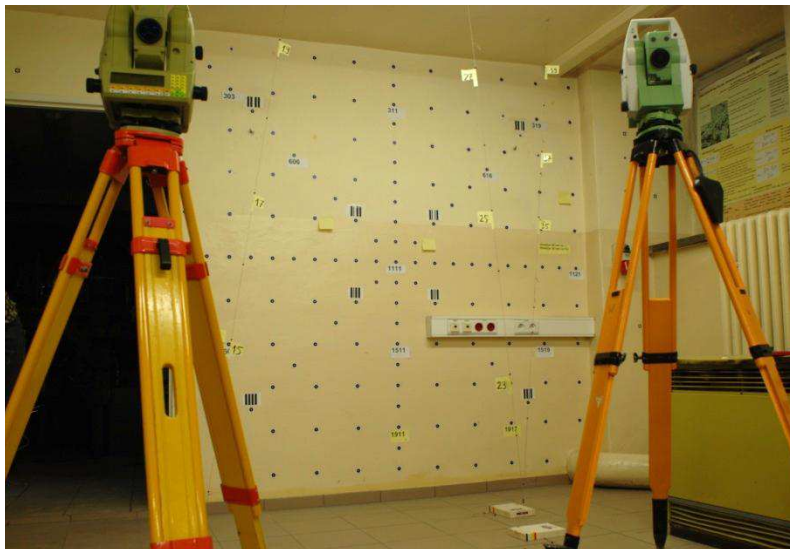
Usytuowanie stanowisk tachimetru, punktów pola testowego, a także środków rzutu zdjęć przedstawia rysunek (Rys. 17). Przykładowe zdjęcie wykonane w ramach kalibracji przedstawia rysunek 18. Wszystkie wykonane zdjęcia zamieszczono w załączniku 4.



Rys. 17 Wyznaczenie wektora l^c – szkic: 1 i 2 – stanowiska tachimetru, czerwonymi punktami oznaczono fotopunkty, 721, 1012, 907, 1503 – punkty wykorzystane do realizacji geodezyjnego wcięcia wstecz, zdjęcia 17 – 19 wykonano w ramach kalibracji systemu z lustrem, zdjęcia 20 – 22 wykonano w ramach kalibracji systemu z anteną GPS.

Układ współrzędnych jest układem pola testowego.

Nie pokazano punktów wiążących zlokalizowanych m.in. na koralikach zawieszonych przed polem testowym.



Rys. 18 Zdjęcie nr 22 (Rys. 17) wykonane podczas kalibracji systemu. Widoczne jest pole testowe oraz stanowiska tachimetrów.

Współrzędne punktów w układzie pola testowego otrzymane w drodze pomiaru tachymetrycznego zestawiono w tabeli 6. Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć 17 – 22 (Rys. 17), obliczone w drodze wyrównania sieci wiązek przedstawiono w tabeli 7. Podczas wyrównania wykorzystano elementy orientacji wewnętrznej oraz współczynniki dystorsji otrzymane w drodze kalibracji zestawu aparat – obiektyw z dnia 15IV2011 zamieszczone w tabeli 5. Do obliczeń wykorzystano automatycznie pomierzone za pomocą programu Testfield Measurement Toolbox (Kolecki, 2007) współrzędne obrazowe fotopunktów oraz współrzędne obrazowe punktów wiążących,

stabilizowanych za pomocą koralików zawieszonych na sznurkach przed płaszczyzną pola testowego. Raport z wyrównania sieci zdjęć zamieszczono w załączniku 5.

Ponieważ od chwili kalibracji aparatu do momentu przeprowadzenia kalibracji systemu miało około pół roku, elementy orientacji wewnętrznej aparatu mogły ulec zmianie. Dlatego przeprowadzono dodatkowe wyrównanie sieci zdjęć, tym razem wprowadzając do wyrównania stałą kamery, współrzędne środka rzutu i współczynniki dystorsji także jako wielkości obserwowane, pochodzące z kalibracji wykonanej dnia 15IV2011 (Tabela 5). Nie zdecydowano się na uwzględnienie elementów orientacji wewnętrznej jedynie jako parametrów gdyż geometria sieci zdjęć (Rys. 17) nie jest optymalna dla celów kalibracji aparatu. Ponadto fragmenty pola testowego były często przesłonięte przez statywy tachimetrów (Rys. 18). Inne ustawienie tachimetrów było niemożliwe ze względu na osłabienie geometrii geodezyjnego wcięcia wstecz oraz ograniczone możliwości ogniskowania lunety tachimetru dla bliskich odległości. Uzyskane w drodze wyrównania sieci wartości elementów orientacji zewnętrznej a także różnice względem poprzedniego wariantu wyrównania (Tabela 7) zamieszczono w tabeli (Tabela 8). Pełny raport z wyrównania z kalibracją kamery w czasie pracy zamieszczono w załączniku 6. Na podstawie zamieszczonych w tabelach wyników widać, że przyjęcie nieaktualnych wartości elementów orientacji wewnętrznej podczas wyrównania bez samokalibracji, wymuszało w wyniku procesu wyrównania zmianę wartości współrzędnych środków rzutu. Zmiana ta jest największa dla współrzędnej X_0 i zawsze przekracza wartość 1 mm, zbliżając się w przypadku kilku zdjęć do 2 mm. Jest to niewiele w porównaniu z dokładnością pomiaru GPS (spodziewane dokładności są o rząd wielkości gorsze), jednak w celu uzyskania możliwie najdokładniejszych wartości współrzędnych wektora I^c właśnie wartości elementów orientacji uzyskane podczas wyrównania sieci z samokalibracją przyjęto do dalszych obliczeń.

stanowisko aparatu	cel	X [mm]	Y [mm]	Z [mm]
17	krzyż nitek lustra	-1624.12	-4577.87	-155.19
18	krzyż nitek lustra	-850.12	-4545.14	-155.23
19	krzyż nitek lustra	-305.66	-4608.05	-154.99
20	punkt A (Rys. 16)	-265.08	-4530.94	-466.93
21	punkt A (Rys. 16)	-622.86	-4477.14	-472.95
22	punkt A (Rys. 16)	-1354.01	-4690.28	-473.48

Tabela 6 Współrzędne środka krzyża nitek oraz środka górnej powierzchni tulei gwintu (punkt A, Rys. 16) otrzymane w drodze pomiaru tachimetrycznego ze stanowisk 1 i 2 (Rys. 17).

zdjęcie	X_0 [mm]	Y_0 [mm]	Z_0 [mm]	α [°]	ν [°]	κ [°]
17	-1546.27	-4587.62	-440.80	-23.5759	91.3420	2.3618
18	-770.41	-4534.36	-440.71	-8.9918	91.4913	2.5047
19	-226.43	-4587.59	-440.10	-2.6465	91.5849	2.6152
20	-204.06	-4494.42	-816.49	-1.2311	93.5938	-0.7392
21	-598.27	-4439.03	-821.84	-6.7217	94.8711	-0.8255
22	-1284.14	-4666.78	-822.14	-19.2177	94.8107	-0.9275

Tabela 7 Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć 17 – 22 (Rys. 17) obliczone w drodze wyrównania sieci wiązek w programie Bundle Adjustment Toolbox.

zdjęcie	X ₀ [mm]	Y ₀ [mm]	Z ₀ [mm]	α [°]	ν [°]	κ [°]
17	-1547.61 -1.34	-4588.15 -0.53	-440.47 0.33	-23.5412 125"	91.3582 58"	2.3639 8"
18	-772.26 -1.85	-4535.19 -0.83	-440.31 0.40	-8.9680 86"	91.5057 52"	2.5064 6"
19	-228.48 -2.05	-4588.64 -1.05	-439.66 0.44	-2.6271 70"	91.5988 50"	2.6164 4"
20	-206.03 -1.97	-4495.53 -1.11	-815.94 0.55	-1.2128 66"	93.6082 52"	-0.7362 11"
21	-600.12 -1.85	-4439.94 -0.91	-821.32 0.52	-6.7004 77"	94.8856 52"	-0.8212 15"
22	-1285.70 -1.56	-4667.38 -0.60	-821.65 0.49	-19.1878 108"	94.8266 57"	-0.9224 18"

Tabela 8 Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć (Rys. 17) obliczone w drodze wyrównania sieci wiązek w programie Bundle Adjustment Toolbox. Podczas wyrównania elementy orientacji wewnętrznej oraz współczynniki dystorsji potraktowano jako wielkości obserwowane. Czerwoną czcionką wyróżniono różnice między wartościami elementów orientacji zewnętrznej zamieszczonymi w tej tabeli a wartościami z tabeli 7.

Kolejnym etapem prac było obliczenie współrzędnych wektorów l^c dla wariantu systemu z lustrem oraz wariantu systemu z anteną GPS. W pierwszej kolejności obliczono wartości współrzędnych wektorów l w układzie pola testowego a następnie dokonano ich transformacji do przestrzennego układu tłowego aparatu stosując przekształcenie:

$$\begin{aligned} l_{GPS(A)_i}^c &= R_i^T l_{GPS(A)}^{p.test} \\ l_{lustro_i}^c &= R_i^T l_{lustro}^{p.test} \end{aligned} \quad (4.1)$$

gdzie przyjęto oznaczenia:

$l_{GPS(A)_i}^c$ i $l_{lustro_i}^c$ – szukane wektory l^c dla wariantu systemu z anteną GPS oraz z lustrem dla i-tego zdjęcia,

$l_{GPS(A)}^{p.test}$ i $l_{lustro}^{p.test}$ – szukane wektory l wyrażone w układzie pola testowego,

R_i – macierz obrotu i-tego zdjęcia.

Oznaczenie (A) wskazuje, że wektor l dla systemu z anteną GPS obliczany jest jeszcze dla góry tyczki (punkt A, Rys. 16) a nie dla punktu ARP (Rys. 16), do którego odnoszone są pomiary GPS.

Wyniki obliczeń zawarto w tabeli 9.

wariant	zdjęcie (i)	współrzędne w układzie pola testowego [mm]			współrzędne w układzie aparatu [mm]		
		$x_{lp.test}$	$y_{lp.test}$	$z_{lp.test}$	x_{lc}	y_{lc}	z_{lc}
z lustrem	17	-76.5	10.3	285.3	-62.4	288.5	14.4
	18	-77.9	-10.0	285.1	-62.8	288.6	14.4
	19	-77.2	-19.4	284.7	-63.1	288.4	15.0
z anteną GPS	20	-59.1	-35.4	349.0	-62.8	349.8	14.6
	21	-22.7	-37.2	348.4	-63.0	350.0	14.4
	22	-68.3	-22.9	348.2	-62.6	349.7	14.6

Tabela 9 Współrzędne wektorów $l_{GPS(A)_i}^c$ oraz $l_{lustro_i}^c$ wyrażone w układzie pola testowego oraz w przestrzennym układzie tłowym aparatu

Uśredniając wyniki zawarte w tabeli 9 a także uwzględniając przesunięcie (19 mm) pomiędzy mierzonym punktem A, a punktem ARP (Rys. 16), otrzymano końcowe wartości współrzędnych wektorów l_{GPS}^c i l_{lustro}^c :

$$\mathbf{l}_{GPS}^c = \begin{bmatrix} -62.8 \\ 330.8 \\ 14.5 \end{bmatrix} [\text{mm}] \quad \mathbf{l}_{lustra}^c = \begin{bmatrix} -62.8 \\ 288.5 \\ 14.6 \end{bmatrix} [\text{mm}]$$

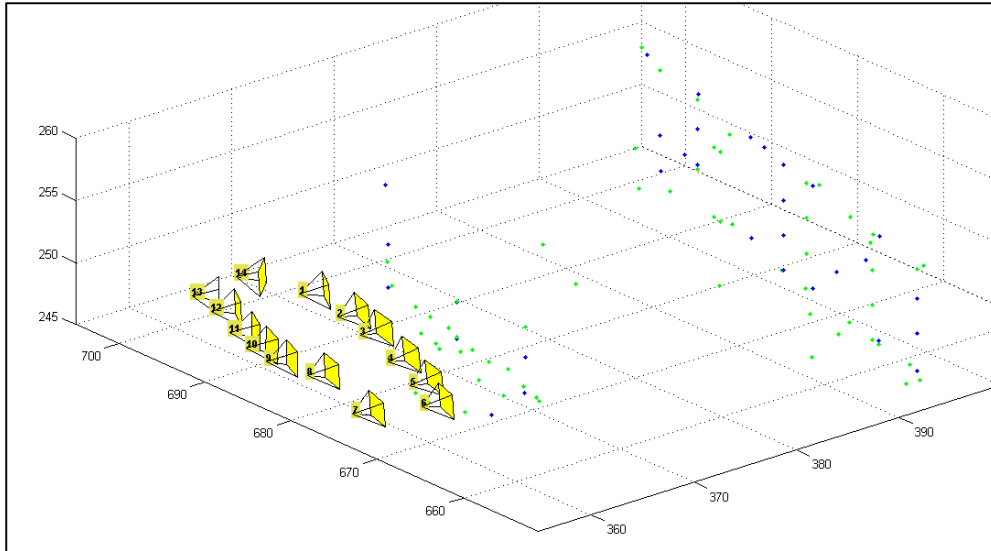
Patrząc na wyniki zawarte w tabeli 9 widać, że wartości współrzędnych wektorów $\mathbf{l}_{GPS(A)}^c$ i \mathbf{l}_{lustra}^c nie odbiegają od średniej o więcej niż 0.4 mm. Uzyskane różnice wynikają z błędności wyznaczonych współrzędnych zawartych w tabelach 6 i 8. Błędy wyznaczenia współrzędnych środków rzutu według raportu zawartego w załączniku 6 są na poziomie 0.2 – 0.4 mm, a błędy wyznaczenia współrzędnych stanowisk tachimetru (załącznik 3), nie uwzględniając błędów współrzędnych punktów nawiazania (0.3 mm), wynoszą 0.1 – 0.4 mm. Współrzędne zawarte w tabeli 6 powinny mieć dokładność nie gorszą niż 1 mm. Należy też zauważyć, że współrzędne x oraz z wektorów \mathbf{l}_{GPS}^c i \mathbf{l}_{lustra}^c są niemal identyczne. Związane jest to z położeniem punktu ARP (Rys. 16) oraz środka krzyża nitek lustra, które leżą na osi tyczek, przy czym osie obu tyczek leżą w tej samej odległości od środków rzutu i są w przybliżeniu równoległe do osi y przestrzennego układu tłowego aparatu.

Dokonano także próby bezpośredniego pomiaru współrzędnych wektora \mathbf{l}_{GPS}^c za pomocą ruletki. Wynik oraz jego szacunkowa dokładność wygląda następująco:

$$\mathbf{l}_{GPS}^{c,pom.} = \begin{bmatrix} -65 \\ 325 \\ 0 \end{bmatrix} \pm \begin{bmatrix} 5 \\ 10 \\ 5 \end{bmatrix} [mm]$$

Pomierzone współrzędne x oraz y można uznać za zgodne z wyznaczonymi, natomiast współrzędna z wyraźnie się różni. Dzieje się tak dlatego, że matematyczne położenie płaszczyzny tłowej zdjęcia nie jest tożsame z fizycznym położeniem matrycy CCD, identyfikowanym przez symbol „Ø” umieszczony na korpusie aparatu, względem którego wykonywany był pomiar ruletką. Matematyczny środek rzutu nie leży zatem w odległości stałej kamery (ok 20 mm) od płaszczyzny oznaczonej symbolem „Ø”.

Dalsza część prac zmierzała do wyznaczenia macierzy kalibracyjnej \mathbf{B} (równanie (3.5)). W tym celu wykorzystano metodę dwuetapową, bazującą na rozwiązaniu zamieszczonym przez Bayouda (2006, strony 91 – 95). Przyjęto, że macierz \mathbf{B} może zostać wyznaczona jako macierz małych obrotów. Dodatkowo wyznaczono po raz kolejny wektor \mathbf{l}_{GPS}^c . Aby uzyskać referencyjne elementy orientacji zewnętrznej przeprowadzono wyrównanie sieci zdjęć na polu testowym „Arkadia” (Rozdz. 7.2, Rys. 22, zdjęcia w załączniku 11). Wybrana została zatem sieć zrealizowana na polu testowym uzbrojonym w dużą ilość przestrzennie rozmieszczonych fotopunktów, co powinno mieć pozytywny wpływ na dokładność przeprowadzonej kalibracji. W ramach sieci zostały obliczone także elementy orientacji wewnętrznej i współczynniki dystorsji. Podczas wyrównania jako przybliżenia wykorzystano elementy orientacji wewnętrznej oraz współczynniki dystorsji otrzymane w drodze kalibracji zestawu aparat-objektów dnia 15IV2011, zamieszczone w tabeli (Tabela 5). Układ sieci zdjęć oraz rozmieszczenie punktów pokazano na rysunku 19. Wartości pomierzonych za pomocą jednostki AHRS kątów oraz wyznaczonych za pomocą GPS współrzędnych anteny zamieszczono w tabeli 10. Wartości elementów orientacji zewnętrznej znajdują się w raporcie z wyrównania sieci zdjęć (załącznik 7).



Rys. 19 Układ zdjęć oraz rozmieszczenie fotopunktów (kolor niebieski) i punktów wiążących (kolor zielony) dla sieci zdjęć wykonalnych w celu obliczenia macierzy kalibracyjnej \mathbf{B} dla jednostki AHRS oraz wektora \mathbf{l}_{GPS}^c dla anteny GPS.

nr zdjęcia	X [m]	Y [m]	Z [m]	α [°]	ν [°]	κ [°]
1	368.785	695.721	247.035	240.951	94.52	-1.114
2	367.800	690.131	247.187	251.986	96.735	-0.678
3	366.496	685.931	247.340	259.687	96.351	-1.023
4	364.777	680.714	247.282	259.537	96.308	0.294
5	362.928	675.894	247.344	257.497	97.452	-0.052
6	360.921	672.164	247.337	254.975	94.222	0.393
7	355.305	673.489	247.762	255.841	94.085	-0.357
8	355.686	679.190	248.995	255.920	91.367	0.748
9	354.872	682.926	249.186	249.214	90.976	0.354
10	355.651	686.160	249.092	249.463	88.542	-0.189
11	356.951	689.669	248.905	243.906	89.362	0.809
12	358.809	694.018	248.763	241.110	93.715	-0.433
13	361.655	699.642	247.518	231.141	91.266	0.491
14	367.528	701.558	246.979	220.010	93.682	-1.866

Tabela 10 Wyznaczone za pomocą GPS współrzędne oraz pomierzone za pomocą jednostki AHRS wartości kątów

Elementy kalibracji systemu (macierz \mathbf{B} i wektor \mathbf{l}_{GPS}^c) obliczono rozwiązując układy zbudowane z równań (3.2) i (3.7). Wyznaczając macierz \mathbf{B} rozwiązano układ 126 (14 zdjęć \times 9) równań. W celu wyznaczenia współrzędnych wektora \mathbf{l}_{GPS}^c rozwiązano układ 42 (14 zdjęć \times 3) równań. Dokonano ortogonalizacji obliczonej macierzy małych obrotów \mathbf{B} . Obliczenia przeprowadzono za pomocą skryptu `borlev.m` należącego do autorskiego oprogramowania Bundle Adjustment Toolbox for Matlab. Raport z obliczeń znajduje się w załącznik 8. W wyniku obliczeń uzyskano następujące wartości:

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} 0.999771 & -0.001305 & -0.021341 \\ 0.001398 & 0.999989 & 0.004346 \\ 0.021335 & -0.004375 & 0.999763 \end{bmatrix} \quad \mathbf{l}_{GPS}^{c, kalib.} = \begin{bmatrix} -63.4 \\ 314.3 \\ 15.7 \end{bmatrix} \pm \begin{bmatrix} 2.9 \\ 2.9 \\ 2.9 \end{bmatrix} [mm]$$

Kąty obrotu w systemie ω, φ, κ wyliczone z macierzy \mathbf{B} mają następujące wartości:

$$\begin{bmatrix} \omega \\ \varphi \\ \kappa \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0.2491 \\ 358.7771 \\ 0.0748 \end{bmatrix} \pm \begin{bmatrix} 0.0451 \\ 0.0451 \\ 0.0451 \end{bmatrix} [^\circ]$$

Różnice między współrzędnymi wektora \mathbf{l}_{GPS}^c wyznaczonymi metodą fotogrametryczno – geodezyjną na polu testowym AGH a wartościami wyznaczonymi w drodze rozwiązania układu zbudowanego z równań typu (3.7) mają następujące wartości:

$$\mathbf{l}_{GPS}^c - \mathbf{l}_{GPS}^{c,kalib.} = \begin{bmatrix} 0.6 \\ 16.5 \\ -1.1 \end{bmatrix} [mm]$$

Powyższe różnice wartości współrzędnych wektora \mathbf{l} (*lever arm*) są znacznie mniejsze niż dokładność pomiaru współrzędnych z wykorzystaniem technologii GPS RTN. Można to tłumaczyć faktem, że wektor $\mathbf{l}_{GPS}^{c,kalib.}$ wyznaczany jest w istocie poprzez uśrednienie 14 wektorów obliczonych dla każdego zdjęcia oddzielnie. Prowadzi to do zmniejszenia wpływu przypadkowych błędów pomiaru GPS na ostateczny wynik. Większą różnicę dla współrzędnej Y można wiązać ze słabszą dokładnością pomiaru GPS dla współrzędnej Z .

Sprawdzono także jak bardzo elementy orientacji zewnętrznej zdjęć wyznaczone za pomocą równań (3.5) i (3.6) z wykorzystaniem wyznaczonej macierzy \mathbf{B} i wektora $\mathbf{l}_{GPS}^{c,kalib.}$ różnią się od wartości referencyjnych uzyskanych w drodze wyrównania sieci zdjęć. Różnice zestawiono w tabeli 11. Wartości przeciętne bezwzględnych wartości różnic są następujące:

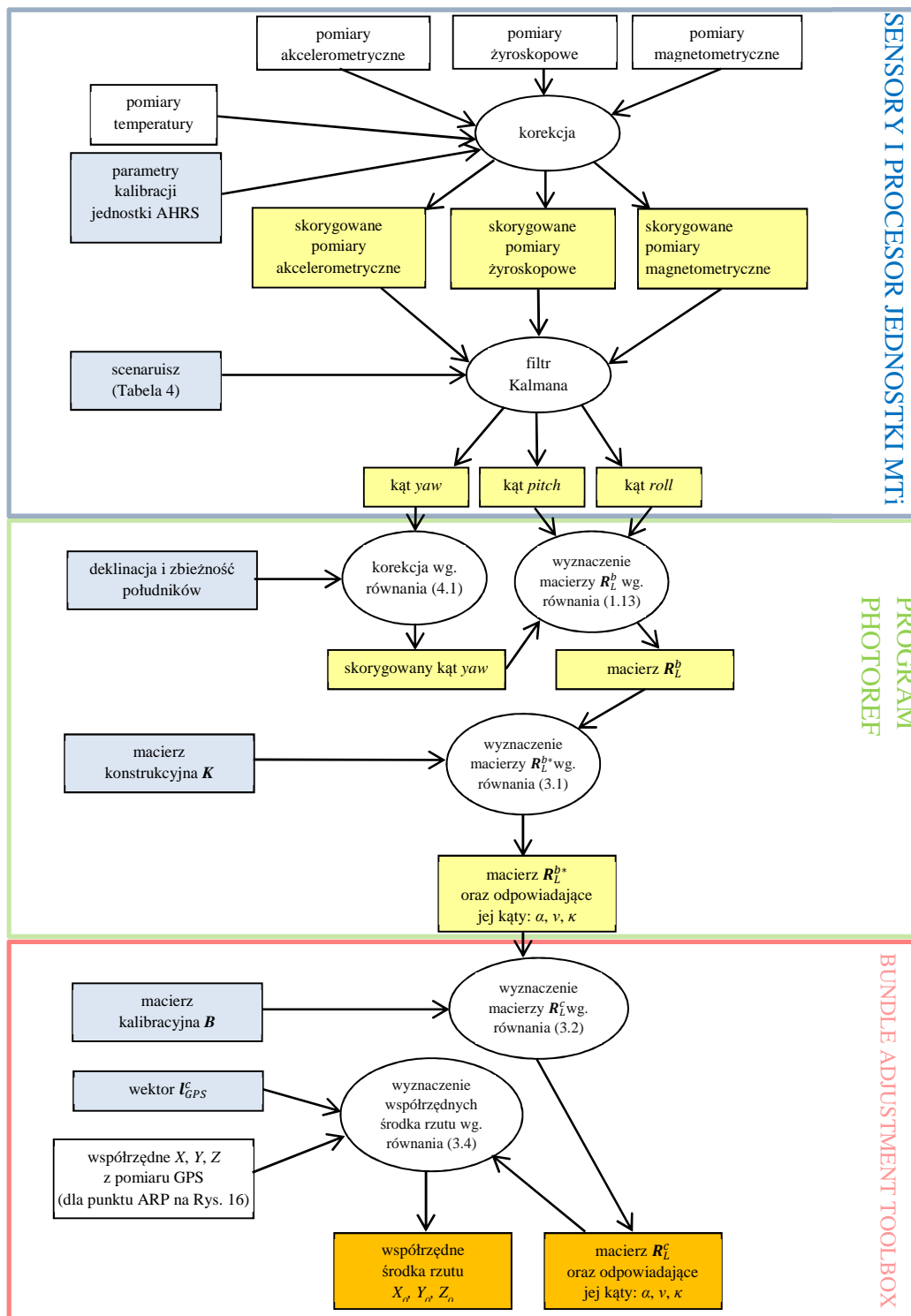
$$\begin{bmatrix} \Delta X_{sr} \\ \Delta Y_{sr} \\ \Delta Z_{sr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10 \\ 9 \\ 7 \end{bmatrix} [mm] \quad \begin{bmatrix} \Delta \alpha_{sr} \\ \Delta \nu_{sr} \\ \Delta \kappa_{sr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.395 \\ 0.065 \\ 0.157 \end{bmatrix} [^\circ]$$

Większe przeciętne wartości różnic dla kąta α można wiązać z gorszą niż w dla kątów *roll* i *pitch* dokładnością pomiaru kąta *yaw*. Dokładność wyznaczenia kąta α jest silnie powiązana najbardziej z dokładnością wyznaczenia kąta *yaw*.

nr zdjęcia	ΔX [m]	ΔY [m]	ΔZ [m]	$\Delta \alpha$ [°]	$\Delta \nu$ [°]	$\Delta \kappa$ [°]
1	0.012	-0.024	0.014	0.220	0.074	0.126
2	0.004	-0.003	-0.010	0.448	-0.081	0.333
3	0.008	0.008	0.008	-0.059	-0.008	0.231
4	0.010	-0.001	-0.002	-0.477	-0.126	0.084
5	0.005	-0.001	-0.012	0.210	-0.066	0.157
6	-0.007	0.002	-0.008	-0.815	0.082	0.082
7	-0.007	-0.014	0.001	-0.894	-0.017	-0.168
8	-0.011	0.002	-0.001	-0.498	-0.052	-0.289
9	-0.015	0.011	0.000	0.034	0.011	-0.046
10	-0.012	0.004	0.002	0.373	0.037	-0.121
11	-0.007	-0.016	0.009	0.407	-0.096	-0.254
12	-0.006	-0.008	0.019	0.182	0.023	-0.082
13	0.013	0.018	-0.008	0.355	0.098	-0.169
14	0.021	0.010	-0.008	0.564	0.137	0.061
bł. śr. kwadratowy	0.011	0.011	0.009	0.464	0.076	0.179

Tabela 11 Różnice pomiędzy referencyjnymi wartościami elementów orientacji zewnętrznej a wartościami elementów orientacji obliczonymi na podstawie pomiarów kątów i pomiarów GPS z wykorzystaniem wyznaczonych parametrów kalibracji systemu.

5.7 Podsumowanie wyznaczanie obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej



Rys. 20 Schemat wyznaczania obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć

Rysunek 20 przedstawia schemat wyznaczania elementów orientacji zewnętrznej zdjęcia pozyskanego z wykorzystaniem prototypu systemu mobilnego. Pomiary, na podstawie których

wyznaczone są obserwowane elementy orientacji zewnętrznej znajdują się w białych, prostokątnych polach. Wielkości pośrednie zamieszczono w polach żółtych. W polach niebieskich zawarto wielkości pomocnicze, w tym parametry kalibracji systemu. Pola pomarańczowe zawierają wielkości końcowe. Schemat obrazuje algorytm wyznaczania elementów orientacji zewnętrznej zdjęcia na podstawie pomiarów inercyjnych, magnetycznych oraz GPS. Ostatnia część algorytmu realizowana jest już w programie Bundle Adjustment Toolbox, służącym do realizacji dalszego etapu integracji – wyrównania sieci zdjęć. Przedstawione na schemacie postępowanie dotyczy każdego ze zdjęć z osobna i zmierza do wyznaczenia jego elementów orientacji zewnętrznej. Na dalszym etapie integracji, polegającym na wyrównaniu sieci zdjęć, elementy orientacji traktowane są jako wielkości obserwowane. Dalsza integracja obserwacji wiąże się zatem z wykorzystaniem między innymi obserwacji fotogrametrycznych i dotyczy wszystkich zdjęć wykonanych w ramach jednej sieci fotogrametrycznej.

6 Koncepcja integracji obserwacji

Schemat zamieszczony na rysunku 20 przedstawia sposób wyznaczania elementów orientacji zewnętrznej zdjęć, jaki realizowany jest niezależnie dla każdego pozyskanego obrazu. Jak dotąd w celu wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej nie były wykorzystywane obserwacje fotogrametryczne. Ich uwzględnienie powinno przyczynić się do poprawy dokładności wyznaczanych elementów orientacji.

Opisany w tym rozdziale model funkcjonalny wyrównania sieci zdjęć został zaimplementowany w autorskim programie Bundle Adjustment Toolobx w języku MATLAB.

6.1 Założenia ogólne, model funkcjonalny

Integracja obserwacji w mobilnym systemie fotogrametrycznym oparta jest na algorytmie wyrównania sieci zdjęć metodą niezależnych wiązek. Należy określić, które z mierzonych wielkości będą w takim wyrównaniu traktowane jako obserwacje czyli, dla których wielkości utworzone zostaną równania obserwacyjne o ogólnej postaci (1.2).

Najliczniejszą grupę obserwacji stanowią pomiary fotogrametryczne, czyli współrzędne punktów na zdjęciu pomierzone w przyjętym układzie obrazu (Rozdz. 5.4). Punkty te mierzone są manualnie. Dla każdego punktu tworzone są równania obserwacyjne (1.9). Równania te dotyczą głównie punktów wiążących. W przypadku wykorzystania prostych wiążących, użyte będą równania obserwacyjne punktów należących do tych prostych, dane wzorami (1.19) (Rozdz. 2.2.4)

Kolejnymi wielkościami obserwowanymi, wyznaczonymi na podstawie pomiarów realizowanych przez sensory jednostki AHRS (żyroskopy, akcelerometry, magnetometry), będą kąty α , ν , κ (Rozdz. 2.2.2). Kąty te są wyliczane z macierzy obrotu układu aparatu, która obliczana jest w drodze mnożenia macierzy obrotu jednostki AHRS przez macierz konstrukcyjną (\mathbf{K}) i kalibracyjną (\mathbf{B}) zgodnie z równaniem (3.5). Przyjęcie parametryzacji macierzy obrotu opartej na sekwencji obrotów Eulera α , ν , κ i wyrażonej równaniem (1.12) pozwala osiągnąć dobre uwarunkowanie układu równań normalnych dla sieci zdjęć naziemnych (Wrobel i Klem 1984; Kraus 1997, strony 15 – 17) i na uniknięcie wystąpienia punktów osobliwych w przestrzeni parametrów. Wartości kątów zapisane w pliku wynikowym programu Photoref (pomiary_imu_a.txt) są skorygowane z tytułu obrotu układu jednostki o kąt 90° . Aby otrzymać obserwowane wielkości kątów α , ν , κ należy na podstawie wartości zapisanych w pliku pomiary_imu_a.txt utworzyć macierz obrotu dla układu aparatu, dokonać mnożenia tej macierzy przez obliczoną w procesie kalibracji macierz \mathbf{B} , a następnie wyliczyć nowe wartości kątów α , ν , κ .

Obserwowane współrzędne środków rzutu X_0 , Y_0 , Z_0 otrzymywane są w drodze korekcji pomierzonych za pomocą GPS współrzędnych punktu ARP o wyznaczony w procesie kalibracji wektor \mathbf{l}_{GPS}^c . Ponieważ współrzędne tego wektora wyrażone są w układzie aparatu, w celu wprowadzenia korekcji wykorzystywane jest równanie (3.4).

Równania obserwacyjne dla elementów orientacji zewnętrznej dane są wzorami (1.15) i (1.16). W przypadku domniemanej niestabilności macierzy \mathbf{B} , równanie (1.16) może zostać zastąpione

równaniem (1.17). W celu wzmocnienia sieci, do układu równań mogą zostać dołączone równania obserwacyjne odległości pomiędzy punktami wiążącymi (1.23).

Model funkcjonalny wyrównania sieci zdjęć, integrującego obserwacje fotogrametryczne, inercyjne oraz GPS zbudowany jest zatem z następujących równań obserwacyjnych:

- równania kolinearności (1.9) (głównie dla punktów wiążących),
- równania kolinearności dla punktów na prostych wiążących (1.19),
- równania obserwacyjne współrzędnych środków rzutu (1.15),
- równania obserwacyjne kątowych elementów orientacji zewnętrznej (1.16) albo (1.17),
- równania obserwacyjne odległości pomiędzy punktami wiążącymi (1.23).

Model stochastyczny wyrażony jest równaniem (1.5). Wykorzystywana jest kwadratowa funkcja celu (1.6).

6.2 Ocena *a priori* dokładności obserwacji

Macierz kofaktorów dla wielkości obserwowanych tworzona jest na podstawie oszacowań błędów obserwacji, które otrzymujemy korzystając ze specyfikacji urządzeń pomiarowych. Dokładność pomiaru współrzędnych metodą RTN odbiornikiem Leica GX1230 GG według specyfikacji producenta wynosi dla współrzędnych X i Y 10 mm, a dla współrzędnej Z 20 mm. Stacja referencyjna „KRAW” sieci ASG znajduje w odległości nie większej niż 2 km od obiektów testowych. Obiekty testowe znajdowały się w pobliżu budynków, dlatego błędy pomiaru współrzędnych środków rzutu mogły być nieco większe z uwagi na gorszą widoczność satelitów (wyższa wartość GDOP). Ich wartości przyjmowano na poziomie 30 mm dla współrzędnych poziomych oraz 40 mm dla współrzędnej Z , lub 20 mm dla współrzędnych poziomych, oraz 30 mm dla współrzędnej Z .

W celu oszacowania *a priori* wartości błędów pomiaru kątów α , ν , κ można posłużyć się dokumentacją techniczną jednostki MTi. Zgodnie z nią dokładność pomiaru kątów *yaw* (ψ), *pitch* (θ) i *roll* (ϕ) dla zdjęć wykonywanych ze stabilnego stanowiska nie powinna być gorsza niż odpowiednio 1° , 0.5° i 0.5° . Ponieważ system przeznaczony jest do wykonywania zdjęć bliskich zdjęciom poziomym, dla uproszczenia analizy przyjmijmy następujące założenia:

$$\begin{aligned} \mathbf{B} &= \mathbf{I} \\ \theta &= \phi = 0 \end{aligned}$$

W takim przypadku przybliżona macierz obrotu dla aparatu obliczona zgodnie z równaniami (1.13) i (3.5) będzie wyglądała w następujący sposób:

$$\begin{aligned} \mathbf{R} &= \begin{bmatrix} \cos\psi & -\sin\psi & 0 \\ \sin\psi & \cos\psi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos\theta & 0 & \sin\theta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\theta & 0 & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos\phi & -\sin\phi \\ 0 & \sin\phi & \cos\phi \end{bmatrix} \mathbf{KB} = \\ &= \begin{bmatrix} \cos\psi & -\sin\psi & 0 \\ \sin\psi & \cos\psi & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\psi & 0 & \sin\psi \\ \sin\psi & 0 & -\cos\psi \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.1) \end{aligned}$$

Z drugiej strony tą samą macierz obrotu zgodnie z parametryzacją α , ν , κ , przy założeniu że wykonujemy zdjęcie poziome, czyli $\nu = 90^\circ$, $\kappa = 0^\circ$, można według równania (1.12) zapisać jako:

$$R = \begin{bmatrix} \cos\alpha & -\sin\alpha & 0 \\ \sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & 0 & \sin\alpha \\ \sin\alpha & 0 & -\cos\alpha \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Porównując równania (5.1) i (5.2) widzimy, że dla zdjęć poziomych

$$\alpha = \psi.$$

Błąd *a priori* obserwowanego kąta α może być ustalony jako równy błędowi kąta *yaw*, który podany jest w specyfikacji technicznej jednostki MTi. Z racji możliwości wystąpienia zmian kierunku i natężenia pola magnetycznego spowodowanej bliskością obiektów ferromagnetycznych (budynki, samochody), błąd obserwacji dla kąta α przyjmowany jest jako równy 2° . Błędy obserwacji kątów ν i κ przyjmowane są jako równe 0.5° , gdyż odpowiadają one błędom wyznaczenia kątów *pitch* i *roll*.

W przypadku zdjęć nie będących zdjęciami poziomymi, oszacowanie dokładności kątów α , ν i κ , lub kątów w innych parametryzacjach macierzy obrotu, należałoby dokonać wykorzystując prawo przenoszenia się błędów, bez uproszczeń stosowanych w powyższym wyprowadzeniu.

Analizując dokładność *a priori* obserwowanych współrzędnych środka rzutu należy mieć na uwadze, że są one obliczane zgodnie ze wzorem (3.4). Na ich dokładność ma wpływ także dokładność obserwowanych kątów α , ν , κ . Przyjmijmy następujące założenia dotyczące wartości oraz błędów obserwowanych kątów (przypadek zdjęcia poziomego):

$$\begin{aligned} \alpha &= 0^\circ \pm 2^\circ, \\ \nu &= 90^\circ \pm 0.5^\circ, \\ \kappa &= 0^\circ \pm 0.5^\circ. \end{aligned}$$

Obliczając pochodne cząstkowe macierzy obrotu po kątach α , ν , κ , dla założonych wartości otrzymujemy następujące macierze:

$$\frac{dR}{d\alpha} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \frac{dR}{d\nu} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \quad \frac{dR}{d\kappa} = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

Niech \mathbf{l}_{GPS}^L oznacza wektora \mathbf{l}_{GPS}^c , wyrażony we współrzędnych terenowego układu odniesienia PUWG „2000”). Wtedy:

$$\mathbf{l}_{GPS}^L = \mathbf{R}_L^c \mathbf{l}_{GPS}^c. \quad (5.4)$$

Korzystając ze wzorów (5.3) i (5.4) możemy obliczyć błędy wyznaczenia współrzędnych wektora \mathbf{l}_{GPS}^L :

$$\begin{aligned} m_x &= \sqrt{m_\alpha^2 z_{GPS}^c{}^2 + m_\kappa^2 y_{GPS}^c{}^2} = 2.9[mm] \\ m_y &= \sqrt{m_\alpha^2 x_{GPS}^c{}^2 + m_\nu^2 y_{GPS}^c{}^2} = 3.6[mm] \\ m_z &= \sqrt{m_\nu^2 z_{GPS}^c{}^2 + m_\kappa^2 x_{GPS}^c{}^2} = 0.6[mm] \end{aligned}$$

Na podstawie otrzymanych wartości błędów widać, że dokładność obserwowanej współrzędnej Z_0 środka rzutu nie ulega znaczącemu pogorszeniu z tytułu błędów pomiaru kątów. Błędy te wpływając mogą w pewnym stopniu na błędy obserwowanych współrzędnych X_0 oraz Y_0 środków rzutu. Wpływ ten jest rzędu 3 – 4 mm, czyli jest około 10 razy mniejszy niż dokładność pomiaru współrzędnych metodą RTN. Wpływ błędów pomiaru kątów na dokładność obserwowanych współrzędnych środka rzutu jest zatem zanedbywalnie mały. Postępując jednak zgodnie z niżej nakreślonym algorytmem można go praktycznie całkowicie wyeliminować.

- Obliczyć obserwowane współrzędne środków rzutu zgodnie ze wzorem (3.4).
- Wyrównać sieć korzystając z obliczonych obserwowanych współrzędnych środków rzutu.
- Przyjąć, że $\mathbf{B} = \mathbf{I}$, a następnie wykorzystać obliczone w drodze wyrównania wartości kątów do wyznaczenia macierzy \mathbf{R}_L^c i ponownego obliczenia obserwowanych współrzędnych środków rzutu, zgodnie ze wzorem (3.1).
- Przeprowadzić ponowne wyrównanie sieci, wykorzystując na nowo obliczone współrzędne środków rzutu. Jako obserwowane wartości kątów można wykorzystać wielkości obliczone w drodze wyrównania lub wyznaczone z wykorzystaniem jednostki MTi.

Powyższej procedury nie stosowano jednak w trakcie prowadzonych badań.

Dokładność obserwacji współrzędnych punktów wiążących na zdjęciach przyjęto jako równą 0.5 piksela. Dla punktów na liniach wiążących przyjęto błędy od 0.4 do 1 piksela, w zależności od kontrastu i zaszumienia obrazu prostej. Wartości błędów obserwowanych odległości zależały od charakteru szczegółów sytuacyjnych, pomiędzy którymi dana odległość była mierzona i wynosiły od 2 do 10 mm.

6.3 Punkty wiążące

Wyrównywane sieci zdjęć będą pozbawione fotopunktów. Geo-referencja obrazów powinna być zapewniona dzięki obserwacjom elementów orientacji zewnętrznej. Rolą punktów wiążących jest podniesienie nie tylko wewnętrznej ale też zewnętrznej dokładności sieci.

W celu ilustracji roli jaką pełnią punkty wiążące, można rozważyć prostą sieć złożoną z dwóch, prawie normalnych zdjęć, o pomierzonych elementach orientacji zewnętrznej. Na zdjęciach tych pomierzono również współrzędne punktów wiążących. Możemy zatem dysponować dwoma zestawami elementów orientacji wzajemnej ($b_x, b_y, b_z, \omega, \varphi, \kappa$) wyrażającymi położenie układu zdjęcia lewego w przestrzennym układzie tłowym zdjęcia prawego. Pierwszy zestaw elementów orientacji wzajemnej możemy obliczyć na podstawie pomierzonych wartości elementów orientacji. Zestaw drugi możemy obliczyć na podstawie pomierzonych współrzędnych punktów wiążących. Jedną ze składowych bazy (np. b_x), dla nadania skali modelu, przyjmujemy wprost z zestawu pierwszego. Można spodziewać się, że drugi zestaw elementów orientacji wzajemnej będzie dokładniejszy niż zestaw pierwszy, którego dokładność uzależniona jest od dokładności pomiarów elementów orientacji zewnętrznej. Można zatem tak poprawić pomierzone elementy orientacji zewnętrznej, aby uzyskany na ich podstawie zestaw elementów orientacji wzajemnej był bliższy zestawowi drugiemu. To, w jakim stopniu elementy orientacji zewnętrznej mogą zostać poprawione, determinują błędy ich pomiaru. Będziemy zatem dysponować nowym, dokładniejszym zestawem elementów orientacji zewnętrznej, który będzie wynikiem „kompromisu”. Zostanie zatem podniesiona dokładność bezwzględna tej prostej sieci bez

naruszenia jej dokładności względnej. Niestety, w rozważanej sieci fotogrametrycznej, korekcja pomierzonych elementów orientacji zewnętrznej nie zapewni kontroli długości wektora bazy. Nie będzie możliwa także korekcja obrotu wokół wektora bazy (głównie kąt ν), gdyż taki obrót nie wpływa na przecinanie się promieni jednoimiennych. Cały opisany tu proces wyznaczenia nowych elementów orientacji zewnętrznej, zgodnie z koncepcją integracji pomiarów realizowany byłby w drodze ścisłego wyrównania sieci zdjęć metodą wiązki.

6.4 Układ i ilość zdjęć w sieci

Rozważanie przeprowadzone w rozdziale 6.3 można rozszerzyć na przypadek sieci złożonej z wielu zdjęć o obserwowanych elementach orientacji zewnętrznej. Wieloetapowy proces wyrównania takiej sieci bez udziału fotopunktów, idąc podobnym tokiem rozumowania jak w rozdziale 6.3, prezentują Bartelsen i Mayer (2010) (Rozdz. 4.4). W opisywanym przez nich przypadku nie dysponowano jednak pomiarami kątowych elementów orientacji. Choć realizowana przez Bartelsena i Mayera koncepcja integracji obserwacji (Rozdz. 4.4) nie jest oparta na ścisłym wyrównaniu sieci metodą wiązki, to jednak zostało potwierdzone, że:

- obserwacje współrzędnych punktów wiążących pozwalają na podniesienie dokładności wyznaczenia współrzędnych środków rzutu wstępnie pomierzonych za pomocą GPS, a zatem podnoszą one dokładność bezwzględną jak i względną sieci,
- obserwacje współrzędnych punktów wiążących oraz współrzędnych środków rzutu pozwalają na wyznaczenie także kątowych elementów orientacji zewnętrznej.

Wyznaczenie elementów orientacji zewnętrznej według koncepcji Bartelsena i Mayera realizowane jest w drodze transformacji lokalnie zorientowanej sieci zdjęć do układu terenowego. Jest to proces analogiczny do procedury detekcji błędów grubych i wyznaczenia przybliżeń parametrów w aerotriangulacji, nazywany różnie w zależności od używanego oprogramowania (Aerosys: Preprocessing, Socet Set: Blunder Detection). Punktami dostosowania dla transformacji do układu terenowego są tu jednak wyłącznie środki rzutu. Koncepcja Bartelsena i Mayera składa się zatem z dwóch zasadniczych etapów jakimi są wyrównanie sieci i jej transformacja.

Przytoczony algorytm optymalizowany jest pod kątem pełnej automatyzacji procesu wyznaczenia elementów orientacji (w pełni automatyczny pomiar i automatyczna detekcja błędów grubych) a ponadto zapewnia możliwość wyznaczenia kątowych elementów orientacji zewnętrznej w sytuacji braku ich pomiarów. Jednak w sytuacji gdy dysponujemy obserwacjami kątowych elementów orientacji, nie istnieje problem wyznaczenia wartości przybliżonych dla parametrów. Jeżeli błędów grubych jest niewiele (np. gdy wykonywany jest pomiar manualny lub półautomatyczny) lub nie występują one wcale, sieć zdjęć może zostać wyrównana metodą wiązki, czyli ściśle i jednoetapowo, tak jak czynią to np. Ellum i El-Sheimy (2001) lub Coppa (Coppa *et al* 2007). Podejście takie jest bardziej uniwersalne, gdyż metoda wiązki pozwala na swobodniejszą rozbudowę modelu funkcjonalnego poprzez poszerzenie go np. o równania obserwacyjne odległości lub równania współrzędnych punktów prostych wiążących. Należy jednak zastanowić się jaki powinien być układ zdjęć w sieci aby zapewnić jak najdokładniejsze wyznaczenie elementów orientacji zewnętrznej zdjęć.

W przypadku sieci zdjęć z fotopunktami, układ zdjęć uzależniony jest od kształtu opracowywanego obiektu oraz od wymaganej dokładności opracowania fotogrametrycznego (Kraus 1997, strony 78 – 92). W przypadku sieci zdjęć o pomierzonych elementach orientacji,

pozbawionej fotopunktów, układ zdjęć powinien zapewniać możliwość jak najdokładniejszego wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zgodnie z proponowaną koncepcją integracji obserwacji i modelem funkcjonalnym opisanym w rozdziale 6.1. Od dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zależy bowiem dokładność współrzędnych terenowych wyznaczanych na dalszych etapach opracowania (wektoryzacja, budowa modelu 3D itp.). Zgodnie z rozumowaniem przedstawionym w rozdziale 6.3, punkty wiążące nie poprawiają dokładności wyznaczenia kątów ν dla pary zdjęć. Podobna sytuacja miałaby miejsce, jeżeli wszystkie środki rzutu należały do wspólnej prostej. W takim przypadku obrót sieci zdjęć wokół tej prostej wyznaczony byłby jedynie na podstawie mało dokładnych obserwacji kątowych elementów orientacji. Należy zatem unikać sieci zdjęć o układzie liniowym. Można przypuszczać, że silnym geometrycznie układem zdjęć jest taki, w którym zdjęcia otaczają opracowywany obiekt, tworząc sieć zamkniętą (Luhmann *et al* 2006, strona 238). W wielu przypadkach to jednak sieć „liniowa” jest siecią optymalną z punktu widzenia kształtu opracowywanego obiektu (np. długi mur, malowidło). W takim przypadku korzystne jest wykonanie mimo wszystko dodatkowych zdjęć tak, aby zapewnić przestrzenny charakter ich rozmieszczenia.

Poza układem zdjęć w sieci, znaczenie ma również ich ilość. Zasadne jest wykonanie większej ilości zdjęć niż wynikałoby to z wymagań związanych z samym produktem końcowym opracowania. Wraz ze wzrostem ilości zdjęć rośnie redundancja układu. Ma to znaczenie przede wszystkim dla dokładności bezwzględnej orientacji sieci, która zapewniona jest głównie przez obserwacje współrzędnych środków rzutu. Im więcej obserwacji współrzędnych środków rzutu, tym dokładniej wyznaczone są wszystkie elementy orientacji zewnętrznej zdjęć. W odniesieniu do koncepcji integracji obserwacji Bartelsena i Mayera (2010), zwiększenie ilości stanowisk zwiększyłoby dokładność transformacji lokalnie zorientowanej sieci do układu terenowego. Ponadto elementy orientacji zewnętrznej zdjęć leżących w środku sieci najczęściej wyznaczone są dokładniej niż w przypadku zdjęć leżących na jej obrzeżach. Sieć zdjęć powinna być więc zrealizowana w ten sposób, aby do dalszego opracowania fotogrametrycznego nie wykorzystywać zdjęć skrajnych.

6.5 Proste wiążące, warunki, obserwacje odległości i fotopunkty

Podobną rolę jak punkty wiążące mogą odgrywać proste wiążące (Rozdz. 2.2.4). Proste wiążące mają w kontekście wyrównania sieci zdjęć bez fotopunktów tę zaletę, że można na nie narzucać warunki np. poziomości czy pionowości. Warunki te wynikają z wiedzy ogólnej o geometrii fotografowanego obiektu. Przykładowo większość linii wiążących widocznych na zdjęciach budynków powinna mieć przebieg zbliżony do poziomego lub pionowego w zakresie dokładności realizacji budowlanej. Zastosowanie warunków poziomości i pionowości prostych wiążących może przyczynić się do dokładniejszej orientacji bezwzględnej sieci oraz podnieść dokładność wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć. Do reprezentacji prostych wiążących wykorzystywane jest równanie (1.19). Warunki poziomości i pionowości wyrażane są równaniami (1.21) i (1.22).

Inną rolę pełnić mogą obserwacje odległości między punktami wiążącymi sieci. Pomiar odległości z wykorzystaniem dalmierza laserowego lub taśmy może być na ogół zrealizowany z dokładnością większą niż dokładność wyznaczenia odległości na podstawie współrzędnych pomierzonych metodą GPS RTN. Oznacza to, że obserwacje odległości mogą nadawać skalę sieci zdjęć dokładniej niż obserwacje współrzędnych środków rzutu a zatem wpływać korzystnie na dokładność względną sieci.

Koncepcja integracji obserwacji w mobilnym systemie fotogrametrycznym nie zakłada wykorzystania fotopunktów, jednak w niektórych przypadkach pomiar fotopunktów niekoniecznie musi wiązać się z dużym nakładem pracy. Jeżeli umożliwia to charakter obiektu, fotopunkty mogą być pomierzone za pomocą zestawu GPS wchodzącego w skład prototypu systemu mobilnego. Tak pomierzone współrzędne fotopunktów mogą być wykorzystane w procesie wyrównania sieci fotogrametrycznej. Do układu równań należy w takim przypadku dodać równania obserwacyjne (1.14). Fotopunktów stanowią istotne wzmocnienie sieci, wpływając korzystnie na niezawodność pozostałych obserwacji.

6.6 Kalibracja w czasie pracy

Wyznaczone w procesie kalibracji aparatu (Rozdz. 5.6.1) elementy orientacji wewnętrznej mogą nie być stabilne. Pokazują to wyniki kalibracji dla obiektywu 20 mm, egzemplarz A, zamieszczone w tabeli (Tabela 5). W sieci fotogrametrycznych z fotopunktami odstępstwo elementów orientacji wewnętrznej od wartości prawdziwych często kompensowane jest w dużym stopniu zmianą wartości elementów orientacji zewnętrznej. Przykładowo w naziemnej sieci zdjęć poziomych wpływ błędnej wartości współrzędnej y_0 punktu głównego może być w znacznej części skompensowany zmianą współrzędnej Z_0 środka rzutu oraz kąta ω (lub ν). Estymowane elementy orientacji zewnętrznej różnią się zatem od wielkości prawdziwych. W takich sieciach wykorzystanie nieaktualnej metryki kamery może nie mieć widocznego, negatywnego wpływu na dokładność wyrównania sieci oraz na dokładność dalszego opracowania fotogrametrycznego. Zależy to w dużej mierze od głębi fotografowanego obiektu. Inaczej sytuacja wygląda w sieciach bez fotopunktów ale z obserwacjami elementów orientacji zewnętrznej. Wykorzystanie nieaktualnej metryki kamery również skutkuje zmianą elementów orientacji zewnętrznej zdjęć, które jednak są również wielkościami obserwowanymi. Stanowi to źródło napięć w sieci. Aby zminimalizować wartość funkcji celu, estymatory elementów orientacji zewnętrznej powinny zapewniać zgodność wiązek, kompensując wpływ odstępstw podanych elementów orientacji wewnętrznej od wartości prawdziwych. Z drugiej strony estymatory elementów orientacji zewnętrznej muszą pozostać bliskie wartościom obserwowanym, gdyż w przeciwnym wypadku powodowałyby wzrost wartości ich poprawek. Wartości „kompromisowe” zależą w dużym stopniu od przyjętych *a priori* błędów obserwacji. Dokładność względna oraz bezwzględna sieci musi się jednak obniżyć.

Snavely (Snavely *et al.* 2007) w opracowanej na potrzeby programu Photosynth (www: Photosynth, Kolečka i Kolečki 2010) metodyce wyrównania sieci zdjęć dopuszcza wyznaczenie niektórych parametrów kalibracji kamery (jeden współczynnik dystorsji, stała kamery). Zdjęcia w sieciach, dla których opracowana została przytoczona metodyka wyrównania pochodzą z nieskalibrowanych kamer. Cała sieć musi zostać wyrównana w układzie lokalnym, w dowolnej skali. Snavely pokazuje, że wyznaczenie części parametrów kalibracji jest możliwe bez udziału fotopunktów. Zasadne jest zatem pytanie czy obliczenie wszystkich parametrów kalibracji, a więc nowych, aktualnych elementów orientacji wewnętrznej oraz współczynników dystorsji w procesie integracji obserwacji w opracowywanym mobilnym systemie fotogrametrycznym także byłoby możliwe? Odpowiedź na to pytanie jest twierdząca, gdyż obserwacje elementów orientacji zewnętrznej stanowią istotne wzmocnienie wyrównywanej sieci przyczyniając się do wzrostu wyznaczalności wszystkich parametrów. Nawet, gdyby to wzmocnienie okazało się niewystarczające, dla potrzeb pełnej kalibracji w czasie pracy – wyznaczalność elementów orientacji wewnętrznej byłaby za mała, to zarówno elementy orientacji

wewnętrznej jak i współczynniki dystorsji mogłyby otrzymać równania pseudoobserwacyjne. Obserwowanymi wartościami byłyby parametry pochodzące z najbardziej aktualnej metryki aparatu. Należy zaznaczyć, że dokładność tak wyznaczonych elementów orientacji wewnętrznej oraz parametrów zniekształceń obrazu jest niższa niż dokładność możliwa do osiągnięcia na polu testowym, zatem bezsprzecznie lepiej jest dysponować aktualnym, dokładnym zestawem parametrów niż wyznaczać je na nowo w drodze kalibracji w miejscu pracy.

Poza niestałością parametrów kalibracji aparatu należy mieć na uwadze także niestałość parametrów kalibracji systemu. Stałość wektora \mathcal{I} : punkt ARP – środek rzutu jest gwarantowana w wystarczającym stopniu przez konstrukcję systemu. Powtarzalność mocowania obejmującej tył anteny GPS dla składowej $y_{\mathcal{I}c}$ powinna mieścić się w granicach 1 mm – ustawienie obejmującej wg. podziałki naniesionej na tyłkę (Rys. 7). Jest to wartość przynajmniej o rząd wielkości mniejsza niż dokładność pomiaru GPS. Dla pozostałych składowych wektora \mathcal{I} powtarzalność mocowania powinna być jeszcze lepsza.

Ciężko jest jednak ocenić stopień powtarzalności powtórnego przykręcenia aparatu do płytki ustalającej (Rys. 8). Odkręcenie aparatu od płytki po kalibracji systemu a następnie przykręcenie go powtórnie przed pomiarem spowoduje, że wyznaczona w procesie kalibracji macierz \mathbf{B} może nie odnosić się już do aktualnego usytuowania aparatu względem jednostki AHRS. Prawdopodobnie niestabilność macierzy \mathbf{B} nie będzie miała istotnego wpływu na uzyskiwane wyniki, gdyż spodziewana zmiana kątowej orientacji aparatu względem jednostki AHRS, spowodowana jego powtórnym mocowaniem, będzie znacznie mniejsza niż błędy pomiaru kątów *yaw*, *pitch* i *roll* (odpowiednio 1° , 0.5° i 0.5°). Można jednak przeprowadzić kalibrację systemu w czasie pracy, uwzględniając podczas wyrównania sieci równanie (1.17). Takie postępowanie pozwoli na wyznaczenie błędów systematycznych obserwowanych kątów α, ν i κ i być może zwiększy dokładność wyznaczenia kątowych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć.

6.7 Błędy grube

Obserwacje elementów orientacji zewnętrznej mogą być obciążone błędami grubymi. Mogą one wiązać się np. z chwilowym przesłonięciem widoczności satelitów czy też lokalnymi zakłóceniami kierunków linii pola magnetycznego przez ferromagnetyki. Wskaźnikiem, że dana obserwacja obciążona jest błędem grubym może być jej poprawka lub jej poprawka standaryzowana (Rozdz. 2.5). W przypadku wykrycia błędu grubego obserwowanego elementu orientacji zewnętrznej, jego dokładność *a priori* będzie obniżana. W przypadku wykrycia błędów grubych obserwowanych współrzędnych obrazowych najczęściej można usunąć obciążoną takim błędem obserwację. Kraus (1997, strony 211 – 215) zaleca usunięcie tylko jednej obserwacji, o największej wartości poprawki standaryzowanej a następnie ponowne wyrównanie sieci. W procesie wyrównania sieci nie będzie wykorzystywane wyrównanie odporne, polegające na wagowaniu obserwacji stosownie do wartości poprawek standaryzowanych (Wiśniewski 2005, strony 372 – 401). Wyrównywane sieci nie są sieciami dużymi. Obserwowane współrzędne obrazowe mogą więc zostać poprawione poprzez powtórny pomiar. Punkt, którego współrzędne obciążone są większymi odchyłkami może zostać również wykluczony z wyrównania.

7 Badania

W celu weryfikacji tez badawczych przeprowadzono terenowe pomiary testowe. Na polach testowych wykonano zdjęcia tworzące sieci fotogrametryczne. Sieci te wyrównano, obliczono różnice dla współrzędnych punktów kontrolowanych a następnie obliczono ich średnie błędy kwadratowe oraz inne wskaźniki dokładności.

7.1 Cele badawcze i metodyka badań

Poniżej wymieniono podstawowe cele prowadzonych badań.

1. Ocena dokładności fotogrametrycznego pomiaru współrzędnych punktów terenowych realizowanego z wykorzystaniem wyznaczonych w drodze integracji obserwacji elementów orientacji zewnętrznej.
2. Ocena dokładności obserwowanych (w sensie stochastycznym) elementów orientacji zewnętrznej.
3. Ocena stałości macierzy kalibracyjnej systemu (B) i ocena ewentualnego wpływu jej niestałości na osiąganą dokładność.
4. Badanie geometrii sieci – określenie redundancji i niezawodności obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej dla sieci o różnym kształcie.

Cel badawczy nr 1 jest celem podstawowym a jednocześnie ma charakter złożony. Obejmuje on zbadanie wpływu, jaki na dokładność elementów orientacji zewnętrznej wyznaczonych w drodze integracji obserwacji (a zatem na dokładność pomiaru fotogrametrycznego) ma uwzględnienie na etapie wyrównania sieci zdjęć:

- prostych wiążących,
- warunków poziomości i pionowości prostych wiążących,
- obserwacji odległości,
- parametrów kalibracji aparatu jako wielkości niewiadomych (kalibracja w czasie pracy),
- kombinacji wyżej wymienionych elementów.

Bezpośrednim celem badawczym nie jest ocena dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej. Bardziej istotna niż sama dokładność ich wyznaczenia, jest bowiem dokładność pomiaru fotogrametrycznego realizowanego z ich wykorzystaniem (np. w drodze wcięcia w przód). Dokładność tego pomiaru zależy również od błędności elementów orientacji wewnętrznej oraz dokładności współczynników opisujących błędy obrazu. W celu realizacji tego celu badawczego testowe sieci fotogrametryczne zostaną wyrównane według wymienionych w tabeli 12 wariantów.

W celu realizacji celów nr 2 i 3 zaplanowano wyrównanie sieci z wykorzystaniem wszystkich punktów pól testowych jako fotopunktów. Niestalość macierzy kalibracyjnej B powinna objawić się systematycznymi różnicami pomiędzy pomierzonymi a wyznaczanymi kątowymi elementami orientacji. Może ona wynikać z minimalnych różnic pomiędzy kolejnymi mocowaniami aparatu na płycie ustalającej, co może skutkować wystąpieniem błędów systematycznych pomiaru kątów. Do ich wyznaczenia zostanie wykorzystane równanie (1.17). Wyrównanie sieci z uwzględnieniem równania (1.17) przeprowadzone zostanie bez udziału fotopunktów.

wariant	obserwacje	parametry
a.	<ul style="list-style-type: none"> – współrzędne obrazowe punktów wiążących – elementy orientacji zewnętrznej 	<ul style="list-style-type: none"> – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne terenowe punktów wiążących
b.	<ul style="list-style-type: none"> – współrzędne obrazowe punktów wiążących – elementy orientacji zewnętrznej 	<ul style="list-style-type: none"> – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne terenowe punktów wiążących – parametry kalibracji aparatu
c.	<ul style="list-style-type: none"> – współrzędne obrazowe punktów wiążących – elementy orientacji zewnętrznej – odległości 	<ul style="list-style-type: none"> – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne terenowe punktów wiążących – parametry dowolnie nachylonych linii wiążących (4 parametry dla każdej linii)
d.	<ul style="list-style-type: none"> – współrzędne obrazowe punktów wiążących – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne obrazowe punktów prostych wiążących 	<ul style="list-style-type: none"> – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne terenowe punktów wiążących – parametry dowolnie nachylonych linii wiążących (4 parametry dla każdej linii)
e.	<ul style="list-style-type: none"> – współrzędne obrazowe punktów wiążących – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne obrazowe punktów na liniach wiążących 	<ul style="list-style-type: none"> – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne terenowe punktów wiążących – parametry pionowych lub poziomych linii wiążących (2 lub 3 parametry dla każdej linii)
f.	<ul style="list-style-type: none"> – współrzędne obrazowe punktów wiążących – elementy orientacji zewnętrznej – odległości – współrzędne obrazowe punktów na liniach wiążących 	<ul style="list-style-type: none"> – elementy orientacji zewnętrznej – współrzędne terenowe punktów wiążących – parametry pionowych lub poziomych linii wiążących (2 lub 3 parametry dla każdej linii)

Tabela 12 Warianty wyrównania sieci fotogrametrycznych zaplanowane do realizacji w ramach celu badawczego nr 1

Stosowanymi miarami dokładności pomiaru elementów orientacji oraz fotogrametrycznego pomiaru współrzędnych punktów terenowych są:

- a) Przeciętne różnice pomiędzy pomierzonymi elementami orientacji a referencyjnymi elementami orientacji, otrzymanymi w procesie wyrównania sieci z fotopunktami.
- b) Średnie błędy kwadratowe obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej.
- c) Średnie błędy kwadratowe dla współrzędnych punktów kontrolowanych, stanowiące miarę dokładności bezwzględnej sieci.
- d) Średnie błędy kwadratowe dla współrzędnych punktów kontrolowanych obliczone po odjęciu od wartości współrzędnych wartości średnich różnic. Błędy te stanowią miarę dokładności względnej sieci.

Obliczane są również inne parametry umożliwiające ocenę dokładności oraz dalszą analizę statystyczną wyrównywanej sieci. Zostały one wymienione poniżej.

- e) Estymator współczynnika wariancji.
- f) Odchylenia standardowe współrzędnych punktów wiążących, fotopunktów i punktów kontrolowanych.
- g) Średnie i maksymalne odległości punktów wiążących i fotopunktów od promieni rzutujących.
- h) Odchylenia standardowe wyznaczonych elementów orientacji.
- i) Odchylenia standardowe parametrów linii wiążących.

- j) Średnie błędy kwadratowe obserwowanych współrzędnych obrazowych punktów na liniach wiążących.
- k) Średnie błędy kwadratowe obserwowanych współrzędnych obrazowych punktów wiążących obliczone łącznie dla całej sieci oraz według przynależności do zdjęć.
- l) Średnie błędy kwadratowe obserwowanych odległości.
- m) Największe poprawki dla obserwowanych współrzędnych obrazowych punktów.
- n) Najwyższe i najniższe współczynniki niezawodności wewnętrznej i redundancji dla obserwowanych współrzędnych obrazowych punktów.
- o) Współczynniki niezawodności wewnętrznej i redundancji dla obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej.
- p) Współczynniki niezawodności wewnętrznej i redundancji dla obserwowanych odległości.
- q) Współczynniki niezawodności zewnętrznej dla obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej.
- r) Najwyższe współczynniki korelacji.
- s) Redundancja układu równań.

Wszystkie wyżej wymienione parametry dostępne są w raportach z wyrównania sieci zawartych w załącznikach 22 – 28.

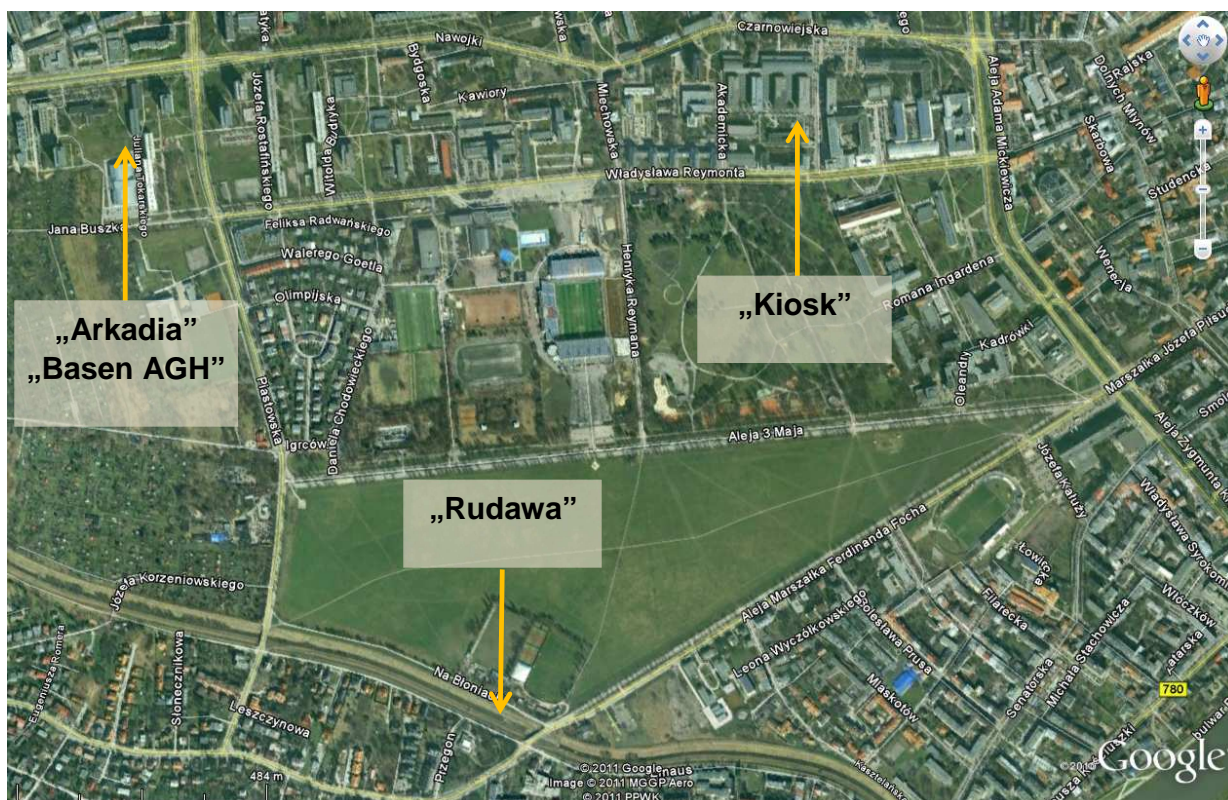
Realizacja celów badawczych wymaga wyboru pól testowych, oraz pomiaru punktów kontrolowanych. Przyjmuje się, że referencyjny pomiar punktów kontrolowanych powinien być przeprowadzony z dokładnością przynajmniej o rząd wielkości wyższą niż spodziewana dokładność pomiaru weryfikowanego.

7.2 Pola testowe

Badania przeprowadzono dla czterech pól testowych: „Arkadia”, „Basen AGH”, „Kiosk” i „Rudawa”, zlokalizowanych w rejonie kampusu AGH w Krakowie. Lokalizację pól testowych przedstawia rysunek 21. Rozmieszczenie punktów kontrolowanych na poszczególnych polach testowych przedstawiają rysunki: 22, 23, 24 i 25. W tabeli 13 podano krótką charakterystykę pól testowych.

	„Arkadia”	„Basen AGH”	„Kiosk”	„Rudawa”
całkowita ilość punktów kontrolowanych	32	12	32	10
rodzaj punktów kontrolowanych	sygnalizowane	naturalne	naturalne	sygnalizowane
rozmieszczenie punktów	na fasadzie oraz na trzech słupach oświetleniowych położonych w odległości ok. 20 m od budynku.	na fasadzie budynku	na obiekcie	na murkach wzdłuż koryta rzeki

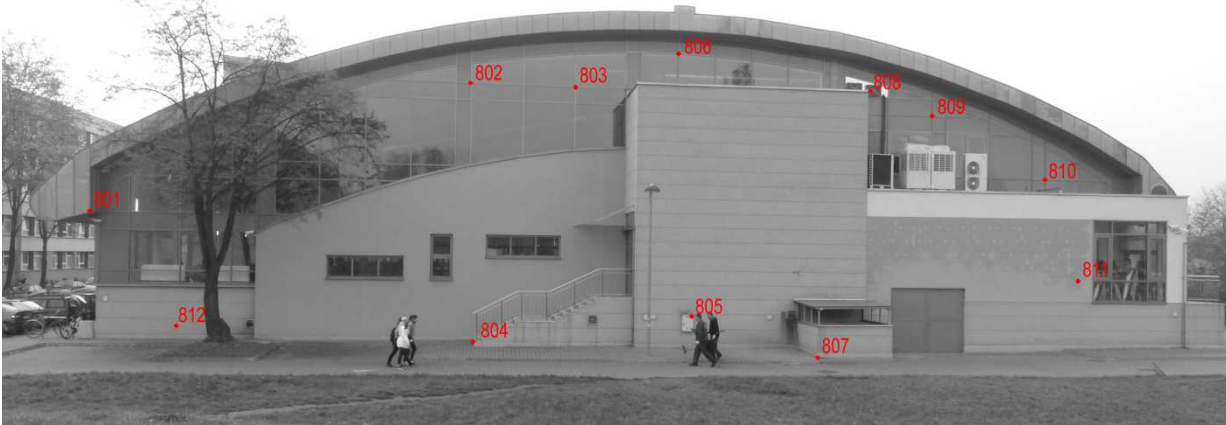
Tabela 13 Punkty kontrolowane oraz średnie odległości fotografowania na polach testowych



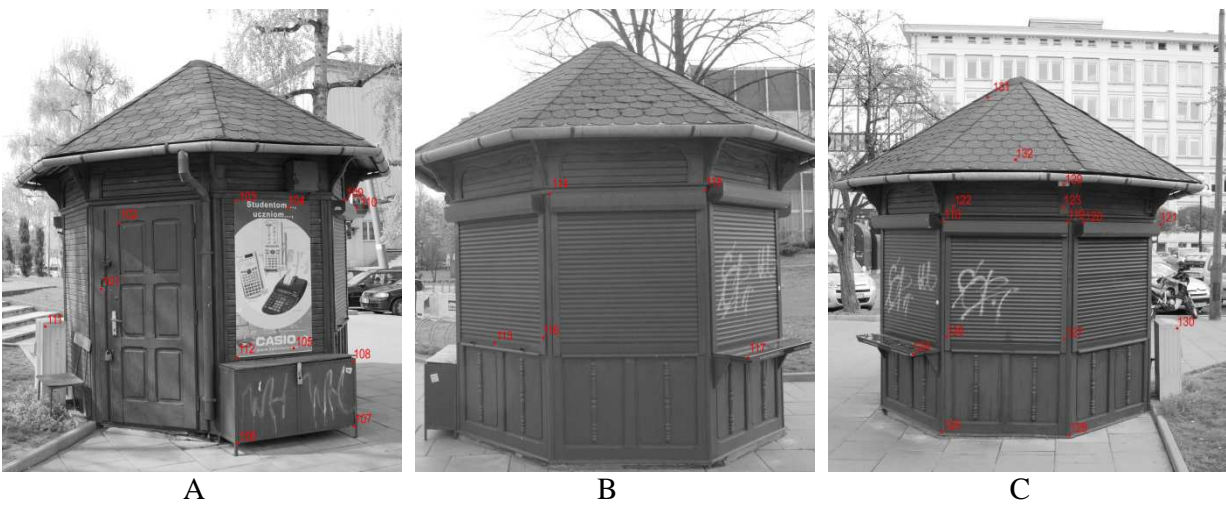
Rys. 21 Lokalizacja pól testowych. (Fragment zdjęcia lotniczego pobrano z programu Google Earth)



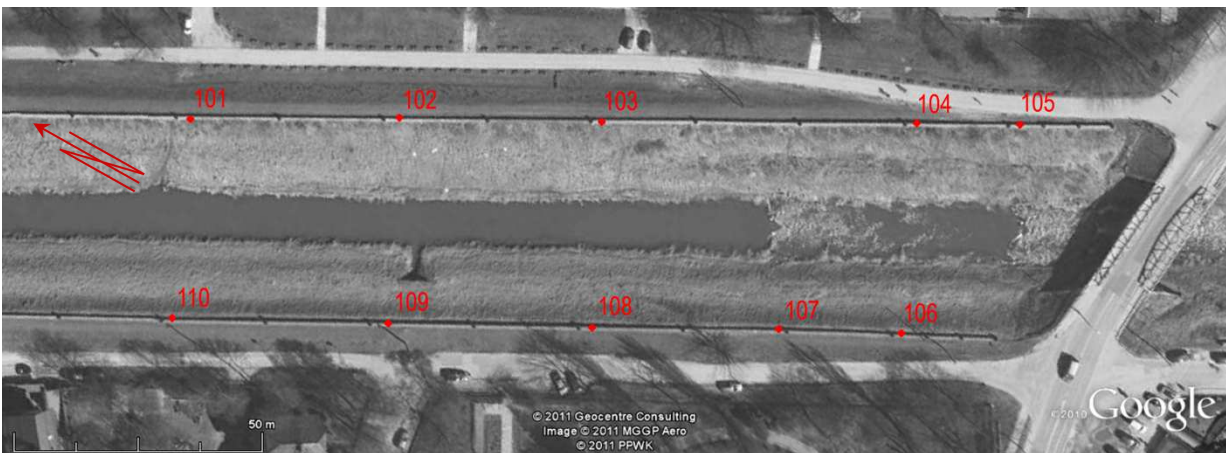
Rys. 22 Rozmieszczenie punktów kontrolowanych na polu testowym „Arkadia”



Rys. 23 Rozmieszczenie punktów kontrolowanych na polu testowym „Basen AGH”



Rys. 24 Rozmieszczenie punktów kontrolowanych na polu testowym „Kiosk”. Miejsca wykonania zdjęć oznaczono czerwonymi strzałkami na Rys. 27.



Rys. 25 Rozmieszczenie punktów kontrolowanych na polu testowym „Rudawa”.
(Fragment obrazu pobrano z programu Google Earth)

Pola testowe „Arkadia” i „Basen AGH” (Rys. 22, Rys. 23) położone są blisko siebie. Pozwoliło to na pomiar punktów tych pól z wykorzystaniem wspólnej osnowy pomiarowej. Szkic tej osnowy przedstawia rysunek Rys. 26. Współrzędne punktów na polu testowym „Arkadia” zostały wyznaczone metodą przestrzennego wcięcia w przód z dwóch punktów osnowy (A, B). Współrzędne tych punktów w PUWG „2000” wyznaczono w drodze pomiaru statycznego GPS. Sesje pomiarowe na każdym z punktów trwały 30 minut. Dodatkowo pomierzona została dalmierzem odległość pomiędzy punktami osnowy. Ostateczne wartości współrzędnych X i Y punktu A przyjęto jako równe wartościom otrzymanym w drodze pomiaru statycznego. Wartości współrzędnych punktu B przyjęto w taki sposób, aby azymut odcinka AB otrzymany w drodze pomiaru GPS pozostał niezmienny przy zachowaniu odległości tego odcinka otrzymanej w drodze pomiaru dalmierzem. Współrzędne Z punktów A i B przyjęto jako równe współrzędnym wyznaczonym w drodze pomiaru statycznego. W celu wyznaczenia współrzędnych punktów pola testowego „Basen AGH” dokonano stabilizacji trzeciego punktu osnowy (C), którego współrzędne wyznaczono w drodze pomiaru biegunowego ze stanowiska A z nawiązaniem na punkt B. Współrzędne punktów pola testowego „Basen AGH” wyznaczono metodą przestrzennego wcięcia w przód z punktów osnowy A i C. Wykazy współrzędnych punktów pól testowych „Arkadia” i „Basen AGH” znajdują się w załącznikach nr 9–1 i nr 9–2.



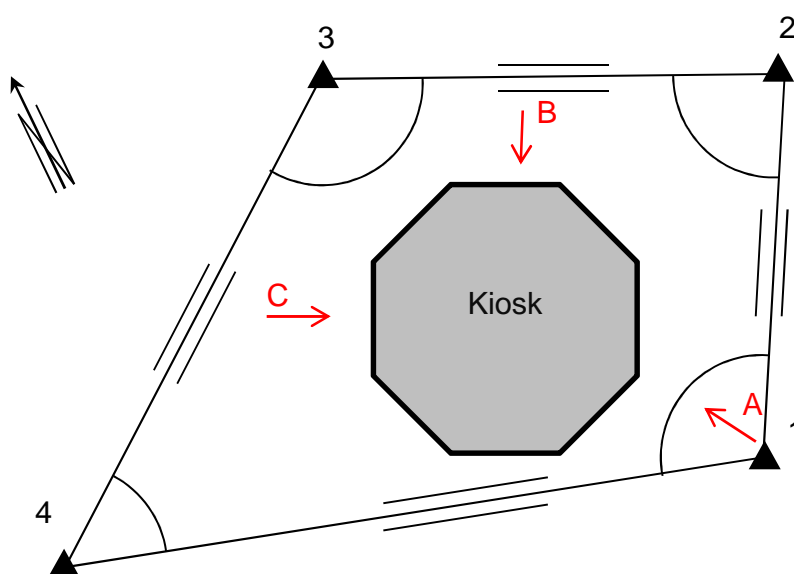
Rys. 26 Szkic osnowy pomiarowej dla wyznaczenia współrzędnych punktów pól testowych „Arkadia” i „Basen”.

▲ - punkt wyznaczony z wykorzystaniem pomiaru statycznego GPS, ● - punkt wyznaczony biegunowo.

(Fragment obrazu pobrano z programu Google Earth)

Rysunek 27 przedstawia szkic osnowy pomiarowej wykorzystanej do wyznaczenia współrzędnych punktów pola testowego „Kiosk”. Osnowa ma formę zamkniętego poligonu. W pierwszej kolejności współrzędne wszystkich czterech punktów osnowy pomiarowej wyznaczono w drodze statycznego pomiaru GPS (współrzędne w PUWG „2000”). Długość sesji pomiarowej dla każdego punktu wynosiła 30 min. Wykonano także pomiar czterech kątów

i czterech długości w poligonie. Pozwoliło to na obliczenie współrzędnych punktów osnowy w lokalnym układzie współrzędnych, zaczepionym w punkcie 1 i posiadającym oś X zgodną z kierunkiem boku 1–2. Współrzędne w tym układzie wyznaczono w drodze ścisłego wyrównania sieci geodezyjnej. Ostatecznie współrzędne X i Y punktów 1, 2, 3 i 4 obliczono przeprowadzając transformację izometryczną współrzędnych punktów osnowy wyznaczonych w układzie lokalnym. Współrzędne punktów dostosowania pochodziły z pomiaru statycznego. Obliczono także średnią różnicę współrzędnej Z pomiędzy pomiarem GPS a pomiarem tachimetrycznym i o tę różnicę poprawiono wysokości punktów otrzymane w drodze pomiaru tachimetrycznego. Takie postępowanie podyktowane było tym, że spodziewana dokładność względna współrzędnych w PUWG „2000”, pochodzących z pomiaru GPS, jest niższa niż dokładności względna współrzędnych lokalnych. Współrzędne fotopunktów (punktów kontrolowanych) (Rys. 24) wyznaczono w drodze przestrzennego wcięcia w przód z baz 1–2, 2–3 oraz 3–4. Współrzędne punktów pola testowego „Kiosk” znajdują się w załączniku nr 9–3.



Rys. 27 Szkic osnowy pomiarowej dla wyznaczenia punktów pola testowego „Kiosk”. Czerwonymi strzałkami oznaczono miejsca wykonania zdjęć zamieszczonych na rysunku 24

Punkty pola testowego „Rudawa” wyznaczono w drodze pomiaru kinematycznego GPS. Wykaz współrzędnych znajduje się w załączniku 9–4. Szacuje się, że typowa dla pomiarów RTN dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów tego pola jest niż dla pozostałych pól i wnosi około 1 – 3 cm dla współrzędnych X i Y . W przypadku współrzędnej Z dokładność może być nieco gorsza. Badania zrealizowane na tym polu testowym mają zatem charakter dodatkowy.

Wszystkie pola testowe posłużyły do zbadania dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć w drodze wyrównania sieci bez fotopunktów. Do analizy wpływu linii wiążących i warunków geometrycznych na dokładność wyrównania sieci wykorzystano wszystkie pola testowe, poza polem „Rudawa”. Pole testowe „Basen AGH” posiada dużą liczbę krawędzi, które mogą być wykorzystane jako proste wiążące. Do analizy wpływu obserwacji odległości wykorzystano pola testowe „Basen AGH”, „Kiosk” i „Rudawa”. Charakter pola testowego „Kiosk” pozwala na wykonanie zdjęć z każdej strony obiektu, co umożliwia realizację sieci

zamkniętej. Pole testowe „Arkadia” posłużyło również do kalibracji systemu (Rozdz. 5.6.3) oraz do badań związanych z redundancją i niezawodnością obserwacji (Rozdz. 7.4.8).

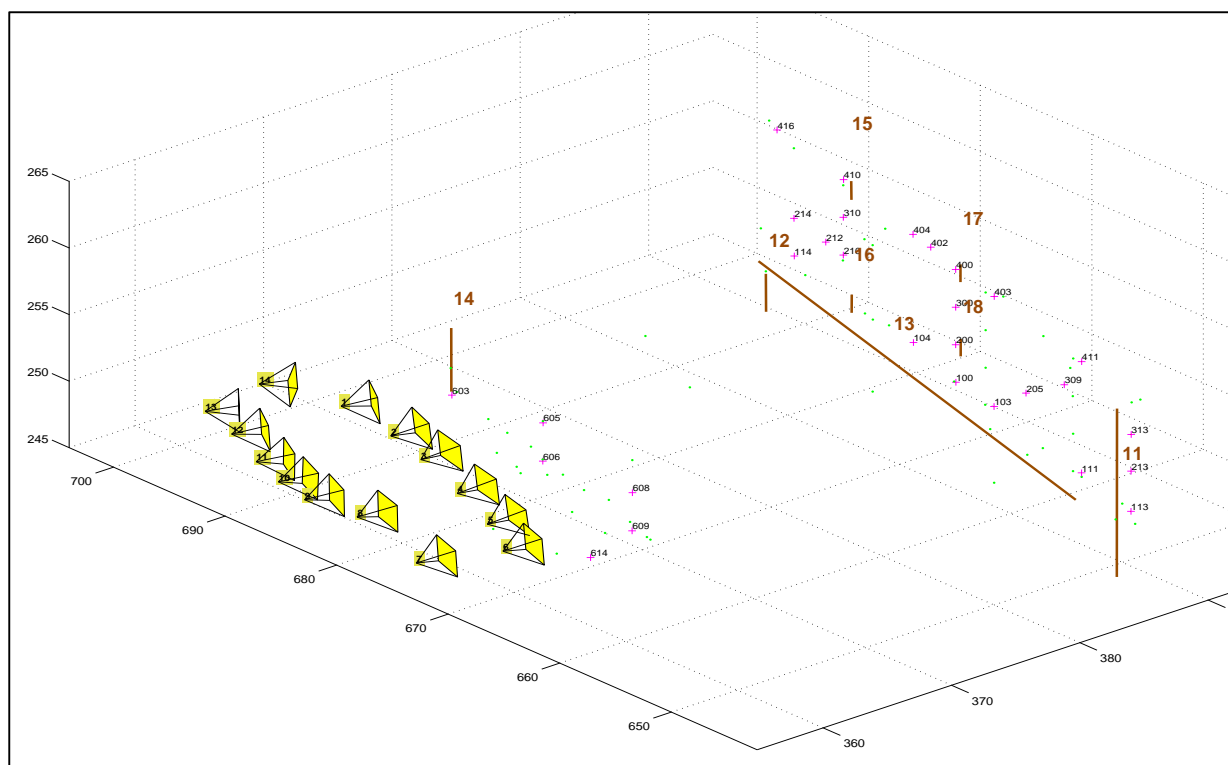
7.3 Sieci fotogrametryczne

Podczas prac badawczych wykonano pomiary na wszystkich polach testowych. Dla pól testowych „Arkadia”, „Basen AGH” i „Kiosk” pomiary testowe wykonano dwa razy, a dla pola testowego „Rudawa” jeden raz. Utworzonych zostało w ten sposób łącznie 7 sieci fotogrametrycznych o zróżnicowanym kształcie, ilości zdjęć oraz odległościach fotografowania. Podstawowe dane tych sieci fotogrametrycznych zestawiono w tabeli 14

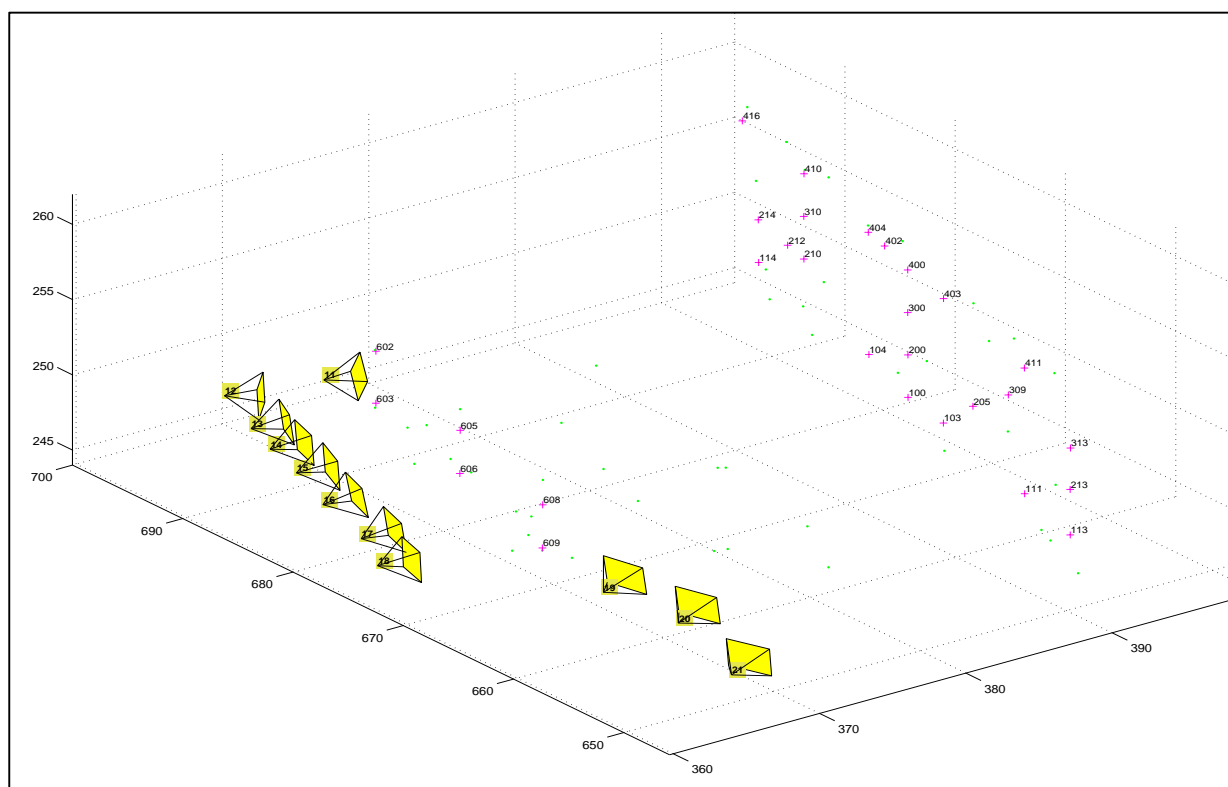
nr	pole testowe	data	ilość zdjęć	numeracja zdjęć	egzemplarz obiektywu	linie wiążące	odległości	rozmiar piksela terenowego [mm]
1	Arkadia	14 II 2011	14	1-14	A	tak	nie	7 – 10
2	Arkadia	12 VII 2011	11	11-21	A	nie	nie	7 – 10
3	Basen AGH	14 II 2011	10	16-25	A	tak	tak	4 – 6
4	Basen AGH	12 VII 2011	12	22,23,25-34	A	tak	tak	≈ 4.5
5	Kiosk	14 II 2011	24	1-24	A	nie	nie	≈ 1.0
6	Kiosk	17 IV 2011	19	153-171	B	tak	tak	≈ 1.0
7	Rudawa	17 IV 2011	50	101-150	A	nie	tak	6 - 10

Tabela 14 Podstawowe dane badanych sieci fotogrametrycznych

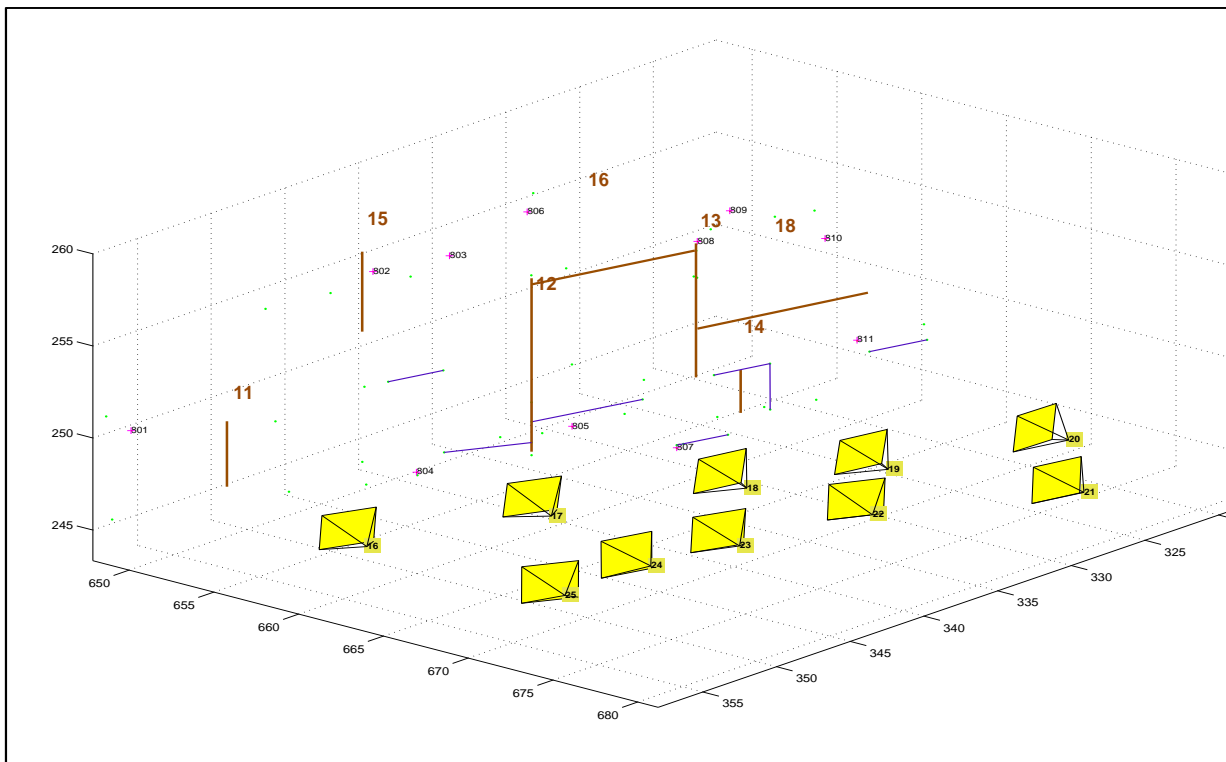
Rysunki 28 – 34 przedstawiają punkty, zdjęcia, proste wiążące oraz pomierzone odległości w sieciach fotogrametrycznych. W tabelach 15 – 21 zestawiono warianty wyrównania każdej z siedmiu sieci. Szczegółowe raporty z wyrównania zamieszczono w załącznikach 22 – 28. Podczas wyrównania wykorzystywane były parametry kalibracji aparatu zapisane w pliku kamery. Jeżeli w trakcie wyrównania wykorzystano plik kamery uzyskany w drodze kalibracji na polu testowym, z wartościami takimi jak w tabeli 5, wtedy w tabelach 15 – 21 oznaczono to symbolem „o.” – oryginalny plik kamery. Często jednak sieć zdjęć wyrównywano wykonując jednocześnie kalibrację aparatu w czasie pracy. Niejednokrotnie okazywało się, że takie wyrównanie daje wyraźną poprawę uzyskiwanych dokładności. W takim przypadku w każdym z dalszych wariantów wyrównania wykorzystywano plik kamery otrzymany po samokalibracji, co oznaczono symbolem „p.s.”. Niekiedy ze względu na charakter obiektu testowego, w ramach samokalibracji nie estymowano współczynników dystorsji, co również oznaczono w tabelach 15 – 21 („bez dystorsji”). W przeciwnym razie wykonywano pełną kalibrację, w ramach której wyznaczano wszystkie te parametry, które obliczane były podczas kalibracji na polu testowym (oznaczenie „pełna”).



Rys. 28 Punkty, zdjęcia i linie wiążące w sieci nr 1 (pole „Arkadia”). ● – punkt wiążący, + – punkt kontrolowany, | – linia wiążąca

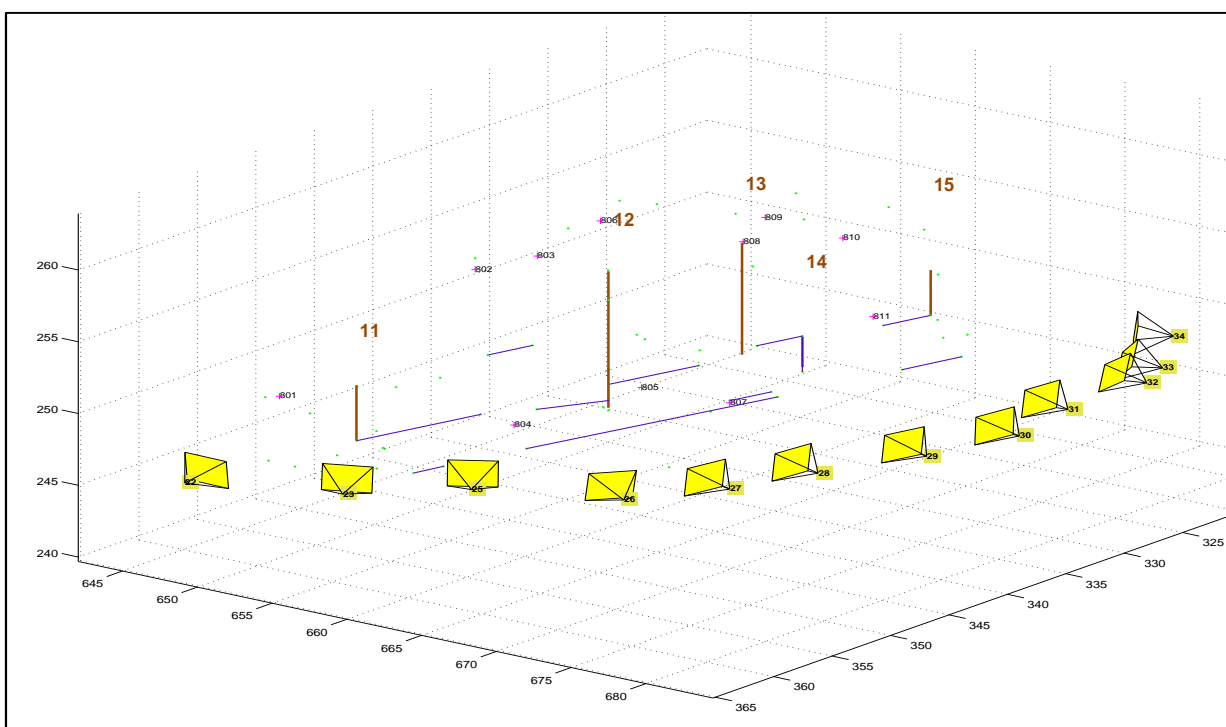


Rys. 29 Punkty i zdjęcia w sieci nr 2 (pole „Arkadia”). ● – punkt wiążący, + – punkt kontrolowany



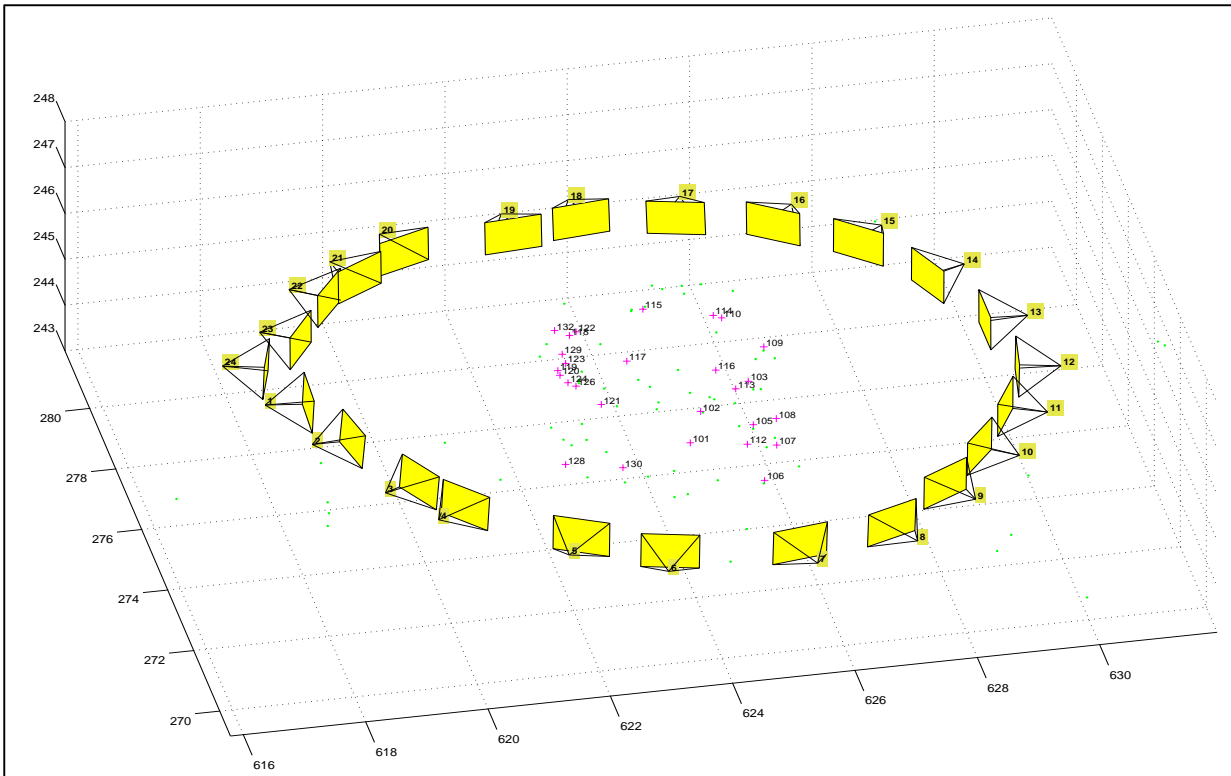
Rys. 30 Punkty, zdjęcia, linie wiążące i odległości w sieci nr 3 (pole „Basen AGH”).

● – punkt wiążący, + – punkt kontrolowany, — linia wiążąca, — odległości

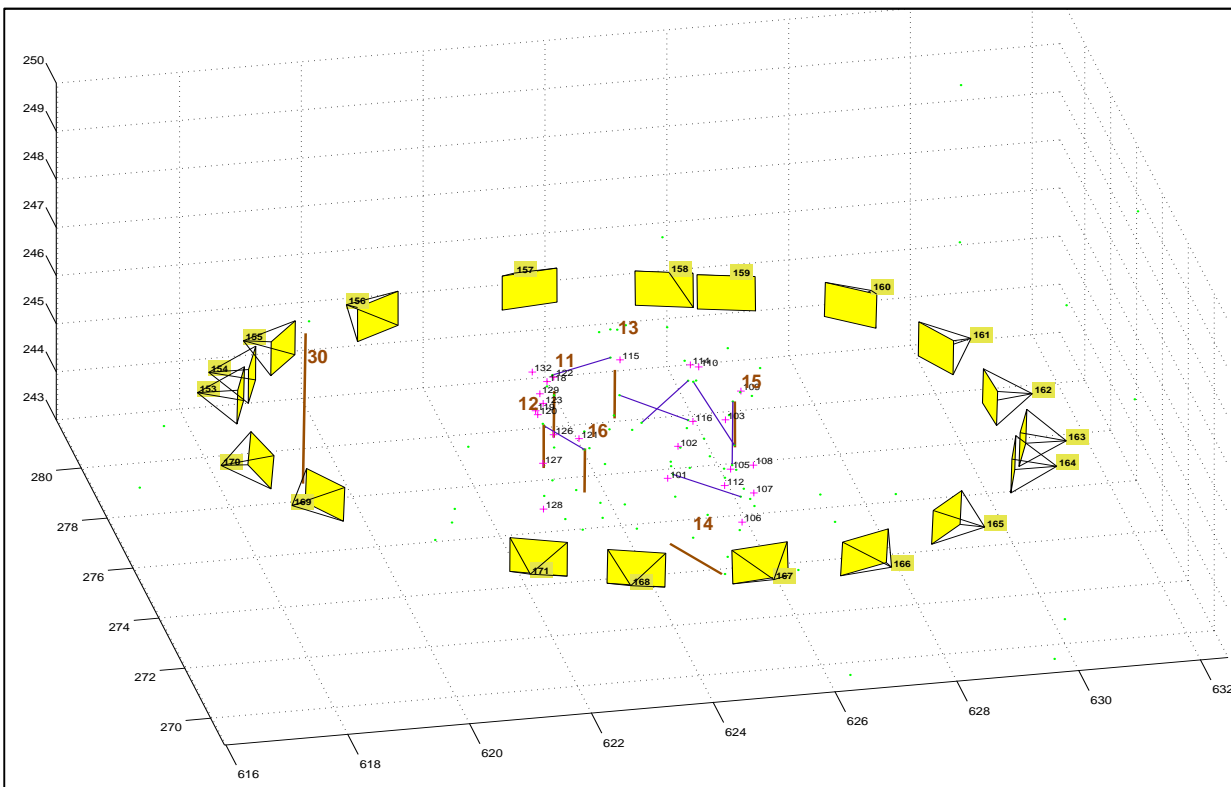


Rys. 31 Punkty, zdjęcia, linie wiążące i odległości w sieci nr 4 (pole „Basen AGH”).

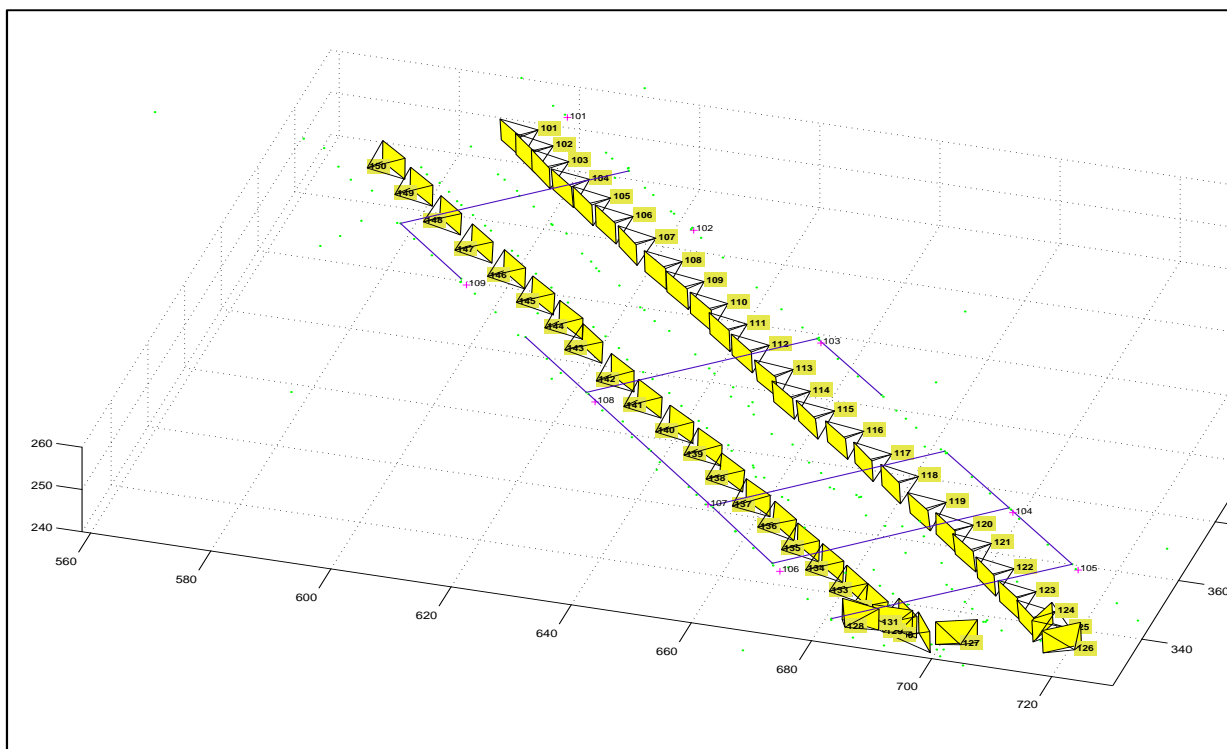
● – punkt wiążący, + – punkt kontrolowany, — linia wiążąca, — odległości



Rys. 32 Punkty i zdjęcia w sieci nr 5 (pole „Kiosk”). • – punkt wiążący, + – punkt kontrolowany.



Rys. 33 Punkty, zdjęcia i linie wiążące w sieci nr 6 (pole „Kiosk”).
 • – punkt wiążący, + – punkt kontrolowany, | – linia wiążąca, | – odległości



Rys. 34 Punkty, zdjęcia i odległości w sieci nr 7 (pole „Rudawa”).

● – punkt wiązący, + – punkt kontrolowany, | – odległości

wariant	zdjęcia	układ zdjęć	wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiązące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	pełna	nie	w.	nie	nie	X	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	nie	nie	X	1
3	w.	p.	o.	pełna	nie	0	nie	nie	X	1
4	w.	p.	p.s.	nie	nie	w.	tak	nie	X	1
5	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	tak	nie	X	1
6	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	tak	tak	X	1
7	3,5	stereogram	p.s.	nie	nie	0	nie	nie	X	4
8	2,3,4,5	liniowy	p.s.	nie	nie	0	nie	nie	X	4
9	3,5,8,12	p.	p.s.	nie	nie	0	nie	nie	X	4

Tabela 15 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 1 – pole testowe „Arkadia”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, p.s. – po kalibracji w czasie pracy, o. – oryginalny, X – opcja niedostępna

wariant	zdjęcia	układ zdjęć	wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiązące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	nie	nie	w.	X	X	X	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	X	X	X	1
3	w.	p.	o.	pełna	nie	0	X	X	X	1
4	w.	p.	o.	nie	tak	0	X	X	X	1

Tabela 16 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 2 – pole testowe „Arkadia”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, o. – oryginalny, X – opcja niedostępna

wariant	zdjęcia	układ zdjęć	wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiążące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	nie	nie	w.	nie	nie	nie	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	nie	nie	nie	1
3	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	nie	nie	nie	1
4	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	nie	nie	nie	3
5	w.	p.	p.s.	nie	nie	w.	tak	nie	nie	1
6	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	tak	nie	nie	1
7	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	tak	tak	nie	1
8	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	tak	nie	tak	1
9	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	tak	tak	tak	1

Tabela 17 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 3 – pole testowe „Basen AGH”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, p.s. – po kalibracji w czasie pracy, o. – oryginalny

wariant	zdjęcia	układ zdjęć	wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiążące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	nie	nie	w.	nie	nie	nie	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	nie	nie	nie	1
3	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	nie	nie	nie	1
4	w.	p.	o.	nie	tak	0	nie	nie	nie	3
5	w.	p.	o.	nie	tak	w.	tak	nie	nie	1
6	w.	p.	o.	nie	tak	0	tak	nie	nie	1
7	w.	p.	o.	nie	tak	0	tak	tak	nie	1
8	w.	p.	o.	nie	tak	0	tak	nie	tak	1
9	w.	p.	o.	nie	tak	0	tak	tak	tak	1

Tabela 18 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 4 – pole testowego „Basen AGH”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, o. – oryginalny

wariant	zdjęcia	układ zdjęć	wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiążące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	pełna	nie	w.	X	X	X	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	X	X	X	1
3	w.	p.	o.	bez dystorsji	nie	0	X	X	X	1
4	w.	p.	o.	bez dystorsji	nie	w.	X	X	X	1
5	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	X	X	X	3

Tabela 19 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 5 – pole testowe „Kiosk”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, o. – oryginalny, p.s. – po kalibracji w czasie pracy, X – opcja niedostępna

wariant	zdjęcia	układ zdjęć	wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiążące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	nie	nie	w.	nie	nie	nie	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	nie	nie	nie	1
3	w.	p.	o.	bez dystorsji	nie	0	nie	nie	nie	1
4	w.	p.	o.	bez dystorsji	nie	w.	nie	nie	nie	1
5	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	nie	nie	nie	3
6	w.	p.	p.s.	nie	tak	w.	tak	nie	nie	1
7	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	tak	nie	nie	1
8	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	tak	tak	nie	1
9	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	tak	nie	tak	1
10	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	tak	tak	tak	1

Tabela 20 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 6 – pole testowe „Kiosk”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, p.s. – po kalibracji w czasie pracy, o. – oryginalny (po kalibracji)

wariant	zdjęcia układ zdjęć		wykorzystany plik kamery	kalibracja w czasie pracy		fotopunkty	linie wiążące	warunki	odległości	cel badawczy
				aparatu	systemu					
1	w.	p.	o.	nie	nie	w.	X	X	nie	2,3
2	w.	p.	o.	nie	nie	0	X	X	nie	1
3	w.	p.	o.	pełna	nie	0	X	X	nie	1
4	w.	p.	p.s.	nie	tak	0	X	X	nie	3
5	w.	p.	p.s.	nie	nie	0	X	X	tak	1

Tabela 21 Warianty wyrównania sieci zdjęć nr 7 – pole testowe „Rudawa”.

oznaczenia: w. – wszystkie, p. – przestrzenny, p.s. – po kalibracji w czasie pracy, o. – oryginalny, X – opcja niedostępna

Punkty kontrolowane stanowią podstawę oceny dokładności wyrównania. W ramach prowadzonych badań współrzędne punktów kontrolowanych obliczane są metodą fotogrametrycznego wcięcia w przód, najczęściej z wykorzystaniem dwóch zdjęć. Zdjęcia wybierane w celu wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych miały stosunek bazy do odległości od punktów w przedziale najczęściej $1/5 - 1/2$. Często wybierano dwa zdjęcia prawie normalne, mogące tworzyć stereogram pomiarowy. W kilku przypadkach współrzędne punktów kontrolowanych obliczono wykorzystując wszystkie zdjęcia, na których punkty te były widoczne. Wykaz zdjęć wykorzystanych w celu wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych zawarto w tabeli 22. Obliczenie współrzędnych punktów kontrolowanych wykonywane jest po wyrównaniu sieci, z wykorzystaniem wyznaczonych w drodze integracji obserwacji elementów orientacji zewnętrznej, a w przypadku kalibracji w czasie pracy, także wyznaczonych elementów orientacji wewnętrznej. Współrzędne punktów kontrolowanych nie stanowią niewiadomych w procesie wyrównania sieci.

sieć	pole testowe	Numery zdjęć wykorzystanych w celu obliczenia współrzędnych punktów kontrolowanych
1	„Arkadia”	3 i 5, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2.5$
2	„Arkadia”	13 i 16, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 3$ 16 i 18, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 3.5$
3	„Basen AGH”	17 i 18, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$ 19 i 20, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$
4	„Basen AGH”	25 i 28, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 1.5$ 29 i 30, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 5$ 29 i 33, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 1$ 30 i 33, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 1.5$
5	„Kiosk”	wykorzystano pomiary na wszystkich zdjęciach
6	„Kiosk”	153 i 155, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$ 158 i 160, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$ 160 i 162, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$ 163 i 165, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$ 165 i 167, baza : odl. fotografowania $\approx 1 : 2$
7	„Rudawa”	wykorzystano pomiary na wszystkich zdjęciach

Tabela 22 Zestawienie zdjęć wykorzystanych podczas wyznaczania współrzędnych punktów kontrolowanych

7.4 Wyniki

Wyrównanie sieci zdjęć przeprowadzono wykorzystując autorski program Bundle Adjustment Toolbox. Pełne raporty z wyrównania sieci zdjęć dostępne są w załącznikach 22 – 28. Wykazy współrzędnych fotopunktów dostępne są w załączniku 9. Pliki kamery zamieszczono w załączniku 10. Wykazy pomierzonych elementów orientacji zewnętrznej zamieszczono w załączniku 21. Współrzędne punktów w układzie obrazu znajdują się w załączniku 18.

7.4.1 Ocena dokładności obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej

Zgodnie z koncepcją integracji obserwacji, elementy orientacji zewnętrznej wyznaczone zgodnie ze schematem pokazanym na rysunku 20, traktowane mają być w procesie wyrównania sieci jako obserwacje. W rozdziale 6.2 przeprowadzono ocenę *a priori* ich dokładności. Ocena ta oparta jest na specyfikacjach technicznych jednostki AHRS oraz zestawu GPS (błędy pomiaru kątów i współrzędnych). Celem tego eksperymentu jest weryfikacja przeprowadzonej uprzednio analizy *a priori*. Wyznaczone elementy orientacji zewnętrznej zostaną porównane z wartościami referencyjnymi, uzyskanymi dla każdej sieci w wyniku realizacji wariantów wyrównania nr 1 (warianty z fotopunktami, Tabela 15 – Tabela 21).

Każdą z sieci fotogrametrycznych wyrównano wykorzystując punkty pól testowych jako fotopunkty. Podczas obliczeń, pomierzone wartości elementów orientacji zewnętrznej traktowano jedynie jako wartości przybliżone, wykorzystywane w procesie linearyzacji równań rozwiązywanego układu. Współrzędne fotopunktów traktowano jako parametry oraz jako wielkości obserwowane, co oznacza że w trakcie wyrównania wykorzystywano równania (1.14).

W tabelach 23 – 25 zamieszczono wybrane wskaźniki dokładnościowe dla wyrównanych sieci fotogrametrycznych.

parametry	sieć 1, „Arkadia”, wariant 1		sieć 2, Arkadia, wariant 1	
błędy wsp. fotopunktów przyjęte <i>a priori</i> [mm]	$M_X = 5$ $M_Y = 5$ $M_Z = 5$		$M_X = 5$ $M_Y = 5$ $M_Z = 5$	
najmniejsze i największe wartości błędów współrzędnych środków rzutu [mm]	$M_{X_0}^{min} = 2$ $M_{Y_0}^{min} = 1$ $M_{Z_0}^{min} = 1$	$M_{X_0}^{max} = 3$ $M_{Y_0}^{max} = 2$ $M_{Z_0}^{max} = 2$	$M_{X_0}^{min} = 1$ $M_{Y_0}^{min} = 1$ $M_{Z_0}^{min} = 1$	$M_{X_0}^{max} = 3$ $M_{Y_0}^{max} = 2$ $M_{Z_0}^{max} = 3$
najmniejsze i największe wartości błędów kątów [°]	$M_\alpha^{min} = 0.004$ $M_\beta^{min} = 0.010$ $M_\kappa^{min} = 0.002$	$M_\alpha^{max} = 0.006$ $M_\beta^{max} = 0.010$ $M_\kappa^{max} = 0.003$	$M_\alpha^{min} = 0.002$ $M_\beta^{min} = 0.002$ $M_\kappa^{min} = 0.002$	$M_\alpha^{max} = 0.005$ $M_\beta^{max} = 0.006$ $M_\kappa^{max} = 0.005$
błędy śr. kwadratowe wsp. obrazowych [px]	$RMSE_x = 0.22$ $RMSE_y = 0.20$		$RMSE_x = 0.19$ $RMSE_y = 0.16$	
błędy śr. kwadratowe dla obserwowanych wsp. fotopunktów [mm]	$RMSE_X = 1$ $RMSE_Y = 2$ $RMSE_Z = 2$		$RMSE_X = 2$ $RMSE_Y = 2$ $RMSE_Z = 1$	

Tabela 23 Wybrane parametry opisujące dokładność wyrównania sieci z wykorzystaniem fotopunktów. Wyniki dla sieci zdjęć realizowanych na polu testowym „Arkadia”.

parametry	sieć 3, „Basen AGH”, wariant 1		sieć 4, „Basen AGH”, wariant 1	
błędy wsp. fotopunktów przyjęte <i>a priori</i> [mm]	$M_x = 5$ $M_y = 5$ $M_z = 5$		$M_x = 5$ $M_y = 5$ $M_z = 5$	
najmniejsze i największe wartości błędów współrzędnych środków rzutu [mm]	$M_{X_0}^{min} = 4$ $M_{Y_0}^{min} = 3$ $M_{Z_0}^{min} = 5$	$M_{X_0}^{max} = 13$ $M_{Y_0}^{max} = 10$ $M_{Z_0}^{max} = 11$	$M_{X_0}^{min} = 3$ $M_{Y_0}^{min} = 3$ $M_{Z_0}^{min} = 4$	$M_{X_0}^{max} = 6$ $M_{Y_0}^{max} = 5$ $M_{Z_0}^{max} = 8$
najmniejsze i największe wartości błędów kątów [°]	$M_\alpha^{min} = 0.014$ $M_\nu^{min} = 0.019$ $M_\kappa^{min} = 0.007$	$M_\alpha^{max} = 0.048$ $M_\nu^{max} = 0.041$ $M_\kappa^{max} = 0.014$	$M_\alpha^{min} = 0.009$ $M_\nu^{min} = 0.010$ $M_\kappa^{min} = 0.006$	$M_\alpha^{max} = 0.017$ $M_\nu^{max} = 0.019$ $M_\kappa^{max} = 0.020$
błędy śr. kwadratowe dla wsp. obrazowych [px]	$RMSE_x = 0.28$ $RMSE_y = 0.33$		$RMSE_x = 0.27$ $RMSE_y = 0.27$	
błędy śr. kwadratowe dla obserwowanych wsp. fotopunktów [mm]	$RMSE_x = 2$ $RMSE_y = 2$ $RMSE_z = 4$		$RMSE_x = 2$ $RMSE_y = 3$ $RMSE_z = 3$	

Tabela 24 Wybrane parametry opisujące dokładność wyrównania sieci z wykorzystaniem fotopunktów. Wyniki dla sieci zdjęć realizowanych na polu testowym „Basen AGH”.

parametry	sieć 5, „Kiosk”, wariant 1		sieć 6, „Kiosk”, wariant 1		sieć 7, „Rudawa”, wariant 1	
błędy wsp. fotopunktów przyjęte <i>a priori</i> [mm]	$M_x = 5$ $M_y = 5$ $M_z = 5$		$M_x = 5$ $M_y = 5$ $M_z = 5$		$M_x = 20$ $M_y = 20$ $M_z = 30$	
najmniejsze i największe wartości błędów współrzędnych środków rzutu [mm]	$M_{X_0}^{min} = 5$ $M_{Y_0}^{min} = 5$ $M_{Z_0}^{min} = 5$	$M_{X_0}^{max} = 5$ $M_{Y_0}^{max} = 5$ $M_{Z_0}^{max} = 6$	$M_{X_0}^{min} = 4$ $M_{Y_0}^{min} = 3$ $M_{Z_0}^{min} = 5$	$M_{X_0}^{max} = 13$ $M_{Y_0}^{max} = 10$ $M_{Z_0}^{max} = 11$	$M_{X_0}^{min} = 8$ $M_{Y_0}^{min} = 9$ $M_{Z_0}^{min} = 10$	$M_{X_0}^{max} = 51$ $M_{Y_0}^{max} = 93$ $M_{Z_0}^{max} = 34$
najmniejsze i największe wartości błędów kątów [°]	$M_\alpha^{min} = 0.045$ $M_\nu^{min} = 0.060$ $M_\kappa^{min} = 0.041$	$M_\alpha^{max} = 0.048$ $M_\nu^{max} = 0.071$ $M_\kappa^{max} = 0.054$	$M_\alpha^{min} = 0.028$ $M_\nu^{min} = 0.027$ $M_\kappa^{min} = 0.026$	$M_\alpha^{max} = 0.035$ $M_\nu^{max} = 0.036$ $M_\kappa^{max} = 0.035$	$M_\alpha^{min} = 0.019$ $M_\nu^{min} = 0.011$ $M_\kappa^{min} = 0.007$	$M_\alpha^{max} = 0.102$ $M_\nu^{max} = 0.059$ $M_\kappa^{max} = 0.018$
błędy śr. kwadratowe dla wsp. obrazowych [px]	$RMSE_x = 0.39$ $RMSE_y = 0.46$		$RMSE_x = 0.26$ $RMSE_y = 0.28$		$RMSE_x = 0.17$ $RMSE_y = 0.21$	
błędy śr. kwadratowe dla obserwowanych wsp. fotopunktów [mm]	$RMSE_x = 3$ $RMSE_y = 1$ $RMSE_z = 1$		$RMSE_x = 3$ $RMSE_y = 1$ $RMSE_z = 2$		$RMSE_x = 1$ $RMSE_y = 1$ $RMSE_z = 1$	

Tabela 25 Wybrane parametry opisujące dokładność wyrównania sieci z wykorzystaniem fotopunktów. Wyniki dla sieci zdjęć realizowanych na polach testowych „Kiosk” i „Rudawa”.

W ramach oceny dokładności wyrównania wyznaczono estymatory błędów elementów orientacji zewnętrznej, gdyż należy sprawdzić, czy estymowana wartość jest wystarczająco dokładna, aby mogła być traktowana jako referencyjna. W tabelach 23 – 25 podano ich najmniejsze i największe wartości. Błędy współrzędnych środków rzutu dla sieci 1 i 2 (pole „Arkadia”, Tabela 23) są o rząd wielkości niższe niż wartości otrzymane w wyniku analizy dokładności *a priori* (Rozdz. 6.2). Wyższe wartości błędów uzyskano w przypadku sieci realizowanych na polach testowych „Basen AGH” i „Kiosk”. Najwyższe wartości błędów współrzędnych środków rzutu otrzymano dla pola „Rudawa” (sieć 7). Są one zbliżone do dokładności pomiaru RTN. Oznacza to, że wyniki otrzymane dla sieci nr 7 nie powinny być wykorzystywane do oceny dokładności obserwowanych współrzędnych środków rzutu. W odróżnieniu od dokładności współrzędnych, dokładność estymowanych kątowych elementów orientacji jest dla każdej sieci znacznie wyższa niż spodziewana dokładność ich pomiaru (1.0° , 0.5° i 0.5° odpowiednio dla kątów α , ν i κ). Dla pola testowego „Kiosk” błędy estymowanych elementów orientacji zewnętrznej zawierają się w mniejszym niż w przypadku innych sieci przedziale. Związane jest to z kształtem tych sieci (Rys. 32, Rys. 33). Są to zamknięte sieci, w których środki rzutu leżą w przybliżeniu na okręgu.

W tabelach 26 – 32 zestawiono różnice pomiędzy elementami orientacji zewnętrznej wyznaczonymi w drodze wyrównania a wartościami obserwowanymi. W tabeli 33 zestawiono największe oraz średnie różnice wartości elementów orientacji dla poszczególnych sieci.

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
1	12	-24	31	0.2201	0.0731	0.1258	8	-10	1	15	-0.4981	-0.0526	-0.2888
2	3	-4	6	0.4474	-0.0817	0.3329	9	-14	10	17	0.0341	0.0105	-0.0459
3	7	7	25	-0.0593	-0.0085	0.2313	10	-10	3	19	0.3732	0.0361	-0.1211
4	10	-1	15	-0.4767	-0.1266	0.0842	11	-6	-18	25	0.4067	-0.0968	-0.2543
5	4	-1	5	0.2095	-0.0671	0.1564	12	-6	-9	35	0.1819	0.0219	-0.0819
6	-7	1	9	-0.8155	0.0814	0.0819	13	13	17	9	0.3547	0.0969	-0.1688
7	-7	-14	17	-0.8946	-0.0181	-0.1680	14	20	9	8	0.5641	0.1363	0.0604

Tabela 26 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 1, pole testowe „Arkadia”

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
11	21	11	-12	2.8857	0.0595	0.4486	17	18	8	20	2.2984	0.0524	0.3071
12	8	9	10	3.4089	0.0801	0.2685	18	8	-2	7	1.3310	0.1054	0.2059
13	12	6	-1	2.5043	-0.0797	0.2654	19	31	-16	6	-0.6229	-0.0447	0.4032
14	12	1	18	2.4895	0.0445	0.3126	20	20	-4	-13	1.1607	0.0772	0.3637
15	13	0	19	1.9584	0.0964	0.3224	21	14	-5	-12	0.5005	0.2383	0.2226
16	28	-3	25	2.3631	0.1500	0.4195							

Tabela 27 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 2, pole testowe „Arkadia”

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
16	-1	-16	13	0.4001	-0.0609	0.1382	21	18	1	12	2.4045	0.0323	0.1382
17	-6	-23	-2	0.2843	-0.0111	0.3460	22	1	-15	5	2.2038	0.1136	0.1597
18	11	-23	-1	0.7906	0.0409	0.2238	23	20	-20	-2	4.4156	0.0285	0.1719
19	14	-26	10	0.8446	0.0887	0.2145	24	44	-15	5	5.1937	0.0323	-0.0544
20	20	1	6	1.6121	0.0810	0.1197	25	10	-18	-11	3.4175	0.1406	-0.1075

Tabela 28 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 3, pole testowe „Basen AGH”

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
22	1	-13	2	-3.2503	0.1600	0.1125	29	-5	-5	-15	0.6898	0.2139	0.1546
23	-10	-18	4	-5.1290	0.1607	0.2445	30	-4	-14	-39	1.5753	0.0833	0.3876
25	-5	-14	-18	-3.0659	0.1047	0.2668	31	-15	15	-85	1.3510	0.1484	0.3142
26	-10	-9	-13	-2.4920	0.1543	0.1535	32	9	-4	-16	1.9948	0.1897	0.5353
27	-25	-41	-12	-1.9002	0.0517	0.2426	33	10	-3	-11	1.4391	0.1975	0.3862
28	0	-10	-7	0.4027	0.1760	0.2056	34	2	10	-18	1.7803	0.1994	0.3425

Tabela 29 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 4, pole testowe „Basen AGH”

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
1	-10	10	-19	-0.2474	-0.2262	0.1016	13	-2	-1	-21	-0.0564	-0.2496	-0.1092
2	-13	5	-9	1.6070	-0.1753	-0.1098	14	-11	0	13	0.3057	-0.1932	-0.1036
3	-4	-24	-22	-1.7048	-0.1320	-0.3209	15	-15	19	-39	0.9674	-0.2131	0.0012
4	-24	-22	-19	-2.2551	-0.1528	-0.2635	16	-30	-22	-18	2.0030	-0.2064	-0.5060
5	-7	-5	-18	-1.9652	-0.2388	-0.3791	17	7	31	-2	2.2489	-0.0427	-0.2139
6	-11	-1	-29	-1.5793	-0.1349	-0.1479	18	-3	6	-17	0.8336	-0.1486	-0.0942
7	-6	-3	-5	-7.5596	-0.2724	-0.2587	19	1	22	0	0.4519	-0.109	-0.0469
8	-12	-5	-31	-3.0927	-0.1124	-0.1539	20	-10	-4	-29	0.8075	-0.1524	-0.0855
9	-15	13	4	3.0998	-0.1649	-0.0389	21	-12	-10	-27	0.3644	-0.1245	-0.1407
10	-5	19	-14	1.9982	-0.1538	-0.1671	22	-7	-6	-9	-0.0165	-0.1422	-0.1293
11	-12	-3	-28	1.4566	-0.1819	-0.0156	23	0	-13	-20	-1.4037	-0.230	-0.0528
12	-11	5	-19	1.0075	-0.2637	0.0736	24	1	-7	-11	-1.3040	-0.2497	-0.0517

Tabela 30 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 5, pole testowe „Kiosk”

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
153	-15	6	-6	-1.1209	0.1207	0.1387	163	3	-5	-12	-0.7616	0.1314	0.2002
154	-10	5	5	-1.0556	0.0746	0.1794	164	-3	8	-3	-1.6395	0.1111	0.2020
155	5	3	-18	-1.1482	0.1222	0.2021	165	-9	-17	-26	-1.1778	0.1818	0.2891
156	-17	13	8	-0.5894	0.1846	0.1885	166	-2	-1	31	2.3476	0.0327	0.2320
157	6	23	44	-0.6194	0.1392	0.1619	167	12	3	-28	-0.8325	0.0632	0.1885
158	-2	36	58	-0.2643	0.1352	0.1839	168	-8	-33	-2	-2.3004	0.1036	0.0869
159	-4	27	17	1.1234	0.1251	0.2721	169	-3	-16	10	1.3356	0.1139	0.0538
160	12	-30	-19	0.9395	0.1254	0.2223	170	-9	17	14	1.3247	0.1540	0.0537
161	-23	28	24	0.5150	0.1984	0.2695	171	-1	27	-4	0.1219	0.0397	0.2333
162	16	14	-15	0.3653	0.0893	0.2569							

Tabela 31 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 6, pole testowe „Kiosk”

zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]	zdjęcie	ΔX_0 [mm]	ΔY_0 [mm]	ΔZ_0 [mm]	$\Delta\alpha$ [°]	$\Delta\nu$ [°]	$\Delta\kappa$ [°]
101	-33	-23	-51	0.2342	0.2124	-0.2175	126	11	-90	16	10.9242	0.0521	-0.1222
102	-27	12	-40	0.7661	0.0594	-0.3291	127	-56	-86	24	13.9224	0.0418	-0.1624
103	-26	16	-38	1.7525	0.0827	-0.2031	128	-23	19	19	4.3758	0.0900	-0.0735
104	3	21	-17	2.2221	0.1142	-0.3952	129	-36	-11	-1	4.5425	0.1099	-0.2646
105	22	19	-20	1.8086	0.0908	-0.3512	130	-29	-15	4	3.1129	-0.0002	-0.3505
106	5	-10	-32	1.2819	0.1275	-0.4410	131	-25	-10	8	2.0913	0.0275	-0.3755
107	-5	-6	-36	0.4818	0.1813	-0.2204	132	-29	-15	9	1.5591	0.1079	-0.3755
108	19	9	-27	-0.6915	0.1088	-0.1629	133	-27	-14	18	1.0837	0.1126	-0.1173
109	1	10	-3	-1.1411	0.0387	-0.2895	134	-32	-23	12	0.2990	-0.0112	-0.2658
110	-2	4	-13	-1.1150	-0.0467	-0.1587	135	-45	-13	23	-0.0796	0.1162	0.0551
111	22	24	-1	-0.9595	0.0946	-0.3043	136	-44	-5	37	1.1504	0.0387	-0.2646
112	36	18	-11	-0.7647	-0.0484	-0.3204	137	-63	3	43	1.4011	-0.0339	-0.0815
113	12	-3	-15	-0.2093	0.1439	-0.3316	138	-31	10	26	2.0207	0.0638	-0.3666
114	12	27	-3	-0.5028	0.0564	-0.3337	139	-15	15	32	1.9719	0.0689	-0.2199
115	24	23	-16	-0.2428	0.0084	-0.2724	140	10	10	23	2.0524	0.0651	-0.2084
116	28	34	-2	0.1194	0.1003	-0.2333	141	34	-14	37	1.6045	0.1116	0.0256
117	43	25	-1	0.2707	0.0137	-0.3242	142	18	-13	34	1.5894	0.0101	0.0361
118	5	6	-5	0.5954	0.0850	-0.1159	143	-27	12	53	1.2986	0.0700	-0.0853
119	36	10	-2	1.5496	0.0468	-0.2667	144	-3	-7	51	0.9139	0.0738	-0.2251
120	23	-10	-8	1.5423	0.0426	-0.1766	145	-24	-24	57	1.3137	0.1335	-0.1811
121	-16	-6	-17	1.5217	0.0834	-0.3209	146	-45	-6	67	1.5052	0.0165	-0.1392
122	-2	-1	-7	1.5615	0.0528	-0.2370	147	-53	10	74	1.1379	0.1068	-0.0670
123	11	9	0	1.2997	0.1076	-0.1450	148	-33	32	60	1.1133	0.0626	-0.0866
124	15	-22	2	2.0128	0.1210	-0.3246	149	-40	56	66	0.5894	0.0983	-0.1814
125	-6	-12	-30	2.4750	0.0643	-0.1551	150	-25	73	65	0.4399	0.1323	-0.0233

Tabela 32 Różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej zdjęć dla sieci 7, pole testowe „Rudawa”

Różnice współrzędnych środków rzutu zestawione w tabelach 26 – 32 najczęściej nie przekraczają wartości 3 cm. Pozostaje to w zgodzie z oczekiwaną dokładnością pomiaru GPS i analizą dokładności przeprowadzoną w rozdziale 6.2. Wyjątkiem jest pole testowe „Rudawa”, dla którego niejednokrotnie otrzymano różnice przekraczające znacznie wartość 3 cm. Tak duże różnice nie wynikają z gorszych warunków pomiaru GPS. Ich przyczyn należy upatrywać w błędności danych referencyjnych, czyli współrzędnych środków rzutu wyznaczonych w drodze wyrównania sieci zdjęć (błędy współrzędnych w tabeli 25). Ponadto dla pola testowego „Basen AGH” otrzymano dla środka rzutu zdjęcia nr. 31 różnicę współrzędnej Z_0 wynoszącą -8.5 cm (Tabela 33). Tak duża różnica może wynikać z faktu, że zdjęcie nr. 31 wykonano obok wysokiego drzewa, widocznego na rysunku 26 obok punktu C.

nr. sieci	trzy największe różnice (co do wartości bezwzględnej)						średnie różnice					
	dla ΔX_0 [mm]	dla ΔY_0 [mm]	dla ΔZ_0 [mm]	dla $\Delta \alpha$ [°]	dla $\Delta \nu$ [°]	dla $\Delta \kappa$ [°]	ΔX_0^{sr} [mm]	ΔY_0^{sr} [mm]	ΔZ_0^{sr} [mm]	$\Delta \alpha^{sr}$ [°]	$\Delta \nu^{sr}$ [°]	$\Delta \kappa^{sr}$ [°]
1	20 ¹⁴	-24 ¹	35 ¹²	-0.8946 ⁷	0.1363 ¹⁴	0.3329 ²	1 ±3	-2 ±3	17 ±2	0.0034 ±0.1288	0.0003 ±0.0212	-0.0040 ±0.0497
	13 ¹³	-18 ¹¹	31 ¹	-0.4981 ¹⁴	-0.1266 ⁷	-0.2888 ⁸						
	-14 ⁹	17 ¹³	25 ³	0.5641 ⁸	0.0969 ⁸	-0.2543 ¹¹						
2	31 ¹⁹	-16 ¹⁹	25 ¹⁶	3.4089 ¹²	0.2383 ²¹	0.4486 ¹¹	12 ±2	0 ±2	6 ±4	1.8434 ±0.3503	0.0709 ±0.0258	0.3218 ±0.0240
	28 ¹⁷	11 ¹¹	20 ¹⁷	2.8857 ¹¹	0.1500 ¹⁶	0.4195 ¹⁶						
	21 ¹¹	9 ¹²	19 ¹⁵	2.5043 ¹³	0.1054 ¹⁸	0.4032 ¹⁹						
3	44 ²⁴	-26 ¹⁹	13 ¹⁶	5.1937 ²⁴	0.1406 ²⁵	0.3460 ¹⁷	10 ±3	-15 ±3	4 ±2	2.1567 ±0.5422	0.0486 ±0.0188	0.1350 ±0.0416
	20 ²⁰	-23 ¹⁷	12 ²¹	4.4156 ²³	0.1136 ²²	0.2248 ¹⁸						
	20 ²³	-23 ¹⁸	-11 ²⁵	3.4175 ²⁵	0.0887 ¹⁹	0.2145 ¹⁹						
4	-25 ²⁷	-41 ²⁷	-85 ³¹	-5.1290 ²³	0.2139 ²⁹	0.5353 ³²	-4 ±3	-6 ±3	-10 ±2	-0.5504 ±0.7104	0.1533 ±0.0144	0.2788 ±0.0350
	-15 ³¹	-18 ²³	-39 ³⁰	-3.2503 ²²	0.1994 ³⁴	0.3876 ³⁰						
	-10 ²³	-15 ³¹	-18 ²⁵	-3.0659 ²⁵	0.1975 ³³	0.3862 ³³						
5	-30 ¹⁶	31 ¹⁷	-39 ¹⁵	-7.5596 ⁷	-0.2724 ⁷	-0.5060 ¹⁶	-9 ±2	0 ±3	-16 ±2	0.1533 ±0.3392	-0.1779 ±0.0117	-0.1339 ±0.0283
	-24 ⁴	-24 ³	-31 ⁸	-3.0998 ⁹	-0.2637 ¹²	-0.3791 ⁵						
	-15 ⁹	-22 ⁴	-29 ⁶	-3.0927 ⁸	-0.2497 ²⁴	-0.3209 ³						
6	-23 ¹⁶¹	36 ¹⁵⁸	58 ¹⁵⁸	2.3476 ¹⁶⁶	0.1984 ¹⁶¹	0.2891 ¹⁶⁵	-3 ±2	6 ±4	4 ±5	-0.1809 ±0.2763	0.1182 ±0.0104	0.1903 ±0.0157
	-17 ¹⁵⁶	-33 ¹⁶⁸	44 ¹⁵⁷	-2.3004 ¹⁶⁸	0.1846 ¹⁵⁶	0.2721 ¹⁵⁹						
	16 ¹⁶²	-30 ¹⁶⁰	31 ¹⁶⁶	-1.6395 ¹⁶⁴	0.1818 ¹⁶⁵	0.2695 ¹⁶¹						
7	-63 ¹³⁷	-90 ¹²⁶	74 ¹⁴⁷	13.9224 ¹²⁷	0.2124 ¹⁰¹	-0.4410 ¹⁰⁶	-9 ±4	1 ±4	9 ±4	1.1032 ±0.1225	0.0721 ±0.0067	-0.2150 ±0.0168
	-56 ¹²⁷	-86 ¹²⁷	67 ¹⁴⁶	10.9242 ¹²⁶	0.1813 ¹⁰⁷	-0.3952 ¹⁰⁴						
	-53 ¹⁴⁷	73 ¹⁵⁰	66 ¹⁴⁹	4.5425 ¹²⁹	0.1439 ¹¹³	-0.3755 ¹³²						

Tabela 33 Największe różnice oraz średnie różnice pomiędzy wyznaczonymi a pomierzonymi elementami orientacji zewnętrznej. Kolorem niebieskim podano numer zdjęcia, dla którego dana różnica występuje. Czcionką pogrubioną oznaczono różnice, których nie uwzględniono podczas obliczania wartości średnich oraz średnich błędów kwadratowych.

Pod wartościami średnich różnic podano błędy wyznaczenia tych średnich.

Uzyskane wyniki potwierdzają, że dokładność wyznaczenia kąta α za pomocą jednostki MTi, oparta głównie na pomiarach magnetycznych jest znacznie niższa niż dokładność wyznaczenia kątów ν i κ . Średnie różnice kątów dla sieci 1 zestawione w tabeli 33 są znacznie mniejsze niż w przypadku pozostałych sieci. Zdjęcia wykonane dla tej sieci wykorzystano do wyznaczenia macierzy \mathbf{B} w ramach kalibracji systemu (Rozdz. 5.6.3). Większe różnice kątów otrzymane dla pozostałych sieci świadczą o niestałości macierzy \mathbf{B} (Rozdz. 6.6.). Oznacza to, że raz wyznaczona macierz kalibracyjna nie jest już aktualna przy kolejnym pomiarze. Potwierdza to konieczność zbadania możliwości wykonania kalibracji systemu w czasie pracy (Rozdz. 7.4.4).

Maksymalne różnice dla kątów α w przypadku sieci 2 – 7 zawsze przekraczają wartość 1° , czyli są wyższe niż błąd pomiaru kąta yaw podany w specyfikacji urządzenia. Bardzo duże różnice dla kąta α otrzymano dla zdjęć 126 i 127 w sieci 7. Zdjęcia te wykonano z mostu na rzece Rudawa. Żeliwna konstrukcja mostu musiała zakłócić przebieg linii pola magnetycznego. Powód wystąpienia bardzo dużych różnic wartości kątów α dla niektórych zdjęć pozostałych sieci jest nieznany, choć także może być związany z zakłóceniami pola magnetycznego. Dokładność pomiaru kątów ν i κ jest wyższa niż dokładność deklarowana przez producenta (0.5°). Dodatkowo obserwowane różnice mają charakter systematyczny. Należy zwrócić uwagę, że błędy wyznaczenia średnich różnic dla kątów ν i κ są znacznie mniejsze niż same wartości tych średnich, czego nie obserwujemy w przypadku kąta α .

W tabeli 34 zestawiono średnie błędy kwadratowe elementów orientacji zewnętrznej wyznaczonych w drodze pomiaru GPS i inercyjnego. W prawej części tabeli podano średnie błędy

kwadratowe obliczone po odjęciu od różnic ich wartości średnich. Lewa część tabeli obrazuje zatem dokładność bezwzględną obserwowanych elementów orientacji, a prawa część dokładność względną. W wielu przypadkach różnica pomiędzy dokładnością względną a bezwzględną współrzędnych jest bardzo mała. Największe różnice pomiędzy dokładnością względną a bezwzględną obserwujemy dla kątów ν i κ . Zarówno bezwzględna jak i względna dokładność wyznaczenia kąta ν jest wyższa niż dokładność kąta κ . Być może jest to skutkiem gorszej dokładności pomiaru, lub błędnymi parametrami kalibracji akcelerometru „X” lub żyroskopu „X” jednostki MTi.

nr. sieci	średnie błędy kwadratowe						średnie błędy kwadratowe obliczone po odjęciu od różnic ich wartości średnich					
	dla X_0	dla Y_0	dla Z_0	dla α	dla ν	dla κ	dla X_0	dla Y_0	dla Z_0	dla α	dla ν	dla κ
	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[°]	[°]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[°]	[°]
1	11	12	20	0.4820	0.0792	0.1861	11	11	9	0.4819	0.0792	0.1861
2	19	8	15	2.2556	0.1134	0.3468	8	8	14	1.1617	0.0857	0.0798
3	14	19	8	2.8474	0.0785	0.1938	9	9	8	1.7145	0.0595	0.1315
4	11	12	13	2.5272	0.1677	0.3154	10	10	8	2.4610	0.0498	0.1211
5	12	14	21	1.6342	0.1906	0.1946	8	14	12	1.6266	0.0575	0.1384
6	11	20	24	1.2188	0.1296	0.2070	10	19	23	1.2045	0.0452	0.0682
7	29	27	33	1.6518	0.0904	0.2474	27	27	31	0.8489	0.0536	0.1185

Tabela 34 Średnie błędy kwadratowe przed i po odjęciu od różnic ich średnich wartości.

Dokładność bezwzględna i względna wyznaczenia kątów ν i κ jest o wiele lepsza niż wynikałoby to ze specyfikacji technicznej urządzenia. Wyraźne różnice pomiędzy dokładnością bezwzględną i względną a także niskie wartości odchyłeń standardowych średnich wartości podane w tabeli 33 jeszcze raz potwierdzają występowanie błędów systematycznych obserwowanych kątów. Uzyskane średnie błędy kwadratowe obserwowanych współrzędnych potwierdzają, że dokładność ich wyznaczenia za pomocą pomiaru RTN mieści się w przedziale 1 – 2 cm. Nie zauważono, aby dokładność wysokościowa pomiaru była znacznie gorsza od dokładności sytuacyjnej.

7.4.2 Wyrównanie sieci z nieaktualnymi elementami orientacji wewnętrznej – studium przypadku

W rozdziale 6.6 wskazano na potencjalne skutki, jakie mogą być wynikiem wyrównania sieci zdjęć pozbawionej fotopunktów, w przypadku wykorzystania nieaktualnych elementów orientacji wewnętrznej. W celu zobrazowania, jak nieaktualne elementy orientacji wewnętrznej mogą wpływać na dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych, przeprowadzono eksperymentalne wyrównanie sieci zdjęć nr 1. Wykorzystano plik kamery otrzymany, który zawiera identyczne dane jak te zamieszczone w tabeli 5 (strona 65), poza wartością stałej kamery, którą „zafałszowano” o 30 pikseli, zmieniając jej wartość z 3367.85 na 3397.85. W trakcie wyrównania sieci z kalibracją w czasie pracy (opisanego w kolejnym rozdziale) okazało się, że aktualna wartość stałej kamery wynosi około 3362 pikseli (Tabela 36), a więc różni się od tej sztucznie zawyżonej o ok. 35 pikseli. W wyniku wyrównania sieci z „zafałszowaną” wartością ck , bez wykorzystywania fotopunktów, otrzymano elementy orientacji zewnętrznej zdjęć które następnie wykorzystano do wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych. Współrzędne punktów kontrolowanych wyznaczono metodą wcięcia w przód ze zdjęć 3 i 5.

Następnie przeprowadzono kolejne wyrównanie tej sieci, tym razem wykorzystując 4 fotopunkty a elementy orientacji zewnętrznej wyznaczone za pomocą GPS i jednostki AHRS traktując jedynie jako wartości przybliżone. Otrzymane w drodze wyrównania elementy orientacji ponownie posłużyły do wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych. Różnice współrzędnych punktów kontrolowanych względem ich wartości referencyjnych dla obu wyżej wymienionych prób wyrównania sieci zestawiono w tabeli 35.

	test 1			test 2		
współrzędne fotopunktów:	nie wykorzystano			wykorzystano współrzędne czterech fotopunktów jako obserwacje		
elementy orientacji zewnętrznej wyznaczone za pomocą GPS/IMU:	wykorzystano jako obserwacje i przybliżenia			wykorzystano tylko jako przybliżenia		
Nr punktu	ΔX [mm]	ΔY [mm]	ΔZ [mm]	ΔX [mm]	ΔY [mm]	ΔZ [mm]
100	-67	-16	64	-11	1	-1
200	-67	-15	87	-3	1	-1
210	-113	116	92	-36	2	-5
212	-125	136	89	-46	1	-8
300	-72	-19	114	-1	-4	1
310	-132	117	110	-48	1	-11
400	-86	-16	135	-8	-1	-2
402	-108	19	132	-26	3	-8
404	-114	36	130	17	-6	4
błąd średni kwadratowy [mm]	101	73	108	28	3	6

Tabela 35 Różnice oraz średnie błędy kwadratowe otrzymane dla współrzędnych punktów kontrolowanych w wyniku wyrównania sieci zdjęć nr 1 z błędną wartością ck bez wykorzystania fotopunktów (po lewej) oraz z wykorzystaniem fotopunktów (po prawej).

Na podstawie uzyskanych wyników widać, że wyrównanie sieci zdjęć z fotopunktami pozwala skompensować w znacznie większym stopniu wpływ błędnej wartości ck niż wyrównanie z obserwowanymi elementami orientacji zewnętrznej. Niestety, nie ma pewności czy aparat wykorzystywany w skonstruowanym prototypie systemu mobilnego zachowuje stałość elementów orientacji. Jeżeli tak nie jest, a świadczyć o tym mogą różnice wartości parametrów zestawionych w tabeli 5 (strona 65), wtedy może mieć to bardzo negatywny wpływ na dokładność wyznaczenia położenia punktów terenowych. Zgodnie z założeniami przedstawionymi w rozdziale 6.6, konieczne może być każdorazowe wykonanie kalibracji aparatu w czasie pracy np. w drodze samokalibracji.

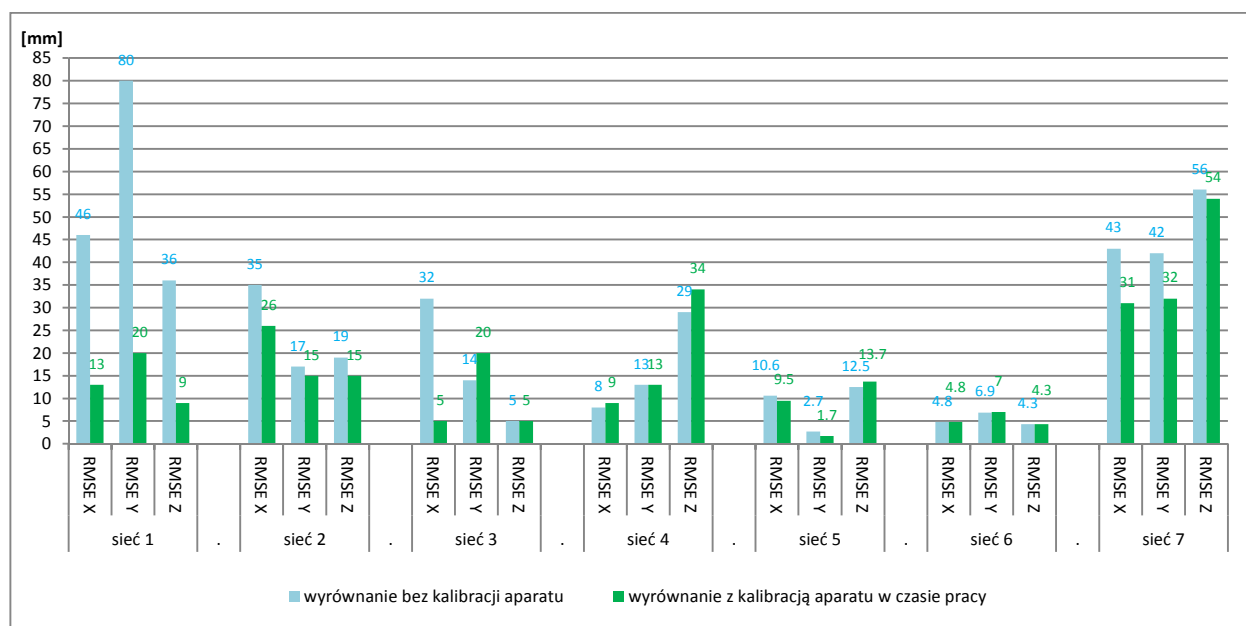
7.4.3 Wyrównanie sieci bez fotopunktów, wyrównanie z kalibracją kamery w czasie pracy

Każdą z sieci fotogrametrycznych wyrównano bez udziału fotopunktów stosując pliki kamery otrzymane w wyniku kalibracji aparatu na laboratoryjnym polu testowym (Tabela 5, strona 65). Wartościami obserwowanymi w takim wyrównaniu były współrzędne obrazowe punktów wiążących oraz elementy orientacji zewnętrznej. Obliczenia przeprowadzono, zgodnie z założeniami przedstawionymi w rozdziale 6.6 w dwóch wariantach: bez kalibracji aparatu oraz z kalibracją aparatu w czasie pracy. Wyjątek stanowiły sieci 3 i 4 (pole „Basen AGH”). Podczas wyrównania tych sieci wykorzystano parametry kalibracji otrzymane w wyniku wyrównania sieci 1 i 2. Za takim postępowaniem przemawiała mocniejsza geometria tych sieci. Ponadto zdjęcia dla sieci 1 i 3 oraz 2 i 4 wykonano w tych samych dniach a zatem parametry kalibracji nie powinny ulec zmianie.

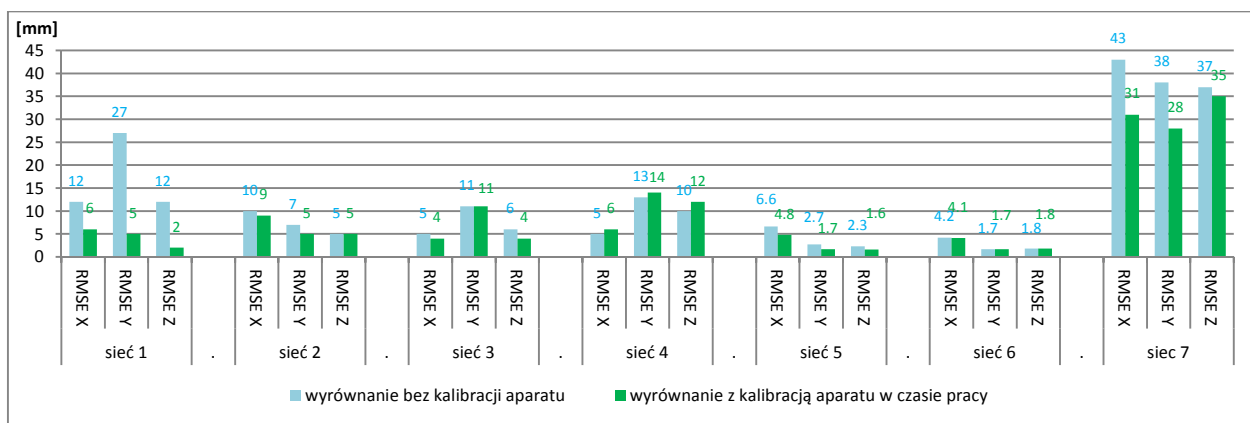
Podczas wyrównania sieci 1 i 2 z kalibracją w czasie pracy, współczynniki dystorsji traktowane były zawsze jako pseudoobserwacje, gdyż ich dokładne wyznaczenie wymaga gęstszej rozmieszczenia większej ilości punktów. Wartościami obserwowanymi były współczynniki otrzymane w drodze kalibracji na laboratoryjnym polu testowym. Wykonując kalibrację w czasie pracy dla sieci 5 i 6, współczynniki dystorsji traktowano jako wartości stałe, gdyż charakter pola testowego „Kiosk” nie umożliwiał pomiaru dużej ilości punktów w zewnętrznych rejonach zdjęć.

Wyrównanie bez kalibracji aparatu w czasie pracy realizowane było dla każdej sieci w ramach wariantu drugiego (wg. tabel 15 – 21). Wyrównanie z kalibracją w czasie pracy lub, jak miało to miejsce w przypadku sieci 3 i 4, z nowymi parametrami kalibracji, wykonywane było w ramach wariantu trzeciego.

Porównanie dokładności bezwzględnych i względnych wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych obrazują wykresy zamieszczone na rysunkach 35 i 36. Średnie błędy kwadratowe obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej dla obu wariantów wyrównania przedstawiono na rysunkach 41 i 42. Współrzędne punktów kontrolowanych wyznaczano metodą wcięcia w przód wykorzystując wyznaczone w drodze wyrównania elementy orientacji zewnętrznej (i wewnętrznej). Wykaz zdjęć wykorzystanych podczas wyznaczania współrzędnych punktów kontrolowanych znajduje się w tabeli 22. Miarę dokładności względnych stanowią średnie błędy kwadratowe obliczone po odjęciu od różnic współrzędnych ich średnich wartości.



Rys. 35 Porównanie dokładności bezwzględnej wyrównania sieci bez kalibracji aparatu oraz z kalibracją aparatu w czasie pracy



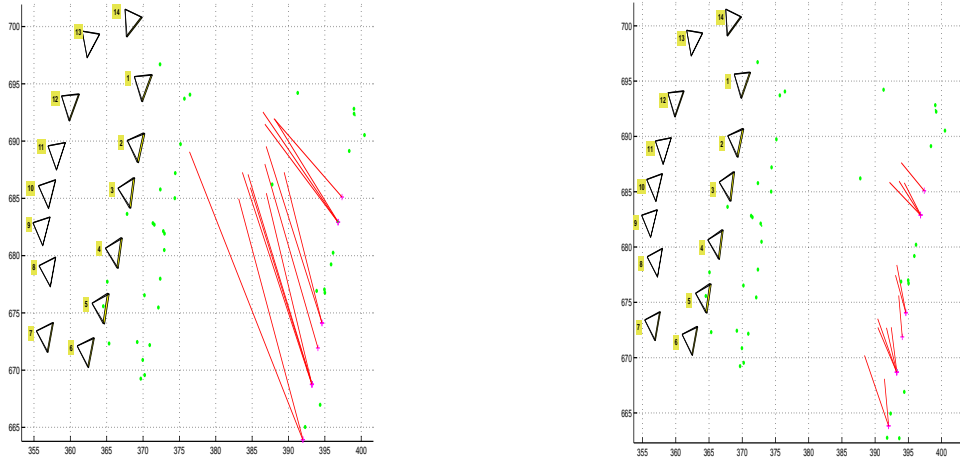
Rys. 36 Porównanie dokładności względnej wyrównania sieci bez kalibracji aparatu oraz z kalibracją aparatu w czasie pracy

Wyrównanie z kalibracją kamery w czasie pracy pozwoliło podnieść dokładności względne i bezwzględne wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych w przypadku sieci 1, 2, 5 i 7. Największą poprawę odnotowano dla sieci 1. Dla sieci 3, 4 i 6 nie odnotowano wyraźnej poprawy dokładności. Dla sieci 4 wyrównanie z nowymi parametrami kalibracji przyniosło wręcz nieznaczne pogorszenie dokładności bezwzględnej i względnej współrzędnej Z.

Podkreślić należy duże różnice średnich błędów kwadratowych będących miarą dokładności względnych i bezwzględnych. Tak wyraźne różnice świadczą o systematycznych przesunięciach punktów kontrolowanych względem ich referencyjnego położenia. Pokazują to wyraźnie przykładowe wykresy wektorów różnic położenia punktów sporządzone dla sieci 1, 2, 5, i 6, przedstawiane na rysunkach 37 – 40. Przyczyną zauważonej prawidłowości mogą być systematyczne błędy pomiarów GPS.

Najistotniejszą poprawę dokładności odnotowano dla sieci 1. Jak widać na rysunku 37, wektory różnic położenia współrzędnych punktów kontrolowanych znacznie się skróciły. Ich kierunek jednak praktycznie nie uległ zmianie. Inaczej sytuacja wyglądała w przypadku sieci 3. W tym przypadku wyrównanie sieci z nowszymi parametrami kalibracji aparatu pozwoliło na niewielką poprawę dokładności bezwzględnej, o czym świadczą różnice długości wektorów widocznych na rysunku 38. Zmiana długości nie jest jednak tak znaczna jak w przypadku sieci 2, przy czym zmianie uległy również kierunki wektorów.

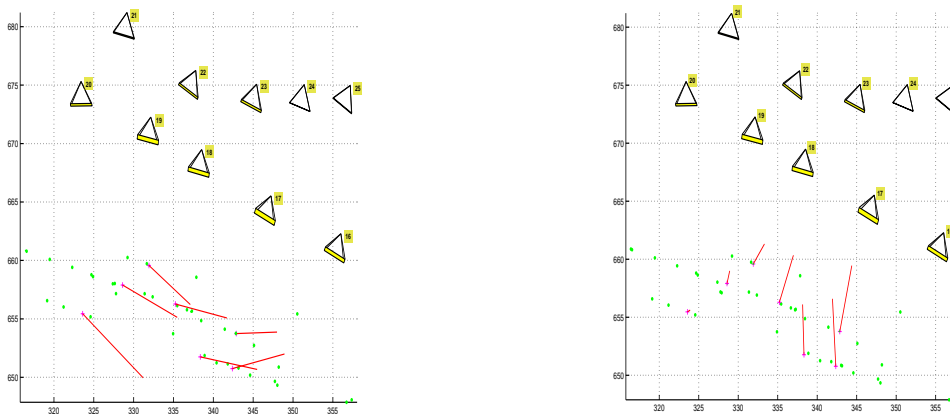
W przypadku sieci realizowanych na polu „Kiosk” (sieci 5 i 6) nie widać wyraźnych zmian długości i kierunków wektorów różnic położenia punktów (Rys. 39 i Rys. 40) pomiędzy oboma wariantami wyrównania. Odnotować jednak należy wyraźne różnice pomiędzy składowymi X wektorów leżących po stronie wschodniej i zachodniej pola testowego. Średnie błędy kwadratowe tej właśnie współrzędnej osiągały wartości najwyższe (Rys. 36). Wskazuje to na zakłócenie skali obu sieci w kierunku osi X.



Rys. 37 Wektory różnic współrzędnych punktów kontrolowanych dla sieci 1.

Po lewej: dla wyrównania bez samokalibracji. po prawej: dla wyrównania z samokalibracją.

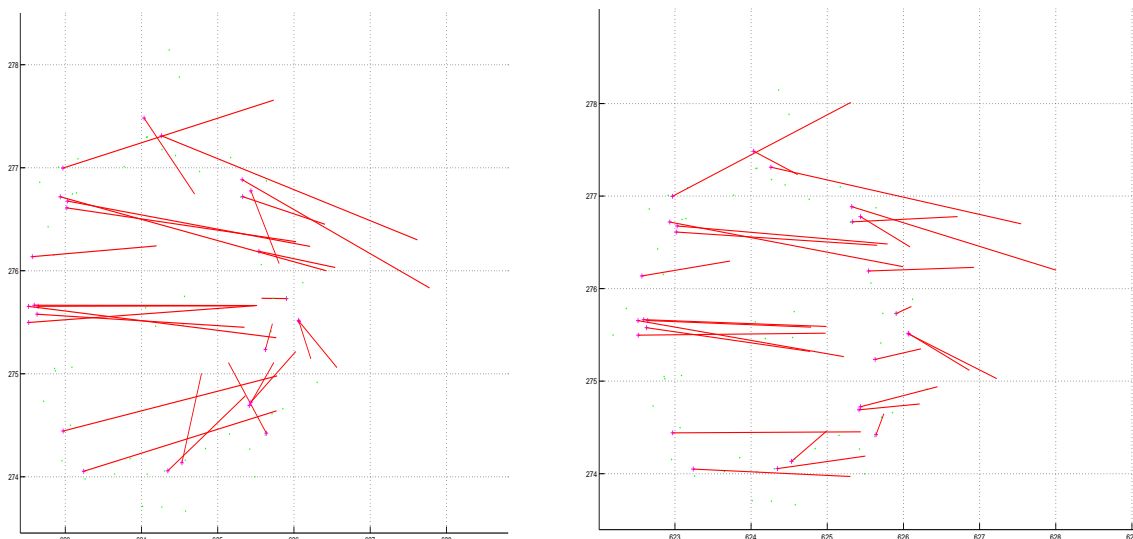
● – punkt wiązący, + – punkt kontrolowany, długości wektorów powiększono 200 razy w stosunku do skali planu



Rys. 38 Wektory różnic współrzędnych punktów kontrolowanych dla sieci 3.

Po lewej: dla wyrównania bez samokalibracji. po prawej: dla wyrównania z samokalibracją.

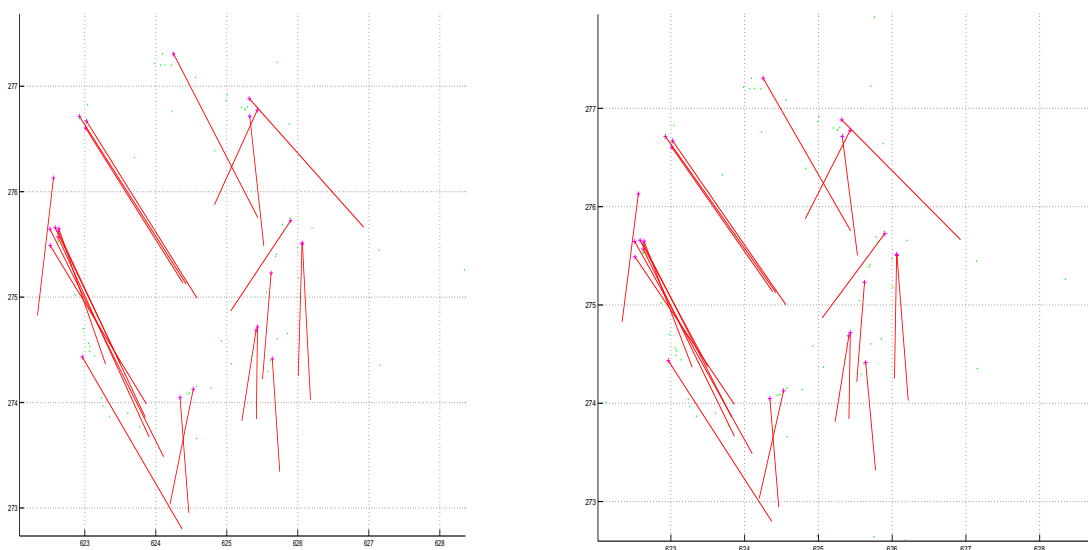
● – punkt wiązący, + – punkt kontrolowany, długości wektorów powiększono 200 razy w stosunku do skali planu



Rys. 39 Wektory różnic współrzędnych punktów kontrolowanych dla sieci 5.

po lewej: dla wyrównania bez samokalibracji. po prawej: dla wyrównania z samokalibracją.

● – punkt wiązący, + – punkt kontrolowany, długości wektorów powiększono 200 razy w stosunku do skali planu



Rys. 40 Wektory różnic współrzędnych punktów kontrolowanych dla sieci 6.

po lewej: dla wyrównania bez samokalibracji. po prawej: dla wyrównania z samokalibracją.

● – punkt wiązący, + – punkt kontrolowany, długości wektorów powiększono 200 razy w stosunku do skali planu

Poza wyraźnymi różnicami dokładności względnej i bezwzględnej, bardzo istotne jest również odniesienie się do samych wartości uzyskanych błędów. W przypadku wielu rodzajów opracowań fotogrametrycznych, w szczególności w fotogrametrii naziemnej, większe znaczenie ma uzyskanie wymaganych dokładności względnych. Często w ogóle nie zachodzi potrzeba sporządzenia opracowania w układzie globalnym. Dalsze rozważania dotyczące analizy dokładności ograniczymy zatem do oceny dokładności względnej.

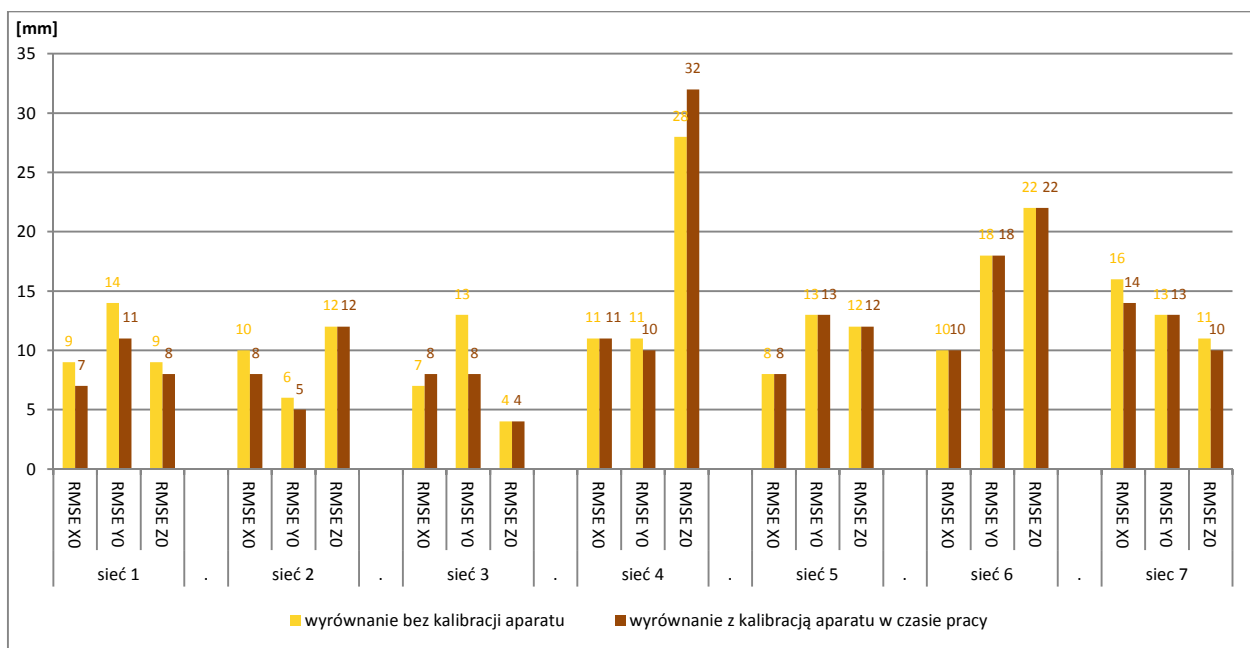
W przypadku sieci 1 i 2 (pole „Arkadia”) największe średnie błędy kwadratowe (dokładności względne) otrzymano dla współrzędnej X. Decydującą rolę odgrywa tu stosunek bazowy, który

w przypadku par zdjęć wykorzystanych do pomiaru współrzędnych punktów kontrolowanych wynosił 1:3.5 – 1:2.5 (Tabela 22). Ponadto baza była w przybliżeniu równoległa do osi Y (osie zdjęć w przybliżeniu równoległe do osi X). Dla sieci 1 i 2 udało się osiągnąć dokładność wyznaczenia współrzędnej X na poziomie średnicy piksela terenowego, która dla tych sieci wynosi 7 – 10 mm (Tabela 14). Dokładność wyznaczenia współrzędnych Y oraz Z zbliżona jest do połowy średnicy piksela terenowego. W przypadku sieci 1 i 2 korzystnie na uzyskane wyniki wpłynąć mogło zastosowanie sztucznej sygnalizacji punktów kontrolowanych.

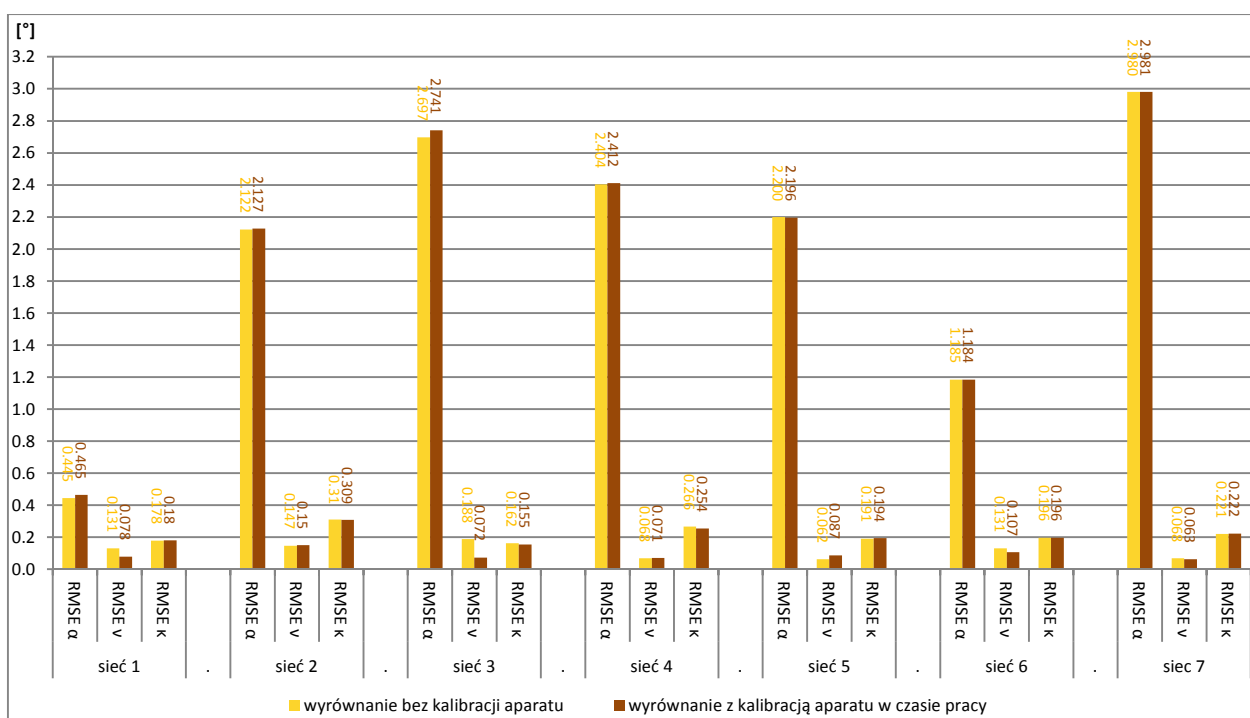
Gorsze dokładności otrzymano dla sieci 3 i 4 (pole „Basen AGH”). Wartości średnich błędów kwadratowych dla kierunku w przybliżeniu równoległego do osi kamer (oś Y układu) są w przybliżeniu 2.5 razy większe niż rozmiar piksela terenowego (około 5 mm). Dokładności uzyskane dla współrzędnych X i Z dla sieci 2 są wyraźnie lepsze i mieszczą się w granicach średnicy piksela terenowego. Negatywnie na uzyskane dla pola testowego „Basen AGH” wyniki mógł wpłynąć charakter punktów kontrolowanych. Były to punkty naturalne, często narożniki wnęk okiennych lub narożniki budynku.

W przypadku sieci 5 i 6 uzyskane wartości średnich błędów kwadratowych mogą nie odzwierciedlać osiągniętych dokładności względnych, z powodu błędności współrzędnych referencyjnych otrzymanych w drodze pomiaru geodezyjnego. Odległości fotografowania dla tych sieci były mniejsze niż dla pozostałych, a średnica piksela terenowa wynosiła około 1 mm. Jednocześnie geodezyjna konstrukcja pomiarowa wykorzystana do określenia współrzędnych tych punktów obciążona była dodatkowymi czynnikami mogącymi negatywnie wpływać na osiągnięte dokładności. Ocena dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych, oparta na porównaniu wartości otrzymanych dla sieci 5 i 6 opisana została w rozdziale 7.4.5.

Dokładność względna uzyskana dla sieci 7 jest znacznie gorsza niż dla pozostałych sieci. Badań przeprowadzonych dla tej sieci nie należy jednak traktować jako istotnych z punktu widzenia oceny dokładności fotogrametrycznego pomiaru punktów terenowych. Pomiar geodezyjny punktów kontrolowanych przeprowadzono tu metodą RTN GPS, gwarantującą dokładność wyznaczenia współrzędnych na poziomie 2 – 4 cm. Uzyskane dokładności względne osiągają dla sieci 7 wartość ok. 3 cm, co pozostaje w zgodzie z dokładnością pomiaru referencyjnego.



Rys. 41 Średnie błędy kwadratowe obserwowanych współrzędnych środków rzutu



Rys. 42 Średnie błędy kwadratowe obserwowanych kątowych elementów orientacji zewnętrznej

Poza najistotniejszymi z punktu widzenia użytkownika parametrami, czyli dokładnością względną i bezwzględną wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych, podano również średnie błędy kwadratowe obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej (Rys. 41, Rys. 42). W przypadku współrzędnych środka rzutu sieci 1 widać, że wyrównanie z samokalibracją aparatu dało nieco mniejsze wartości błędów. W przypadku pozostałych sieci w większości przypadków nie widać bardzo wyraźnych zmian wartości średnich błędów kwadratowych.

Poza sprawdzeniem, jak estymacja parametrów kalibracji aparatu wpływa na dokładność wyrównania sieci, przeprowadzono także porównanie samych parametrów kalibracji. Tabela 36 zawiera porównanie elementów orientacji wewnętrznej oraz współczynników dystorsji. Druga kolumna zawiera parametry otrzymane w drodze kalibracji aparatu na polu testowym (te same jak w tabeli 5). W ostatniej kolumnie znajdują się parametry uzyskane w drodze kalibracji w czasie pracy – wyrównania sieci zdjęć nr 1 z samokalibracją. W środkowej kolumnie z danymi przedstawiono wyniki kalibracji przeprowadzonej również na polu testowym „Arkadia”, ale bez wykorzystania obserwacji elementów orientacji zewnętrznej, natomiast z wykorzystaniem fotopunktów. Umożliwiło to sprawdzenie, czy uwzględnienie obserwacji elementów orientacji zewnętrznej da istotnie różne wartości parametrów kalibracji względem tych otrzymanych w podejściu tradycyjnym – w drodze samokalibracji z fotopunktami.

Biorąc pod uwagę wartości odchyłeń standardowych elementów orientacji wewnętrznej i współczynników dystorsji można uznać, że wyniki zawarte w dwóch ostatnich kolumnach nie różnią się w sposób istotny. Należy zaznaczyć jednak, że błędy estymowanych parametrów są znacznie wyższe dla kalibracji bez fotopunktów. Uzyskane w drodze kalibracji w miejscu pracy parametry są natomiast istotnie różne od parametrów uzyskanych w procesie kalibracji na polu testowym. Dotyczy to zwłaszcza stałej kamery oraz współrzędnej x_0 . Wskazywać to może na niestałość elementów orientacji wewnętrznej spowodowaną np. kilkukrotną wymianą obiektywu.

	kalibracja na laboratoryjnym polu testowym (Tabela 5)	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Arkadia”, wariant wyrównania: 1	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Arkadia”, wariant wyrównania: 3
data	18 XII 2010	14 II 2011	14 II 2011
współrzędne fotopunktów	obserwowane	obserwowane	nie wykorzystywane
elementy orientacji zewnętrznej	niewiadome	niewiadome	obserwowane
elementy orientacji wewnętrznej oraz ich odchylenia standardowe	$ck = 3367.85 \pm 0.18$ [px] $x_0 = 21.21 \pm 0.11$ [px] $y_0 = -12.14 \pm 0.13$ [px]	$ck = 3362.32 \pm 0.28$ [px] $x_0 = 10.81 \pm 0.29$ [px] $y_0 = -15.19 \pm 0.60$ [px]	$ck = 3362.97 \pm 0.80$ [px] $x_0 = 9.12 \pm 0.75$ [px] $y_0 = -16.12 \pm 1.16$ [px]
współczynniki dystorsji oraz ich odchylenia standardowe	$k_1 = -1.0248e-008 \pm 1.6e-011$ [px ⁻²] $k_2 = 6.702e-016 \pm 3.2e-018$ [px ⁻⁴]	$k_1 = -1.015e-008 \pm 2.9e-011$ [px ⁻²] $k_2 = 6.681e-016 \pm 5.8e-018$ [px ⁻⁴]	$k_1 = -1.013e-008 \pm 4.3e-011$ [px ⁻²] $k_2 = 6.610e-016 \pm 8.1e-018$ [px ⁻⁴]

Tabela 36 Porównanie elementów orientacji wewnętrznej i wartości współczynników dystorsji radialnej dla kalibracji na polu testowym oraz kalibracji w miejscu pracy (pole testowe „Arkadia”). Obiektiw Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz A, ogniskowanie na około 20 m

Tabele 37 i 38 przedstawiają parametry kalibracji aparatu otrzymane w procesie wyrównania sieci 5 i 6 z samokalibracją. Podobnie jak w przypadku sieci 1 wyniki te porównano z wynikami kalibracji na laboratoryjnym polu testowym (druga kolumna tabel). Podobnie jak w poprzednim przypadku przeprowadzono dodatkowe kalibracje w czasie pracy wykorzystując współrzędne fotopunktów. Wyniki zestawiono w środkowych kolumnach z wynikami w tabelach 37 i 38. W ostatniej kolumnie zestawiono wyniki samokalibracji przeprowadzonej bez wykorzystania fotopunktów, lecz z wykorzystaniem obserwacji elementów orientacji zewnętrznej. Dla pola testowego „Kiosk”, podczas kalibracji w czasie pracy (sieci 5 i 6) nie estymowano współczynników dystorsji radialnej, gdyż obiekt testowy nie zapewniał wystarczającego pokrycia punktami zewnętrznymi obszarów zdjęć.

Inaczej niż w przypadku sieci nr. 1, większe odchylenia standardowe cechują elementy orientacji wewnętrznej otrzymane z wykorzystaniem fotopunktów, zarówno w tabeli 37 jak i w tabeli 38.

Zdjęcia dla sieci 1 i 5 wykonano tego samego dnia, dlatego elementy orientacji wewnętrznej otrzymane podczas wyrównania sieci 5 bez fotopunktów nie powinny różnić się istotnie od tych otrzymanych dla sieci 1, tymczasem zauważyć można, że estymowane wartości współrzędnej x_0 różnią się o około 8 pikseli. Dla wyrównania sieci 5 z udziałem fotopunktów odnotować należy istotne różnice w porównaniu ze wszystkimi innymi wariantami kalibracji tego aparatu, zamieszczonymi zarówno w tabeli 36 jak i 37. Trudno jednak wskazać na ich przyczynę, tym bardziej, że dla wyrównania sieci nr 6 z samokalibracją i obserwowanymi elementami orientacji otrzymane parametry kalibracji (Tabela 38) różnią się nie aż tak bardzo od wyników otrzymanych na laboratoryjnym polu testowym i kalibracji w czasie pracy z udziałem fotopunktów (różnice do 4.5 piksela dla współrzędnej y_0).

	kalibracja na laboratoryjnym polu testowym (Tabela 5)	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Kiosk”, wariant wyrównania: 4	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Kiosk” wariant wyrównania: 3
data	18 XII 2010	14 II 2011	14 II 2011
współrzędne fotopunktów	obserwowane	obserwowane	nie wykorzystywane
elementy orientacji zewnętrznej	niewiadome	niewiadome	obserwowane
elementy orientacji wewnętrznej oraz ich odchylenia standardowe	$ck = 3367.85 \pm 0.18$ [px] $x_0 = 21.21 \pm 0.11$ [px] $y_0 = -12.14 \pm 0.13$ [px]	$ck = 3356.05 \pm 1.48$ [px] $x_0 = 16.53 \pm 1.17$ [px] $y_0 = -24.64 \pm 2.57$ [px]	$ck = 3361.77 \pm 1.22$ [px] $x_0 = 17.16 \pm 0.82$ [px] $y_0 = -15.82 \pm 1.70$ [px]
współczynniki dystorsji oraz ich odchylenia standardowe	$k_1 = -1.0248e-008 \pm 1.6e-011$ [px ²] $k_2 = 6.702e-016 \pm 3.2e-018$ [px ⁴]	$k_1 = -1.0248e-008 \pm 1.6e-011$ [px ²] $k_2 = 6.702e-016 \pm 3.2e-018$ [px ⁴]	$k_1 = -1.0248e-008 \pm 1.6e-011$ [px ²] $k_2 = 6.702e-016 \pm 3.2e-018$ [px ⁴]

Tabela 37 Porównanie elementów orientacji wewnętrznej i wartości współczynników dystorsji radialnej dla kalibracji na polu testowym oraz kalibracji w miejscu pracy (sieć 5, pole testowe „Kiosk”). Obiektyw Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz A, ogniskowanie na około 20 m

	kalibracja na laboratoryjnym polu testowym (Tabela 5)	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Kiosk” wariant wyrównania: 4	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Kiosk”, wariant wyrównania: 3
data	18 IV 2011	17 IV 2011	17 IV 2011
współrzędne fotopunktów	obserwowane	obserwowane	nie wykorzystywane
elementy orientacji zewnętrznej	niewiadome	niewiadome	obserwowane
elementy orientacji wewnętrznej oraz ich odchylenia standardowe	$ck = 3388.38 \pm 0.19$ [px] $x_0 = 7.75 \pm 0.08$ [px] $y_0 = -7.64 \pm 0.09$ [px]	$ck = 3386.89 \pm 1.08$ [px] $x_0 = 6.10 \pm 0.72$ [px] $y_0 = -9.89 \pm 1.81$ [px]	$ck = 3386.46 \pm 0.99$ [px] $x_0 = 5.46 \pm 0.67$ [px] $y_0 = -12.10 \pm 1.52$ [px]
współczynniki dystorsji oraz ich odchylenia standardowe	$k_1 = -1.000e-008 \pm 1.5e-011$ [px ²] $k_2 = 6.241e-016 \pm 3.1e-018$ [px ⁴]	$k_1 = -1.000e-008 \pm 1.5e-011$ [px ²] $k_2 = 6.241e-016 \pm 3.1e-018$ [px ⁴]	$k_1 = -1.000e-008 \pm 1.5e-011$ [px ²] $k_2 = 6.241e-016 \pm 3.1e-018$ [px ⁴]

Tabela 38 Porównanie elementów orientacji wewnętrznej i wartości współczynników dystorsji radialnej dla kalibracji na polu testowym oraz kalibracji w miejscu pracy (sieć 6, pole testowe „Kiosk”). Obiektyw Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz B, ogniskowanie na około 4m

W przypadku pola testowego „Rudawa” nie przeprowadzono porównawczej samokalibracji z wykorzystaniem fotopunktów, gdyż dokładność ich współrzędnych (pomiar RTN GPS) oraz niewielka ilość w stosunku do liczby zdjęć mogłyby nie zapewnić wystarczająco dokładnej estymacji elementów orientacji wewnętrznej i zewnętrznej. Jak wynika z tabeli 39, otrzymane w wyniku samokalibracji elementy orientacji wewnętrznej są niemal takie same jak te otrzymane w drodze kalibracji na polu testowym. Pewna różnica wystąpiła natomiast dla wartości współczynnika dystorsji radialnej k_2 .

	kalibracja na laboratoryjnym polu testowym (Tabela 5)	kalibracja w czasie pracy pole testowe „Rudawa” wariant wyrównania: 3
data	15 IV 2011	17 IV 2011
współrzędne fotopunktów	obserwowane	nie wykorzystywane
elementy orientacji zewnętrznej	niewiadome	obserwowane
elementy orientacji wewnętrznej oraz ich odchylenia standardowe	$ck = 3367.70 \pm 0.16$ [px] $x_0 = 19.03 \pm 0.08$ [px] $y_0 = -9.62 \pm 0.08$ [px]	$ck = 3367.19 \pm 1.09$ [px] $x_0 = 19.55 \pm 1.00$ [px] $y_0 = -10.10 \pm 1.21$ [px]
współczynniki dystorsji oraz ich odchylenia standardowe	$k_1 = -1.020e-008 \pm 1.3e-011$ [px ⁻²] $k_2 = 6.566e-016 \pm 2.6e-018$ [px ⁻⁴]	$k_1 = -1.017e-008 \pm 4.8e-011$ [px ⁻²] $k_2 = 6.685e-016 \pm 10.8e-018$ [px ⁻⁴]

Tabela 39 Porównanie elementów orientacji wewnętrznej i wartości współczynników dystorsji radialnej dla kalibracji na polu testowym oraz kalibracji w miejscu pracy (pole testowe „Rudawa”). Obiektyw Nikon Nikorr AF 20 mm, egzemplarz A., ogniskowanie na około 20 m.

Uzyskane wyniki pokazują, że w rozpatrywanych przypadkach wyrównanie sieci zdjęć bez fotopunktów, lecz z obserwowanymi elementami orientacji uprzednio wyznaczonymi w drodze pomiaru GPS/IMU, pozwala na osiągnięcie dokładności wyznaczenia położenia punktów terenowych dla kierunku prostopadłego do osi zdjęć na poziomie średnicy piksela terenowego. Dla kierunku prostopadłego do osi kamer dokładność ta jest gorsza i zależy od kąta przecięcia się promieni rzutujących. Jak pokazują otrzymane wyniki, wyrównanie sieci z samokalibracją może zapewnić wyższą dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych. W żadnym z siedmiu przypadków nie odnotowano istotnego spadku dokładności spowodowanego łącznym wyznaczeniem elementów orientacji wewnętrznej i zewnętrznej. Dla sieci 1 udało się uzyskać znaczną poprawę dokładności. Uzyskane wyniki pokazują, że w celu osiągnięcia jak najwyższych dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych należy dysponować aktualnymi parametrami kalibracji kamery, lub mieć możliwość wyrównania sieci z samokalibracją.

Uzyskane wyniki pokazują także, że możliwe jest przeprowadzenie samokalibracji bez wykorzystania fotopunktów, lecz z wykorzystaniem obserwacji elementów orientacji zewnętrznej. W niektórych przypadkach takie postępowanie pozwala na uzyskanie niższych błędów parametrów kalibracji (sieć 5 i 6 – pole testowe „Kiosk”) niż w przypadku klasycznego wyrównania z fotopunktami. Zawsze jednak błędy te są większe niż w przypadku kalibracji na laboratoryjnym polu testowym. Wyrównując sieć zdjęć z samokalibracją należy wziąć pod uwagę jej geometrię oraz możliwość równomiernego rozmieszczenia punktów na całym obszarze zdjęć, ze szczególnym uwzględnieniem ich zewnętrznych fragmentów (estymacja dystorsji). Wyznaczalność niektórych parametrów może się okazać niewystarczająca i konieczne może być wyznaczenie tylko niektórych z nich lub uwzględnienie części parametrów jako pseudoobserwacji. Wartości pseudoobserwacji mogą pochodzić np. z ostatniej kalibracji na laboratoryjnym polu testowym.

Należy rozważyć również korzystanie z obiektywów o dłuższej ogniskowej. W przypadku niestałości parametrów kalibracji, wartość pomiarowa takich obiektywów może okazać się większa niż obiektywów szerokokątnych (Bujakiewicz 1980) – niestabilność elementów orientacji wewnętrznej w mniejszym stopniu deformuje kształt wiązki. Ponadto obiektywy długoogniskowe cechuje najczęściej wyraźnie mniejsza dystorsja.

7.4.4 Kalibracja systemu w czasie pracy

W procesie kalibracji systemu (Rozdz. 5.6.3) zostały estymowane parametry opisujące wzajemne położenie poszczególnych jego sensorów. Wyznaczono wektor \mathbf{l} (ang. *lever arm vector*) położenia punktu ARP w układzie aparatu (Rys. 16) . Wyznaczono także macierz obrotu \mathbf{B} (ang. *boresight matrix*), która wspólnie z macierzą \mathbf{K} opisuje obrót układu jednostki AHRS względem układu aparatu. Znajomość macierzy \mathbf{B} pozwala na określenie kątowych elementów orientacji zewnętrznej zdjęcia na podstawie kątów mierzonych przez jednostkę MTi (Rys. 20). W tym celu wykorzystywane jest równanie (3.5). Obliczone z wykorzystaniem tego równania kąty, traktowane są w procesie wyrównania sieci zdjęć jako obserwacje.

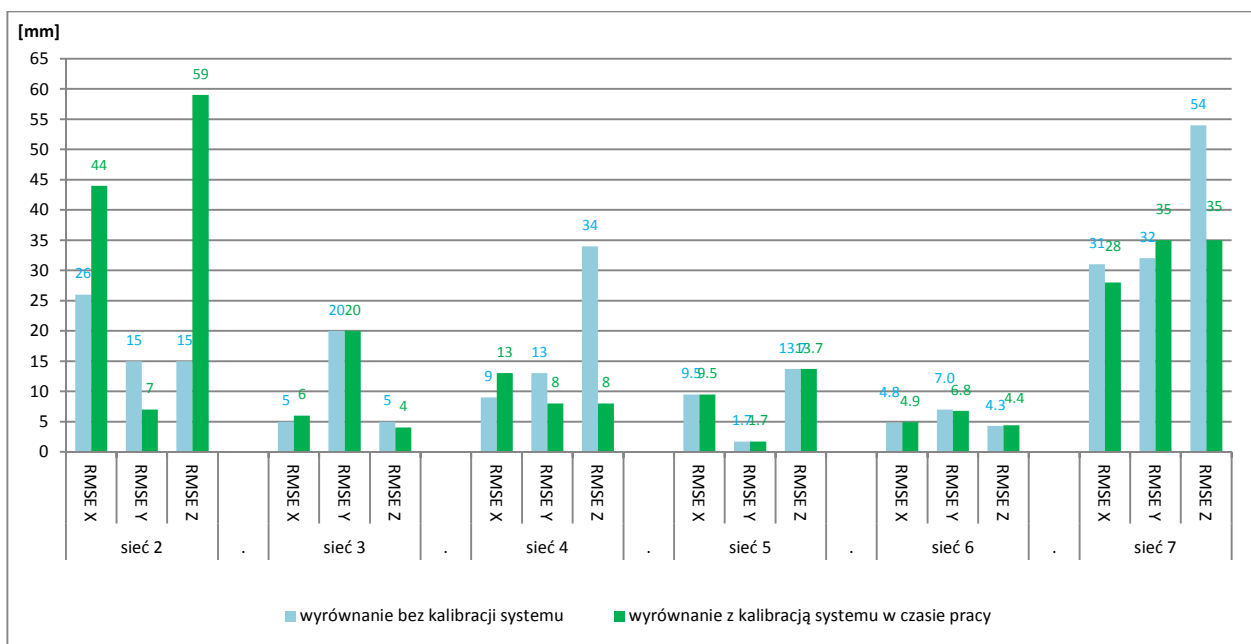
Porównanie elementów orientacji zewnętrznej przedstawione w rozdziale 7.4.1 wykazało systematyczne różnice obserwowanych wartości kątów względem wartości referencyjnych. Dotyczyło to w szczególności kątów ν i κ , a w mniejszym stopniu kąta α . Różnice takie wskazują na niestabilność wyznaczonej w procesie kalibracji macierzy obrotu \mathbf{B} . Powstaje zatem pytanie, czy estymacja systematycznych różnic wartości kątowych elementów orientacji pozwala na podniesienie dokładności wyrównania sieci? Wyrównanie takie, poprzez analogię do kalibracji kamery w czasie pracy, można określić jako kalibrację systemu w czasie pracy.

Podczas kalibracji systemu w czasie pracy (drogą samokalibracji) wyznaczone są występujące w równaniach (1.17) systematyczne błędy oznaczone symbolami e_α , e_ν , e_κ . Ich wartości wraz z odchyleniami standardowymi zamieszczono w tabeli 40. Obliczeń nie przeprowadzono dla sieci 1, gdyż właśnie ta sieć była wykorzystana do wyznaczenia macierzy \mathbf{B} na etapie kalibracji systemu.

sieć	wariant wyrównania	pole testowe	e_α [°]	e_ν [°]	e_κ [°]
2	4	Arkadia	1.835 ± 0.141	0.195 ± 0.100	0.316 ± 0.074
3	4	Basen AGH	2.202 ± 0.272	0.062 ± 0.142	0.094 ± 0.137
4	4	Basen AGH	-0.524 ± 0.394	0.103 ± 0.117	0.302 ± 0.101
5	5	Kiosk	0.048 ± 0.237	-0.063 ± 0.057	-0.137 ± 0.057
6	5	Kiosk	-0.181 ± 0.229	0.090 ± 0.056	0.189 ± 0.056
7	5	Rudawa	1.108 ± 0.085	0.067 ± 0.054	-0.199 ± 0.043

Tabela 40 Wartości parametrów e_α , e_ν , e_κ wyznaczone w procesie samokalibracji systemu

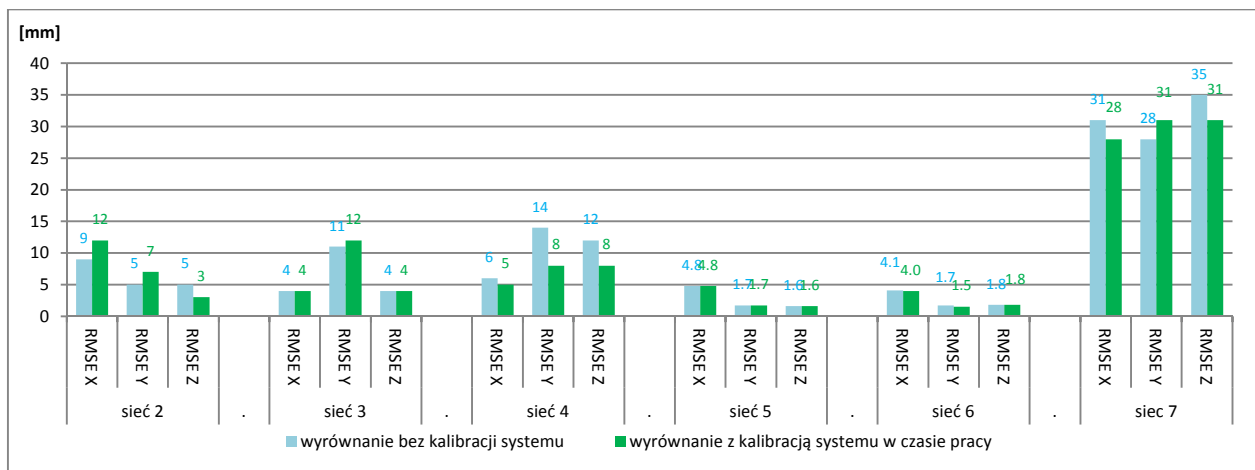
Zamieszczone w powyższej tabeli odchylenia standardowe parametrów e_ν są w przypadku sieci 3,4 i 5 większe niż same wartości tych parametrów. Dla sieci 2, 6 i 7 odchylenia standardowe są wyższe niż połowa wartości parametrów e_ν . Oznacza to, że parametr e_ν nie jest dla analizowanych sieci parametrem istotnym. Odchylenia standardowe przekraczają lub zbliżają się do wartości parametrów e_α lub e_κ dla wszystkich sieci poza sieciami 2 i 7. Parametry zamieszczone w tabeli 40 są zbliżone do średnich różnic kątowych elementów orientacji zewnętrznej zestawionych w tabeli 33. Wyjątek stanowi parametr e_α liczony dla sieci 5, gdyż średnią wartość obliczono tam bez uwzględnienia wyniku dla zdjęcia 7.



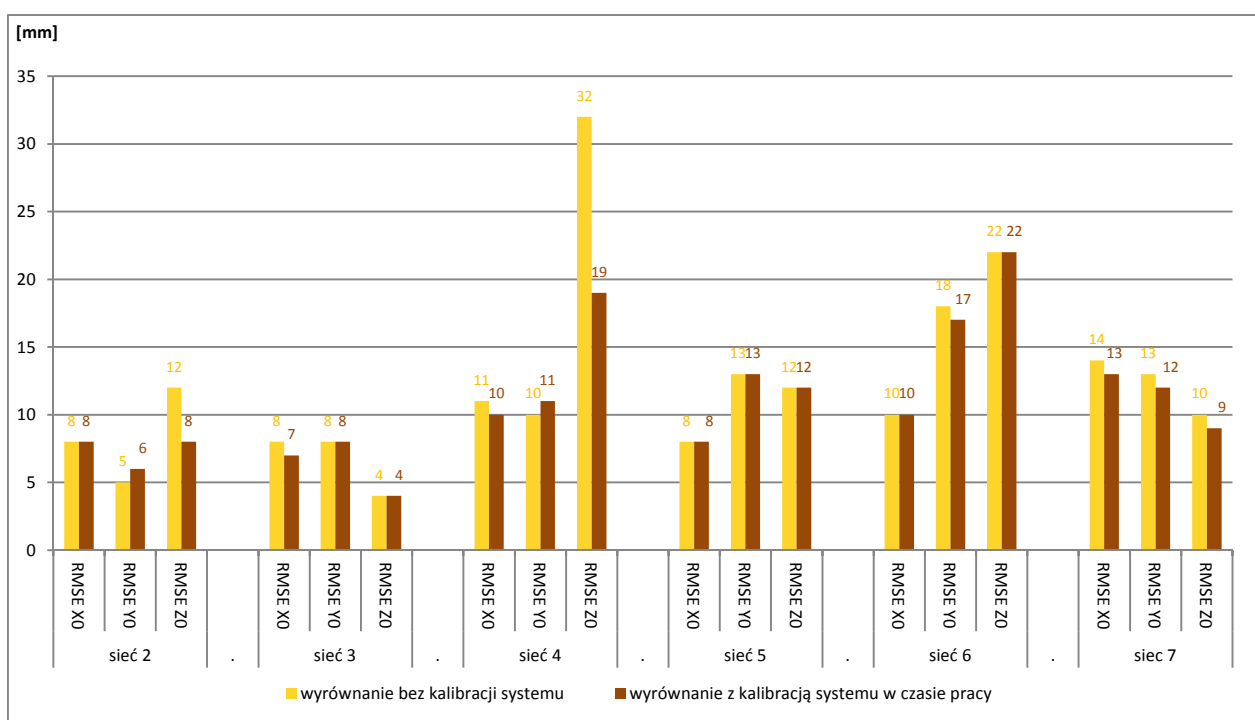
Rys. 43 Porównanie dokładności bezwzględnej wyrównania sieci zdjęć bez kalibracji systemu i z kalibracją systemu w czasie pracy

Rysunki 43 i 44 przedstawiają porównanie dokładności względnych i bezwzględnych położenia wyznaczonych punktów kontrolowanych dla wyrównania sieci zdjęć bez kalibracji i z kalibracją systemu. Porównywane rezultaty dla wyrównania bez kalibracji systemu stanowiły dla każdej sieci wariant 3 obliczeń (z kalibracją aparatu). Wyrównanie z kalibracją systemu wykonano wykorzystując elementy orientacji zewnętrznej i współczynniki dystorsji otrzymane podczas kalibracji aparatu w czasie pracy.

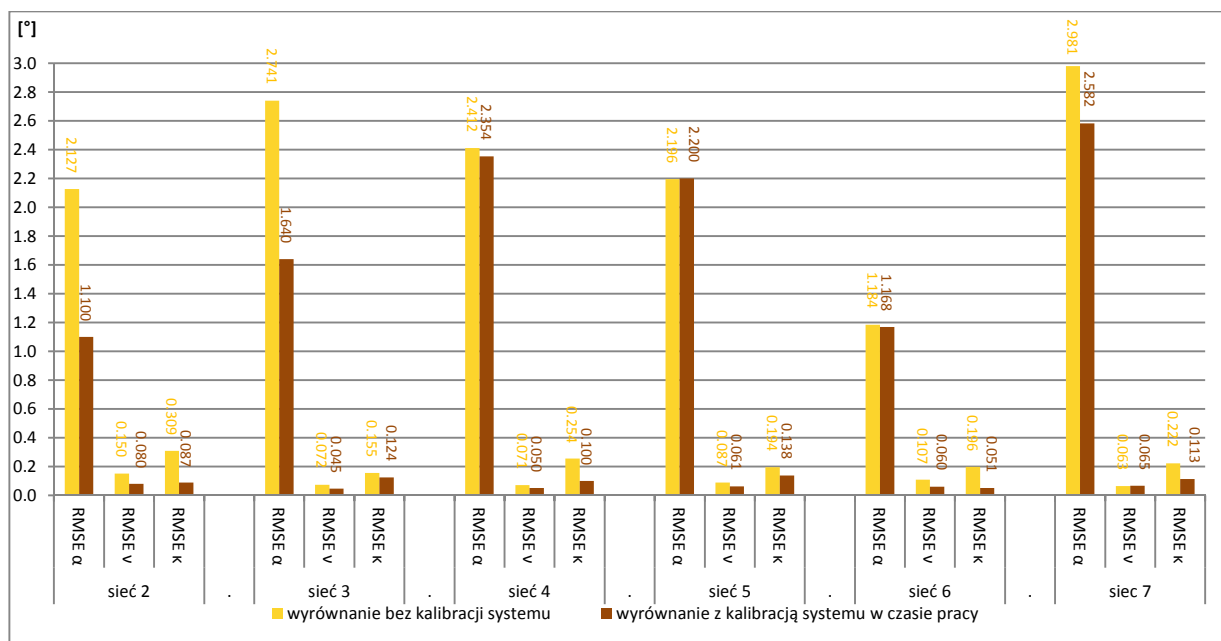
W przypadku sieci 2, 4 i 7 otrzymano bardzo znaczące różnice osiągniętych dokładności bezwzględnych, w szczególności dla współrzędnej Z. Dla sieci 2 wyrównanie z kalibracją systemu w czasie pracy przyniosło wzrost średnich błędów kwadratowych dla współrzędnych X i Z. W przeciwieństwie do dokładności bezwzględnych, właściwie nie zanotowano istotnych zmian dokładności względnych wyznaczenia punktów kontrolowanych. Pewną poprawę dokładności można zaobserwować jedynie dla sieci 4. Średnie błędy kwadratowe obserwowanych współrzędnych środków rzutu nie zmieniły się istotnie poza współrzędną Z_0 dla sieci 3 (Rys. 45). Zmalały natomiast wyraźnie średnie błędy kwadratowe obserwowanych kątów (Rys. 46).



Rys. 44 Porównanie dokładności względnej wyrównania sieci zdjęć bez oraz z kalibracją systemu w czasie pracy



Rys. 45 Porównanie średnich błędów kwadratowych obserwowanych współrzędnych środków rzutu dla wyrównania bez oraz z kalibracją systemu w czasie pracy



Rys. 46 Porównanie średnich błędów kwadratowych obserwowanych kątów dla wyrównania bez oraz z kalibracją systemu w czasie pracy

Poza siecią 4 nie zauważono, żeby wyrównanie sieci z samokalibracją systemu jednoznacznie przyczyniło się do spadku średnich błędów kwadratowych współrzędnych punktów kontrolowanych. Udało się osiągnąć jedynie wyraźnie niższe wartości średnich błędów kwadratowych obserwowanych kątów α , v i κ . Systematyczne błędy e_α , e_v , e_κ kątowych elementów orientacji mogą być wyznaczone jednak nie przekłada się to w wyraźny sposób na poprawę osiąganych dokładności. Jedną z przyczyn tego zjawiska może być fakt, że wartości parametrów e_α , e_v , e_κ często są dużo niższe niż same przyjęte *a priori* błędy przypadkowe obserwowanych kątowych elementów orientacji zewnętrznej (Wynoszą one dla kątów α , v , κ odpowiednio 2° , 0.5° , 0.5°).

7.4.5 Zgodność sieci

Na podstawie przeprowadzonych eksperymentów widać, że dokładność względna wyznaczonych współrzędnych punktów kontrolowanych jest często wyraźnie lepsza niż dokładność bezwzględna. W większości przypadków (poza siecią 7) średnie błędy kwadratowe, będące miarą dokładności względnej, osiągały wartości od pojedynczych milimetrów do około 1 cm. Dokładności względne mogą być zatem trudne do weryfikacji gdyż błędy wyznaczonych geodezyjnie współrzędnych punktów kontrolowanych mogą również osiągać wartości przekraczające 1 czy 2 mm.

Współrzędne punktów pól testowych (poza polem „Rudawa”), wyznaczono metodą geodezyjnego wcięcia w przód. Na dokładność realizacji takiej konstrukcji duży wpływ ma dokładność współrzędnych punktów osnowy pomiarowej. W przypadku pola testowego „Kiosk” istotny był również błąd centrowania instrumentu geodezyjnego. Centrowanie wykonywane było niezależnie podczas pomiaru statycznego GPS jak również podczas pomiaru tachymetrycznego. Wynikało to z kształtu osnowy pomiarowej, która składała się z czterech punktów. Ponadto geodezyjny pomiar punktów osnowy wykonywany był z różnych baz.

Alternatywną metodą weryfikacji dokładności względnej współrzędnych punktów terenowych, może być porównanie, współrzędnych wyznaczonych fotogrametrycznie dla tego samego pola testowego, uzyskanych w ramach dwóch niezależnych eksperymentów. Pozwala to na uwolnienie oceny dokładności od szeregu czynników wpływających na dokładność pomiarów geodezyjnych osnowy pomiarowej i punktów pól testowych. W pierwszej kolejności porównanie przeprowadzono dla pola testowego gwarantującego najwyższą dokładność pomiaru fotogrametrycznego, czyli pola testowego „Kiosk”. Jednocześnie referencyjne współrzędne punktów tego pola testowego, mogą być obciążone największymi błędami.

Współrzędne punktów kontrolowanych, na podstawie których obliczono ich różnice wyznaczono wykorzystując elementy orientacji zewnętrznej otrzymane dla piątego wariantu wyrównania sieci 5 i 6. Od współrzędnych obliczonych dla sieci 6 odjęto współrzędne otrzymane dla sieci 5. Tabela 41 zawiera obliczone różnice. Widać, że różnice dla wszystkich współrzędnych mają charakter systematyczny. Sieć 5 jest zatem przesunięta względem sieci 6 o ok 6 mm wzdłuż osi X i Y oraz o około 18 mm wzdłuż osi Z.

Nr	ΔX [mm]	ΔY [mm]	ΔZ [mm]	$\Delta X - \Delta X^{sr}$ [mm]	$\Delta Y - \Delta Y^{sr}$ [mm]	$\Delta Z - \Delta Z^{sr}$ [mm]
102	-4.3	-7.2	-18.0	1.3	-1.2	-0.2
103	-5.2	-5.8	-17.4	0.3	0.2	0.4
105	-3.7	-6.1	-18.7	1.8	-0.1	-1.0
106	-0.3	-7.2	-17.3	5.3	-1.2	0.5
107	-5.1	-5.5	-18.4	0.4	0.4	-0.6
108	-4.2	-4.8	-18.8	1.3	1.2	-1.0
109	-5.1	-5.0	-16.9	0.5	0.9	0.9
110	-5.9	-3.0	-16.7	-0.3	2.9	1.0
112	-5.2	-5.1	-17.1	0.3	0.9	0.7
114	-4.9	-2.8	-16.6	0.6	3.2	1.2
115	-9.9	-4.5	-16.3	-4.4	1.4	1.5
116	-5.6	-6.6	-19.3	-0.1	-0.6	-1.5
118	-7.5	-5.1	-17.7	-2.0	0.9	0.1
119	-5.5	-8.4	-16.7	0.0	-2.4	1.1
120	-5.6	-7.1	-17.5	0.0	-1.2	0.3
121	-5.6	-7.9	-15.5	0.0	-1.9	2.3
122	-6.0	-6.2	-17.9	-0.5	-0.3	-0.2
123	-7.4	-5.6	-17.6	-1.8	0.4	0.2
126	-6.0	-7.1	-20.2	-0.4	-1.1	-2.4
128	-4.9	-8.0	-18.9	0.7	-2.0	-1.1
129	-7.3	-5.6	-19.2	-1.8	0.4	-1.4
132	-6.6	-6.8	-18.4	-1.1	-0.8	-0.6
średnie	-5.5	-6.0	-17.8	1.1	1.2	0.9
śr. bł. kwadr.	--	--	--	1.8	1.5	1.1

Tabela 41 Różnice wartości współrzędnych oraz różnice po odjęciu średnich wartości różnic współrzędnych punktów kontrolowanych pola testowego „Kiosk”, otrzymanych w drodze wyrównania sieci 5 i 6. Wyróżniono największe różnice. Wartości średnie podane dla trzech ostatnich kolumn zostały obliczone na podstawie bezwzględnych wartości różnic.

W celu sprawdzenia zgodności obu sieci, obliczono wektor średniego przesunięcia sieci 5 względem sieci 6 a następnie sieć 5 przesunięto o ten wektor i obliczono ponownie różnice współrzędnych punktów kontrolowanych. Obliczone różnice znajdują się w trzech ostatnich kolumnach tabeli Tabela 41. Przeciętne wartości tych różnic (co do wartości bezwzględnej) wynoszą 1.1, 1.0 i 0.9 mm odpowiednio dla współrzędnych X, Y oraz Z i podobnie jak średnie

błędy kwadratowe są zbliżone do średnicy piksela terenowego. Świadczy to o otrzymaniu dobrej zgodności obu sieci fotogrametrycznych. Należy zaznaczyć, że pole testowe „Kiosk” nie było uzbrojone w punkty sygnalizowane, lecz jedynie w punkty naturalne. Porównanie przeprowadzone dla pola testowego z punktami sygnalizowanymi mogłoby dać jeszcze lepszą zgodność sieci.

Wyniki uzyskane na polu testowym „Kiosk” mogą wskazywać, że referencyjne współrzędne punktów obarczone są błędami związanymi z pomiarem geodezyjnym. Prawdopodobnie zakłócona została skala układu punktów pola testowego w kierunku osi X . Świadczą o tym największe średnie błędy kwadratowe tej właśnie współrzędnej, obrazujące dokładność względną (Rys. 35, Rys. 44), oraz wektory różnic położenia punktów kontrolowanych zamieszczone na rysunkach 39 i 40. Wektory położone po stronie wschodniej pola testowego posiadają mniejszą składową X niż wektory położone po stronie zachodniej. Współrzędne punktów kontrolowanych leżące po stronie zachodniej były wyznaczone geodezyjnie z innej bazy niż współrzędne punktów leżące po stronie wschodniej. Do wystąpienia obserwowanych różnic współrzędnych punktów kontrolowanych mogła zatem przyczynić się błędność współrzędnych punktów osnowy pomiarowej.

Badanie zgodności przeprowadzono również dla sieci 1 i 2 (pole „Arkadia”). Dla sieci 1 wykorzystano współrzędne punktów kontrolowanych otrzymane dla drugiego wariantu obliczeń a dla sieci 2 wykorzystano trzeci wariant obliczeń. Obliczone różnice zamieszczono w tabeli 42. Podobnie jak w poprzednim przypadku, obliczono wektor średniej różnicy położenia punktów kontrolowanych sieci 1 względem punktów sieci 2. W ostatnich trzech kolumnach tabeli 42 zamieszczono różnice otrzymane po dodaniu do współrzędnych obliczonych dla sieci 1 wektora średniego przesunięcia. Przeciętne wartości tych różnic wynoszą 11, 2 i 5 mm odpowiednio dla współrzędnych X , Y i Z .

Nr	ΔX [mm]	ΔY [mm]	ΔZ [mm]	$\Delta X - \Delta X^{sr}$ [mm]	$\Delta Y - \Delta Y^{sr}$ [mm]	$\Delta Z - \Delta Z^{sr}$ [mm]
103	16	36	-25	-4	-1	4
104	13	39	-29	-7	2	0
200	17	36	-26	-3	-1	3
210	4	37	-39	-17	0	-9
212	5	39	-36	-16	2	-6
300	26	38	-27	5	1	3
310	14	36	-35	-6	-1	-6
400	45	29	-20	25	-8	9
402	33	38	-26	12	0	3
403	31	39	-24	11	2	6
404	34	39	-29	13	2	1
410	6	41	-38	-14	4	-9
średnie	20	37	-29	11	2	5
śr. bł. kwadratowe	--	--	--	13	3	6

Tabela 42 Różnice wartości współrzędnych oraz różnice po odjęciu średnich wartości różnic współrzędnych punktów kontrolowanych pola testowego „Kiosk”, otrzymanych w drodze wyrównania sieci 5 i 6. Wyróżniono największe różnice. Wartości średnie podane dla trzech ostatnich kolumn zostały obliczone na podstawie bezwzględnych wartości różnic.

W przypadku tego eksperymentu największe różnice uzyskano dla współrzędnej X . Wynika to z kierunku osi zdjęć wykorzystanych do wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych oraz ich stosunków basowych. Średnie błędy kwadratowe obliczone na podstawie uzyskanych

różnic są zbliżone do wartości uzyskanych z wykorzystaniem referencyjnych współrzędnych punktów kontrolowanych (Rys. 36 i Rys. 45). Błądność wyznaczonych geodezyjnie współrzędnych punktów pól testowych w przypadku pola „Arkadia” nie mogła mieć istotnego wpływu na przeprowadzoną w rozdziałach 7.4.3 i 7.4.4 ocenę dokładności.

7.4.6 Informacja o geometrii obiektu w procesie wyrównania sieci bez fotopunktów

W rozdziale 3.1 wymieniono zalety jakie wynikają z bezpośredniego pomiaru elementów orientacji zewnętrznej. Przeprowadzone badania (rozdziały 7.4.3, 7.4.4, 7.4.5) pokazały, że dla opracowanego prototypu systemu pozwala on na wyrównanie naziemnych sieci zdjęć bez udziału fotopunktów. W efekcie elementy orientacji zdjęć mogą zostać wyznaczone dokładniej niż w drodze samego pomiaru inercyjnego oraz GNSS.

Na podstawie średnich błędów kwadratowych obliczonych dla współrzędnych punktów kontrolowanych widać, że możliwe jest uzyskanie dokładności względnej pomiaru fotogrametrycznego na poziomie jednego piksela terenowego w kierunku prostopadłym do osi zdjęć. Dokładność pomiaru dla kierunku zgodnego z kierunkami osi zdjęć jest zależna od geometrii wykorzystanych obrazów. Uzyskane dokładności bezwzględne były wyraźnie niższe, choć nie gorsze niż 4 – 5 cm. Wyniki te osiągnięto korzystając z pomiaru RTN GPS oraz niedrogiej jednostki AHRS typu MEMS. Zasadne jest zatem sprawdzenie, czy wykorzystanie informacji o geometrii fotografowanych obiektów może podnieść dokładność wyrównywanych sieci.

W ramach prowadzonych badań wykorzystano następujące założenia i informacje dotyczące geometrii fotografowanych obiektów:

- niektóre elementy obiektów należą do linii prostych, które mogą być pionowe lub poziome,
- pomierzone są odległości pomiędzy wybranymi punktami obiektu.

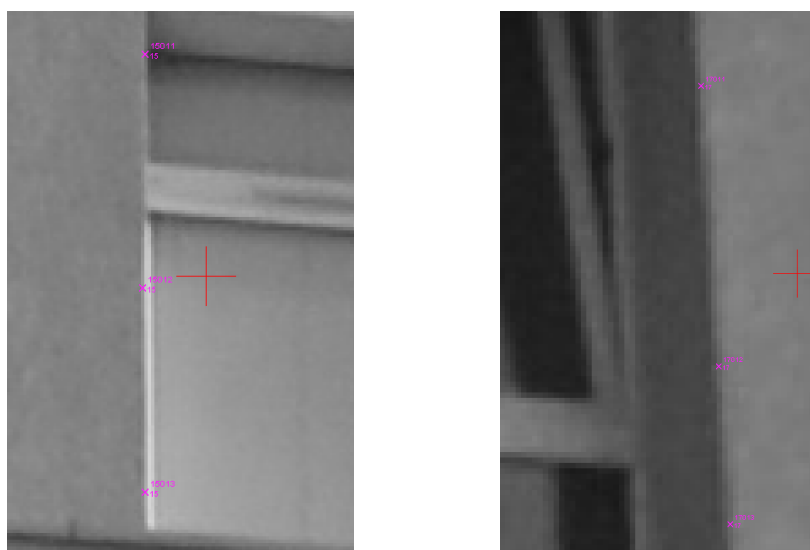
Informacje dotyczące linii prostych ujęto w modelu funkcjonalnym wyrównania sieci zdjęć, korzystając z równania (1.19) oraz z równań (1.21) (1.22), wyrażających warunki poziomości i pionowości. Równanie obserwacyjne (1.19) wprowadza do układu równań (1.2) dodatkowe parametry. W celu wyznaczenia ich przybliżeń zastosowano procedurę opisaną w rozdziale 2.3.4. Informację dotyczącą odległości uwzględniono włączając do modelu równanie obserwacyjne (1.23).

Informacji o geometrii obiektu towarzyszy pewien brak pewności. Dokładność realizacji prostoliniowości określonych obiektów może być zróżnicowana. Założenie mówiące o tym, że określone krawędzie są pionowe bądź poziome również może nie być prawdziwe. Pionowość i poziomość krawędzi zależy nie tylko od sposobu i dokładności realizacji budowlanej ale też od możliwych przemieszczeń i odkształceń obiektu.

Przyjęcie fałszywych założeń dotyczących warunków geometrycznych może skutkować, większymi błędami wyznaczonych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć i w efekcie spadkiem dokładności pomiaru fotogrametrycznego punktów terenowych. Brak pewności towarzyszący założeniom związanym z geometrią może teoretycznie być uwzględniony w procesie wyrównania sieci zdjęć poprzez odpowiednie wagowanie równań (1.19). Nie ma jednak żadnej informacji *a priori*, która mogłaby wskazać na przyjęcie takich a nie innych wag, uwzględniających ewentualne odchylenia krawędzi od pionu czy poziomu. Ponadto równanie (1.19) jest równaniem

obserwacyjnym współrzędnych obrazowych a nie równaniem obserwacyjnym parametrów prostych wiążących. Aby w procesie wyrównania uwzględnić brak pewności dotyczący pionowości oraz poziomości prostych można by rozbudować model funkcjonalny, dodając do niego równania pesudoobserwacyjne ich parametrów. Nie zmienia to jednak faktu, że nie ma żadnej informacji *a priori* pozwalającej na ich odpowiednie wagowanie.

Dokładność obrazowych współrzędnych punktów prostych wiążących przyjęto szacując dokładność umiejscawiania znaczka pomiarowego na danej krawędzi (lub linii). Dokładność ta zależna była od kontrastu krawędzi oraz od intensywności szumu jej obrazu. Przyjęto, że pomiar punktów prostych wiążących realizowany był z dokładnością od 0.4 do 1.0 piksela. Oszacowania dokładności dokonywano wizualnie. Na danym zdjęciu mierzono średnio 3 – 4 punkty leżące na danej prostej wiążącej. Przykład pomiaru zamieszczono na rysunku 47.



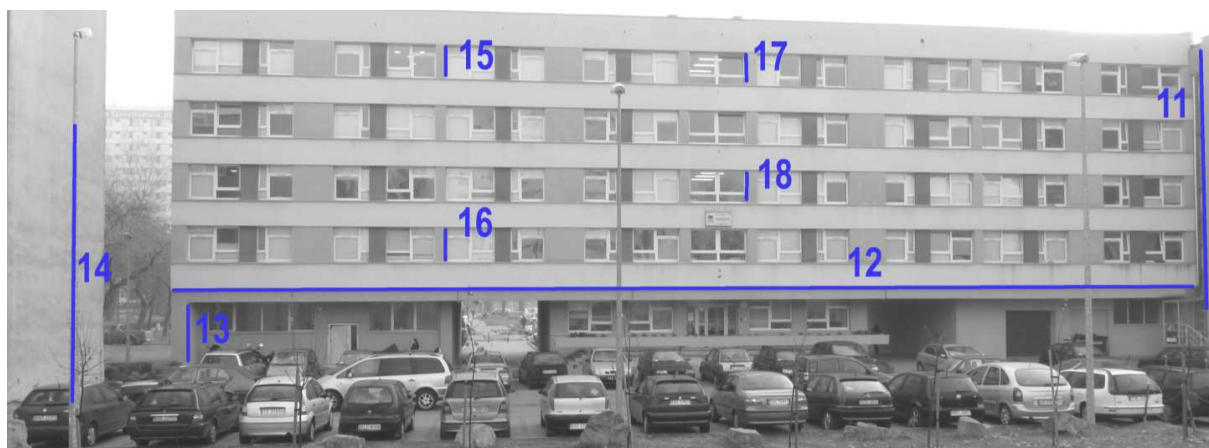
Rys. 47 Punkty linii wiążących nr 15 i 17 pomierzone na zdjęciu nr 1 (sieć 1).
Fragment okna pomiarowego autorskiego programu Photonet.

Odległości pomiędzy punktami obiektów mierzono ręcznym dalmierzem laserowym albo ruletką. Dokładność takiego pomiaru, w zależności od charakteru szczegółu terenowego, szacować można na 2 – 10 mm. Przykładowo błąd odległości pomierzonej pomiędzy narożnikami ramy okiennej będzie mniejszy niż błąd odległości pomierzonej pomiędzy trudnymi do jednoznacznej identyfikacji narożnikami krawężnika. Równaniom (1.23) nadawano wagi zgodne z szacowaną dokładnością pomiaru. Punkty, pomiędzy którymi mierzono odległości, odgrywały w procesie wyrównania sieci zdjęć rolę punktów wiążących.

Współrzędne obrazowe punktów linii wiążących zamieszczono w załączniku 19. Pomierzone odległości znajdują się w załączniku 20.

Rysunek 48 przedstawia krawędzie reprezentujące proste wiążące wykorzystane podczas wyrównania sieci zdjęć nr 1. Fasada widocznego na zdjęciu budynku nie posiada długich krawędzi mogących reprezentować proste pionowe. Pomierzono zatem punkty na czterech krótkich odcinkach krawędzi wnek okiennych (15, 16, 17, 18). Nieco dłuższy odcinek prostej wiążącej zapewniła krawędź budynku (13). Najdłuższe odcinki prostych wiążących reprezentuje krawędź (11) oraz krawędź słupa (14). Wykorzystano też jedną prostą o przebiegu poziomym (12).

Należy zauważyć, że w przypadku wszystkich sieci zdjęć, parametry prostych wiążących poziomych i w przybliżeniu prostopadłych do osi zdjęć mogą być z numerycznego punktu widzenia trudne do wyznaczenia. Płaszczyzny zdefiniowane przez te proste oraz środki rzutu są bowiem prawie równoległe. W przypadku sieci 1 część zdjęć wykonywana była ze stanowisk umiejscowionych wyżej (szereg położony dalej od budynku). Do reprezentacji prostej poziomej wybrano zatem krawędź leżącą możliwie nisko, tak aby zmaksymalizować kąty przecięcia się płaszczyzn zawierających tę prostą i środki rzutu wybranych zdjęć. Dla sieci nr 1 nie wykorzystano pomiarów odległości, gdyż dysponując dalmierzem ręcznym oraz ruletką, możliwy był pomiar jedynie bardzo krótkich odcinków (ramy okienne).



Rys. 48 Proste wiążące wykorzystane podczas wyrównania sieci 1

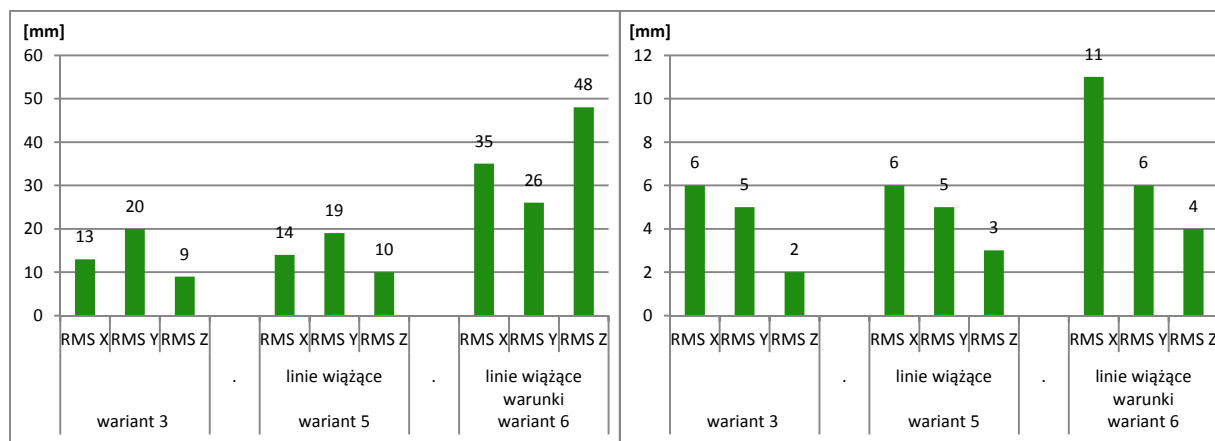
Tabela 43 zawiera podstawowe informacje dotyczące linii wiążących wykorzystanych podczas wyrównania sieci nr 1. W kolumnie „ilość punktów” podano sumaryczną ilość punktów danej prostej pomierzonych na wszystkich zdjęciach sieci. W pierwszej kolejności sieć 1 wyrównano bez narzucania na proste wiążące warunków wymienionych w ostatniej kolumnie tabeli 43. Uzyskane w wyniku wyrównania średnie błędy kwadratowe współrzędnych punktów kontrolowanych przedstawiono w formie wykresu na rysunku 49.

numer prostej	szczegół terenowy	długość odcinka reprezentującego [m]	ilość punktów	estymowany kąt nachylenia [g]	Δ [cc]	narzucany warunek geometryczny
11	krawędź budynku	12.6	18	99.8431 ± 0.0885 99.8385 ± 0.0787	- 46	pionowość
12	krawędź budynku	41.2	55	0.0134 ± 0.0110 0.0011 ± 0.0049	-123	poziomość
13	krawędź budynku	4.7	12	99.6516 ± 0.0378 99.6581 ± 0.0337	65	pionowość
14	krawędź słupa o przekroju wielokąta	2.9	21	99.7293 ± 0.1428 99.7640 ± 0.0663	347	pionowość
15	krawędź wnęki okiennej	1.4	15	98.9005 ± 0.5133 98.9063 ± 0.4696	58	pionowość
16	krawędź wnęki okiennej	1.3	12	99.3612 ± 0.7903 99.3744 ± 0.7248	132	pionowość
17	krawędź wnęki okiennej	1.3	15	99.5218 ± 0.4603 99.5308 ± 0.4258	90	pionowość
18	krawędź wnęki okiennej	1.3	14	99.8159 ± 0.5568 99.8143 ± 0.4808	-16	pionowość

Tabela 43 Informacje dotyczące linii wiążących wykorzystanych podczas wyrównania sieci 1

W tabeli 43 podano także estymowane kąty nachylenia prostych do płaszczyzny poziomej. Kąty te obliczono na podstawie wektorów kierunkowych prostych wiążących, będących zgodnie z równaniem (1.19) parametrami wyznaczanymi w procesie wyrównania sieci zdjęć. Kolorem czarnym podano wartości nachyleń uzyskane w drodze wyrównania sieci z wykorzystaniem obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej. Kolorem niebieskim podano wartości kątów uzyskane w wyniku wyrównania z uwzględnieniem fotopunktów (wariant 4). Podano różnice estymowanych kątów nachylenia. Porównanie to pozwala ocenić czy nachylenie uzyskane bez wykorzystania fotopunktów jest zgodne z nachyleniem wyznaczonym z ich udziałem, a więc tym, które można traktować jako referencyjne.

Przedstawione w tabeli 43 różnice są wartościami bardzo małymi. Największą różnicę wynoszącą 347^{cc} zaobserwowano dla prostej 14. Jest to jednak różnica nachylenia rzędu jedynie 0.5 mm/m przy czym średnica piksela terenowego dla obrazów tego pola testowego wynosi 7 – 10 mm. Można zatem uznać, że dla sieci zdjęć nr 1 nachylenia wyznaczone bez udziału fotopunktów są zgodne z nachyleniami referencyjnymi. Widać ponadto, że błędy wyznaczenia nachyleń są większe w przypadku prostych wiążących reprezentowanych przez krótkie odcinki. Długość odcinka reprezentującego prostą wiążącą nie jest jedynym czynnikiem decydującym o dokładności wyznaczenia jej parametrów. Znaczenie ma również usytuowanie wybranego odcinka prostej względem zdjęć sieci, co widać na przykładzie prostej 11. Prosta 11 przebiega na prawo od osi wszystkich zdjęć sieci (Rys. 28), i rzuty poziome promieni punktów leżących na tej prostej przecinają się pod stosunkowo niedużymi kątami. Dla porównania: kąt nachylenia oraz parametry równania prostej reprezentowanej przez krótszy ale korzystniej położony odcinek 13 zostały wyznaczone z mniejszymi błędami. Błędy poszczególnych parametrów prostych wiążących dostępne są w raportach zawartych w załącznikach 22 – 28.

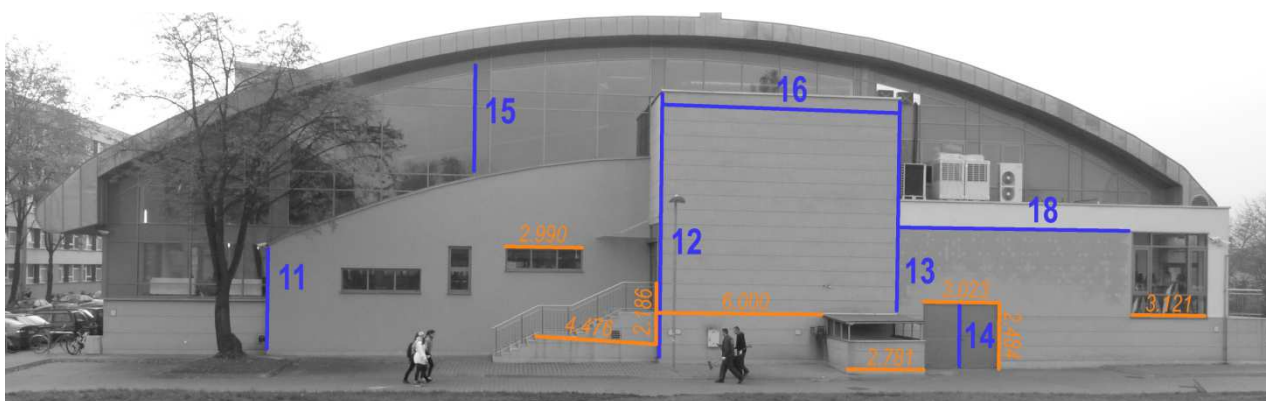


Rys. 49 Dokładność bezwzględna (po lewej) i względna (po prawej) wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 1 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii obiektu.

Rysunek 49 przedstawia wykresy obrazujące średnie błędy kwadratowe współrzędnych punktów kontrolowanych, obliczone po wyrównaniu sieci 1. Widać, że włączenie prostych wiążących do wyrównania sieci 1 nie spowodowało znaczącej zmiany uzyskanej dokładności, natomiast narzucenie na proste wiążące warunków przyczyniło się do spadku zarówno dokładności bezwzględnej jak i względnej. Przyczyną wzrostu wartości średnich błędów kwadratowych jest prawdopodobnie niezgodność prawdziwego kierunku prostych z kierunkiem narzucanym jako warunek. Proste wiążące, na które narzuca się warunek pionowości, w rzeczywistości nie są pionowe, a w dodatku mogą być także nierównoległe. Proste wiążące uznawane za poziome są

prawdopodobnie odchyłone od poziomu. Tezę tą potwierdzają wartości kątów nachylenia prostych (Tabela 43), które wskazują na istotne odchylenia od pionu czy też poziomu (np. proste 15 i 16).

Sieć zdjęć nr. 3 wyrównano wykorzystując proste wiążące oraz obserwacje odległości pomiędzy wybranymi punktami sieci. Układ prostych oraz rozmieszczenie odległości przedstawia rysunek 50. Podano na nim wartości pomierzonych odległości. Wybrane informacje dotyczące prostych wiążących występujących w tej sieci zamieszczono w tabeli 44. Kolorem niebieskim podano wartości kątów nachylenia, uzyskane z udziałem fotopunktów (wariant 5) a kolorem czarnym nachylenia wyznaczone bez udziału fotopunktów. Uzyskane różnice są większe niż dla sieci 1. Największą różnicę nachylenia, wynoszącą około 2 mm/m (-1180^{cc}), odnotowano dla prostej 11.



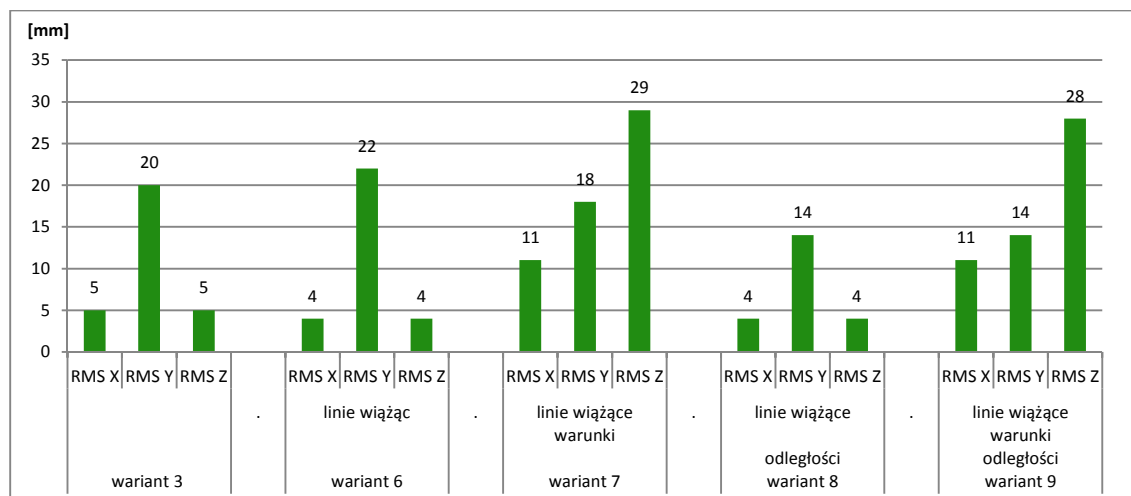
Rys. 50 Proste wiążące (kolor niebieski) i odległości (kolor pomarańczowy) wykorzystane podczas wyrównania sieci 3. Odległości podano w metrach.

numer prostej	szczegół terenowy	długość odcinka reprezentującego [m]	ilość punktów	estymowany kąt nachylenia [g]	Δ [cc]	narzucany warunek geometryczny
11	krawędź budynku	3.6	10	99.8295 ± 0.4579 99.7115 ± 0.4314	-1180	pionowość
12	krawędź budynku	9.4	31	99.7348 ± 0.0372 99.7022 ± 0.0243	-326	pionowość
13	krawędź budynku	7.6	18	99.8328 ± 0.0685 99.8623 ± 0.0562	295	pionowość
14	krawędź drzwi	2.3	20	99.9405 ± 0.0963 99.8986 ± 0.0837	-419	pionowość
15	oś ramy okiennej	4.3	15	99.7989 ± 0.1476 99.7833 ± 0.1382	-156	pionowość
16	krawędź budynku	8.9	33	0.0597 ± 0.0652 0.0840 ± 0.0615	243	poziomość
18	krawędź budynku	9.2	21	0.3025 ± 0.0611 0.3414 ± 0.0562	389	poziomość

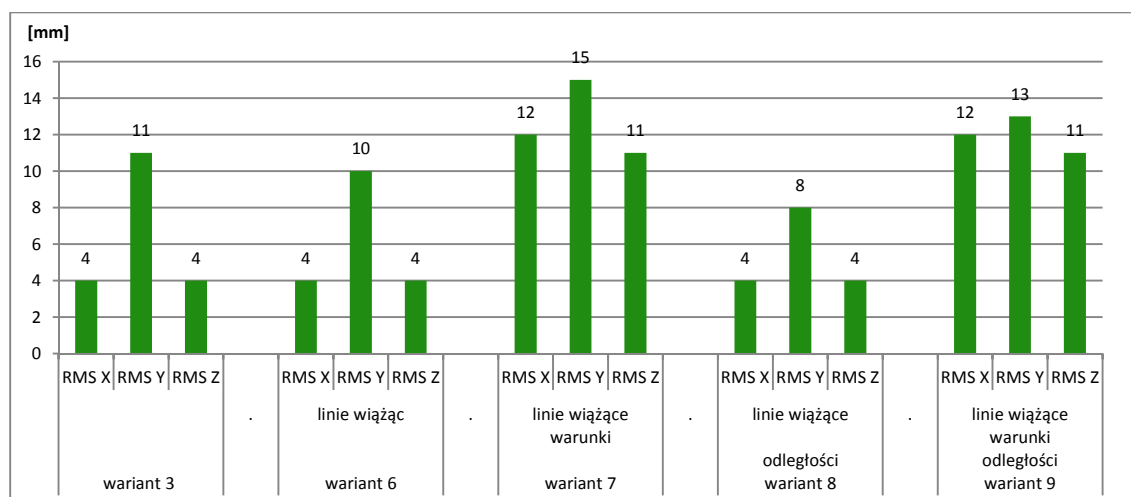
Tabela 44 Informacje dotyczące linii wiążących wykorzystanych podczas wyrównania sieci 3

Na wykresach (Rys. 51 i Rys. 52) przedstawiono wartości średnich błędów kwadratowych współrzędnych punktów kontrolowanych, obliczone po wyrównaniu sieci 3. Podobnie jak w poprzednim przypadku można zauważyć, że wykorzystanie linii wiążących nie przyczyniło się do zmiany uzyskanych dokładności. Uwzględnienie obserwacji odległości przyczyniło się do niewielkiego spadku średnich błędów kwadratowych dla współrzędnej Y, a więc współrzędnej tej osi układu odniesienia, do której w przybliżeniu równoległe są osie zdjęć sieci. Uwzględnienie

warunków pionowości i poziomości, podobnie jak w przypadku sieci 1, skutkowało wzrostem średnich błędów kwadratowych.



Rys. 51 Dokładność bezwzględna wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 3 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu.

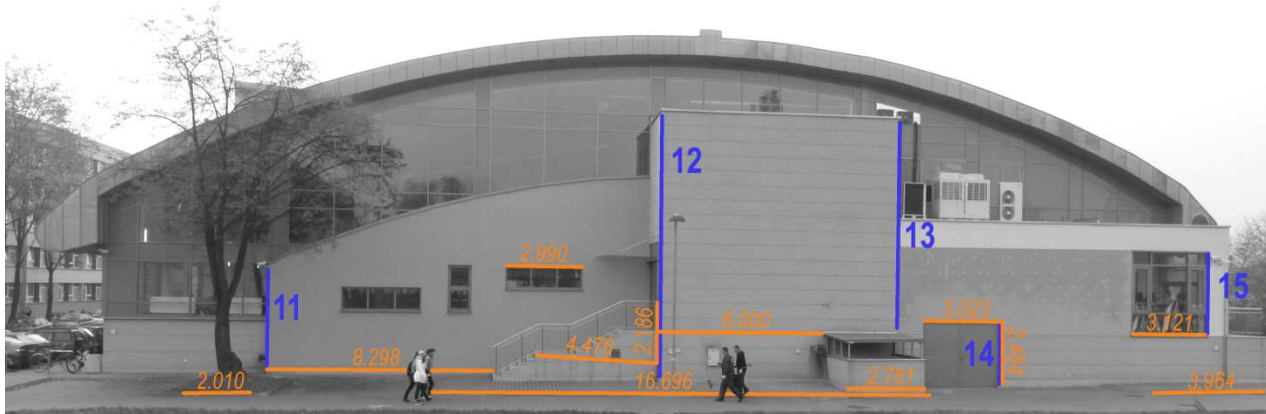


Rys. 52 Dokładność względna wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 3 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu

Odnotowany spadek dokładności może mieć podobne przyczyny jak w przypadku sieci 1. Kąty nachylenia prostych wiążących (Tabela 44) odbiegają od kierunków narzucanych w procesie wyrównania. Kierunki prostych wiążących 11 – 15 są jednak bardziej zbliżone do pionu niż miało to miejsce w przypadku sieci 1 (Tabela 43). Biorąc pod uwagę uzyskane odchylenia standardowe nachyleń, można jednak stwierdzić, że wybrane proste wiążące w rzeczywistości nie są ani pionowe ani poziome, co stoi w sprzeczności z narzucanymi warunkami i przyczynia się do spadku dokładności wyznaczanych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć, a w konsekwencji wpływa negatywnie na dokładności względne i bezwzględne wyznaczanych współrzędnych punktów pola testowego.

Obliczenia z wykorzystaniem prostych wiążących a także odległości przeprowadzono również dla drugiej sieci zdjęć (sieć 4) realizowanej na polu testowym „Basen AGH”. Użyto tu mniejszej ilości prostych, ale za to zwiększono ilość pomierzonych odległości. Rozmieszczenie linii

wiązających oraz pomierzonych odcinków przedstawiono na rysunku 53. Wybrane informacje dotyczące prostych zawiera tabela 45. Na niebiesko wyróżniono wartości nachyleń obliczone w drodze wyrównania sieci zdjęć z udziałem fotopunktów (wariant 5). Dla tej sieci nie wykorzystano warunku poziomości.



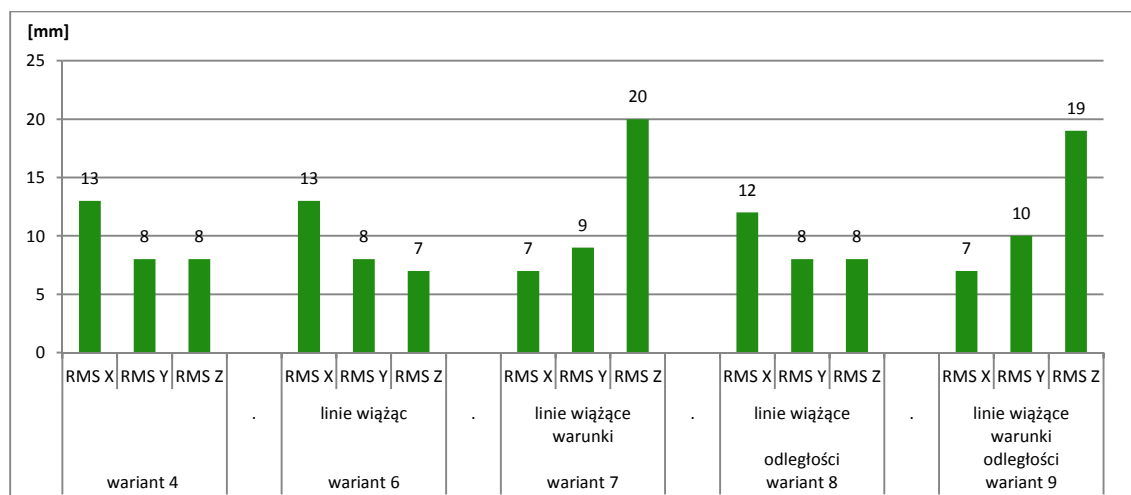
Rys. 53 Proste wiążące (kolor niebieski) i odległości (kolor pomarańczowy) wykorzystane podczas wyrównania sieci 4. Odległości podano w metrach.

numer prostej	szczegóły terenowy	długość odcinka reprezentującego [m]	ilość punktów	estymowany kąt nachylenia [g]	Δ [cc]	narzucany warunek geometryczny
11	krawędź budynku	3.8	18	99.8989 ± 0.0543 99.8977 ± 0.0368	-12	pionowość
12	krawędź budynku	9.5	43	99.7023 ± 0.0457 99.6965 ± 0.0204	-58	pionowość
13	krawędź budynku	7.8	28	99.9728 ± 0.0526 99.9196 ± 0.0350	-532	pionowość
14	krawędź wnęki drzwiowej	2.1	19	99.9359 ± 0.1413 99.9874 ± 0.0524	515	pionowość
15	krawędź wnęki okna	3.2	14	99.7795 ± 0.0968 99.8029 ± 0.0739	243	pionowość

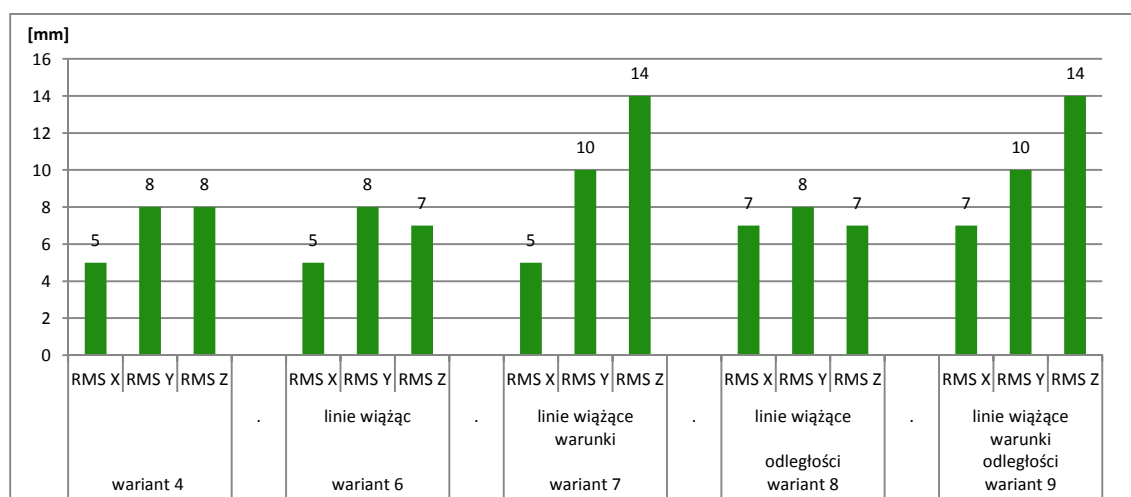
Tabela 45 Informacje dotyczące linii wiążących wykorzystanych podczas wyrównania sieci 4

Na wykresach (Rys. 54, Rys. 55) przedstawiono dokładności uzyskane dla wyrównania bez uwzględniania (wariant 4) i z uwzględnieniem informacji o geometrii obiektu. Podobnie jak w poprzednich przypadkach wykorzystanie warunków geometrycznych przyczyniło się spadku dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych. Uwzględnienie obserwacji odległości w procesie wyrównania nie spowodowało poprawy uzyskanych dokładności.

Sieci 3 i 4 posiadają dwie wspólne proste wiążące – prostą 12 i prostą 13. Obliczono różnice ich nachyleń. Dla prostej 12 wynosi ona 0.0325^g a dla prostej 13, 0.1400^g. Biorąc pod uwagę odchylenia standardowe obliczonych nachyleń (Tabela 44, Tabela 45), uzyskaną dla prostej 13 różnicę należy uznać za istotną, jednak ciężko wskazać na jej przyczynę.

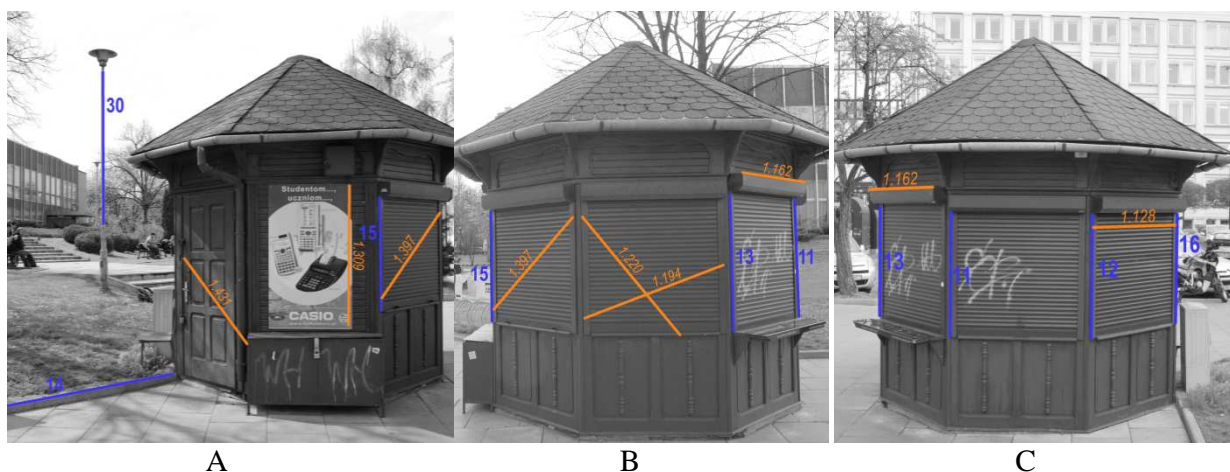


Rys. 54 Dokładność bezwzględna wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 4 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu



Rys. 55 Dokładność względna wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 4 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu

Wyrównanie sieci zdjęć z prostymi wiązącymi oraz z obserwacjami odległości przeprowadzono także dla sieci zdjęć nr 6 (pole testowe „Kiosk”). Odcinki prostych wiązań oraz pomierzone odległości zamieszczono na rysunku 56. Wybrane informacje dotyczące prostych wiązań zamieszczono w tabeli 46. Kąty nachylenia prostych odbiegają w jeszcze większym stopniu od pionu (lub poziomu) niż miało to miejsce w przypadku sieci 3 i 4.

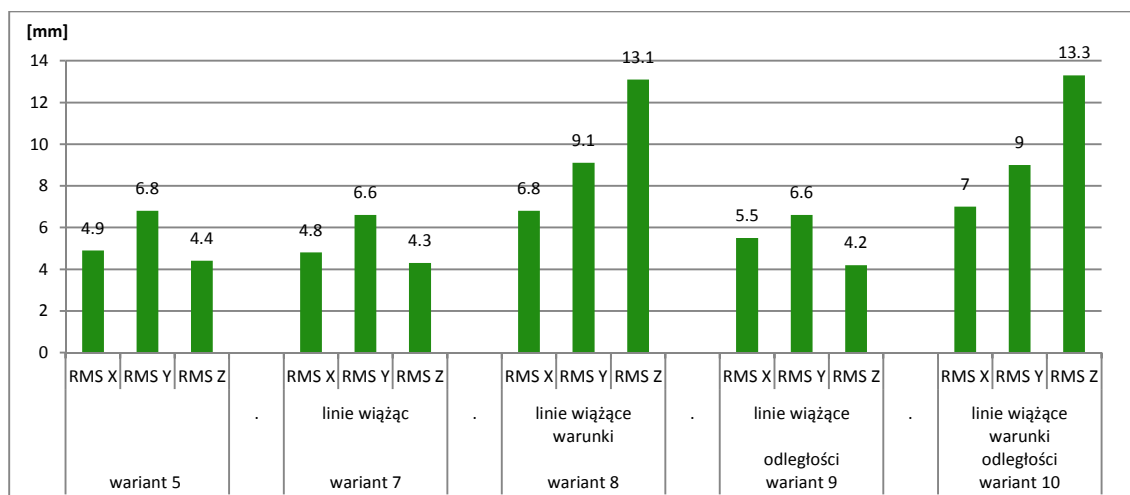


Rys. 56 Proste wiązane (kolor niebieski) i odległości (kolor pomarańczowy) wykorzystane podczas wyrównania sieci 6. Oznaczenie zdjęć według Rys. 27.

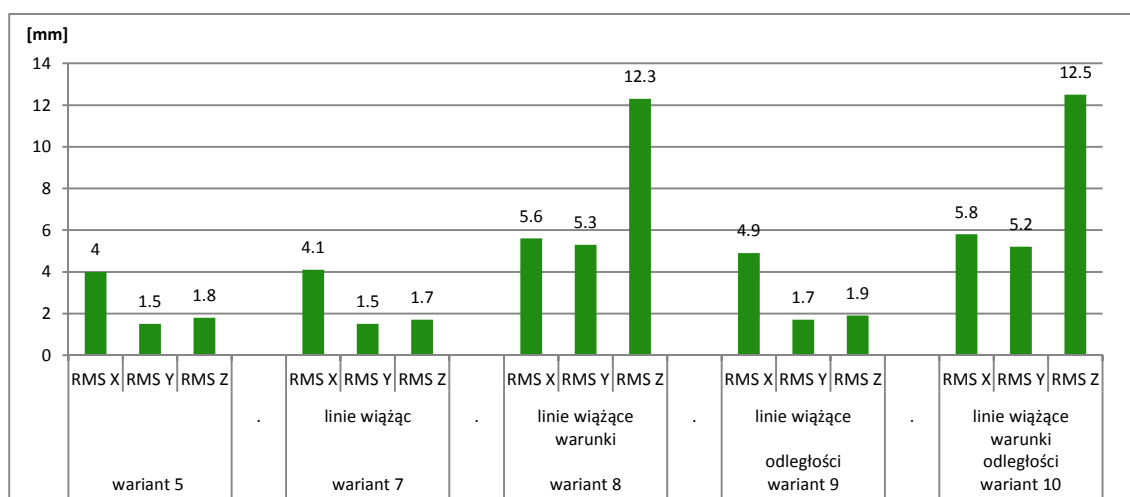
numer prostej	szczegóły terenowy	długość odcinka reprezentującego [m]	ilość punktów	estymowany kąt nachylenia [g]	Δ [cc]	narzucany warunek geometryczny
11	krawędź prowadnicy rolety	0.9	18	99.3276 ± 0.0636 99.2961 ± 0.0487	-315	pionowość
12	krawędź prowadnicy rolety	0.9	12	99.6218 ± 0.0936 99.5812 ± 0.1024	-400	pionowość
13	krawędź prowadnicy rolety	1.0	11	99.5060 ± 0.0793 99.4715 ± 0.0791	-345	pionowość
14	krawędź krawężnika	1.4	31	0.8064 ± 0.0595 0.8421 ± 0.0396	357	poziomość
15	krawędź prowadnicy rolety	0.9	14	99.8517 ± 0.0746 99.8952 ± 0.0718	435	pionowość
16	krawędź prowadnicy rolety	0.9	16	99.5304 ± 0.0698 99.5078 ± 0.0600	-226	pionowość
30	oś słupa latarni	3.2	23	99.1208 ± 0.0748 99.0922 ± 0.0693	-286	pionowość

Tabela 46 Informacje dotyczące linii wiązanych wykorzystanych podczas wyrównania sieci 6

Średnie błędy kwadratowe obrazujące dokładność wyrównania sieci przedstawiono na wykresach (Rys. 57 i Rys. 58). Uwzględnienie obserwacji odległości praktycznie nie przyczyniło się do ich zmiany, w porównaniu z wartościami uzyskanymi bez udziału prostych i odległości. Uwzględnienie warunków poziomości i pionowości spowodowało wzrost wartości średnich błędów kwadratowych, szczególnie dla współrzędnej Z.

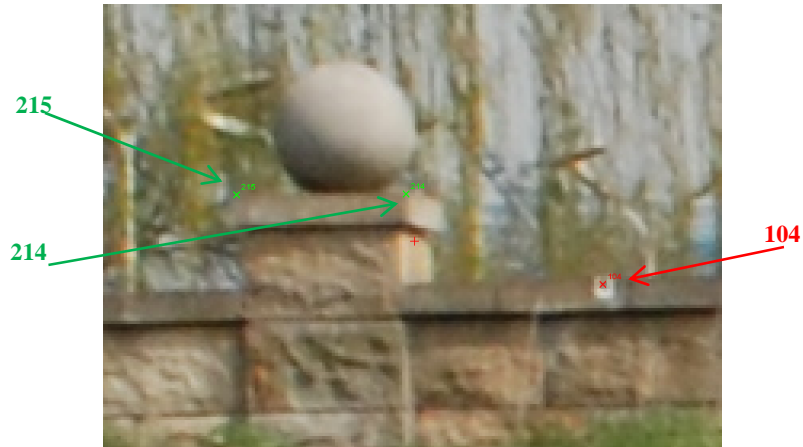


Rys. 57 Dokładność bezwzględna wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 6 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu



Rys. 58 Dokładność bezwzględna wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 6 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu

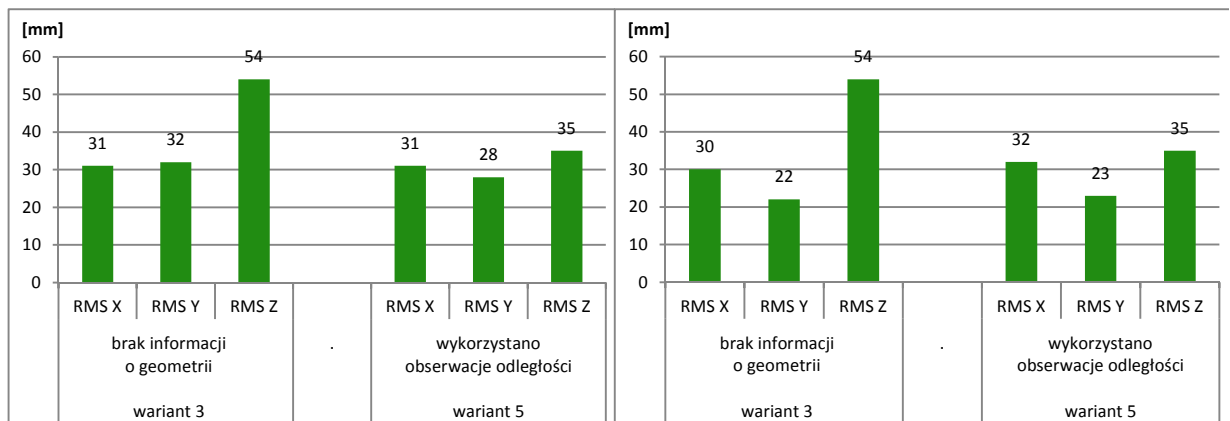
Dla pola testowego „Rudawa” jedyną informację o geometrii obiektu stanowiły pomierzone za pomocą ręcznego dalmierza laserowego odległości (Rys. 60). Punktami, pomiędzy którymi dokonano pomiaru były narożniki słupków znajdujących się na murku (Rys. 59). Jednoznaczna identyfikacja tego typu punktów na zdjęciach była często trudna. Na rysunku 61 zamieszczono porównanie średnich błędów kwadratowych uzyskanych w drodze wyrównania sieci zdjęć 7 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem obserwacji odległości. Ich uwzględnienie pozwoliło w wyraźny sposób poprawić jedynie dokładność bezwzględną współrzędnej Y .



Rys. 59 Punkty wiążące (214, 215) oraz punkt kontrolowany (104) na polu testowym „Rudawa”. Punkty 214 i 215 stanowiły końce różnych odcinków, których odległości zostały pomierzone w terenie. Fragment okna pomiarowego autorskiego programu Photonet.



Rys. 60 Odległości wykorzystane podczas wyrównania sieci 7



Rys. 61 Dokładność bezwzględna (po lewej) i względna (po prawej) wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych otrzymana dla wyrównania sieci 1 bez wykorzystania oraz z wykorzystaniem obserwacji odległości

Uzyskane dla sieci 3, 4, 6 i 7 wyniki pokazują, że wyrównanie sieci zdjęć z włączeniem równań obserwacyjnych odległości nie przyniosło znaczącej zmiany dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych, mimo że dokładność pomiaru odległości za pomocą ruletki czy też dalmierza ręcznego szacować można na około 2 – 10 mm. Jest ona zatem znacznie

lepsza niż dokładność pomiaru współrzędnych metodą RTN GPS. Jednak w procesie wyrównania sieci, współrzędne środków rzutu uzyskują poprawki, przez co dokładność ich wyznaczenia staje się większa niż dokładność ich pomiaru. To samo dotyczy obserwowanych kątowych elementów orientacji. Poprawki do obserwowanych współrzędnych środków rzutu (raporty w załącznikach) często osiągają wartości przekraczające 1 cm, co świadczy o tym, że wyrównanie sieci zdjęć jest w stanie w dużym stopniu skorygować przypadkowe błędy pomiaru GPS. Błąd pomiaru współrzędnych X i Y metodą RTN szacowany jest na 2 – 4 cm, z czego większość stanowi błąd systematyczny.

Włączenie do wyrównania sieci obserwacji odległości nie może przyczynić się poprawy dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć. Wyznaczone są one już wystarczająco dokładnie w drodze wyrównania sieci wspartej jedynie obserwacjami elementów orientacji zewnętrznej i współrzędnych obrazowych punktów wiążących. Wykorzystanie obserwacji odległości nie poprawia zatem również dokładność wyznaczonych współrzędnych punktów terenowych. Uzyskane wyniki kontrastują z rezultatami przytoczonymi w tabeli 3 (Ellum i El-Sheimy 2001). Dla tego eksperymentu nie znamy jednak dokładności pomiaru współrzędnych środków rzutu. Ponadto badana przez Elluma sieć posiadała jedynie trzy zdjęcia o środkach rzutu leżących w przybliżeniu na jednej prostej, a więc była to konfiguracja o dużo słabszej geometrii niż w przypadku każdej z analizowanych sieci. Ilość punktów wiążących w przytaczanym eksperymencie była znacznie mniejsza.

Wykorzystanie prostych wiążących także nie przyczyniło się do istotnych zmian wartości średnich błędów kwadratowych wyrażających dokładność wyznaczanych współrzędnych punktów kontrolowanych. Parametry prostych wiążących zostały estymowane, choć cała sieć mogłaby opierać się równie dobrze na punktach wiążących. Dokładność wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych pogarszała się wyraźnie wraz z narzuceniem na proste wiążące warunków geometrycznych. Przyczyną tego zjawiska może być odstępstwo prawdziwego kierunku prostych od kierunku wymuszanego. Można by oczekiwać, że uwzględnienie warunków pionowości i poziomości podniesie dokładność wyznaczenia zwłaszcza kątowych elementów orientacji zewnętrznej zdjęć. Warunek pionowości powinien przyczynić się zwłaszcza do poprawy dokładności wyznaczenia kąta κ . Jednakże kątowe elementy orientacji zewnętrznej, mimo iż mierzone są z bardzo słabą dokładnością, w procesie wyrównania sieci zdjęć są mocno korygowane. Świadczą o tym znaczne wartości poprawek (dostępne w raportach umieszczonych w załącznikach 22 – 28).

Paradoksalnie pomiary kątowych elementów orientacji odgrywają najmniejszą rolę w procesie estymacji tychże kątowych elementów orientacji jako parametrów. Obserwowane kąty posiadają bardzo wysoką redundancję oraz bardzo niską niezawodność zewnętrzną względem wyznaczanych elementów orientacji zewnętrznej co potwierdziły dalsze badania (Rozdz. 7.4.8). Wiąże się to w dużym stopniu ze znacznymi błędami ich pomiaru. Na estymowane wartości kątowych elementów orientacji wpływają przede wszystkim obserwacje współrzędnych obrazowych (zapewnienie orientacji wzajemnej) oraz współrzędnych środków rzutu (głównie zapewnienie orientacji bezwzględnej (Bartelsen i Mayer 2010)). Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć sieci 1, 3, 4 i 6 mogłyby być wyznaczone wystarczająco dokładnie bez uwzględnienia warunków, które są sprzeczne ze stanem faktycznym. Włączenie warunków powoduje jedynie pogorszenie osiąganych dokładności.

Należy zauważyć także, że spadek dokładności wyrównania sieci spowodowany wykorzystaniem warunków geometrycznych, nie objawia się wzrostem wartości średnich błędów kwadratowych współrzędnych obrazowych punktów wiążących (Dostępne są one w raportach w załącznikach 22–28). Średnie błędy kwadratowe współrzędnych obrazowych punktów linii wiążących (również dostępne w załącznikach) rosną jednak znacznie po narzuceniu na te proste warunków poziomości i pionowości. Na przykład w przypadku sieci nr 1 średni błąd kwadratowy dla współrzędnej x zwiększa się ponad trzykrotnie, z 0.21 do 0.71 piksela. Średni błąd kwadratowy dla współrzędnej y rośnie o ponad 50 %, z 0.14 do 0.23 piksela.

7.4.7 Rola informacji o geometrii w przypadku pomiarów GNSS o niższej dokładności

Przedstawione w poprzednim rozdziale wyniki pozwalają wątpić, czy informacja o geometrii fotografowanego obiektu w ogóle może przyczynić się do poprawy dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej. W opracowanym prototypie systemu zastosowano dwuczęstotliwościowy, geodezyjny odbiornik GPS, wykorzystujący rozwiązanie fazowe. Zasadne jest zatem pytanie, czy w przypadku zastosowania mniej dokładnego odbiornika GNSS, wykorzystanie w procesie integracji obserwacji warunków poziomości i pionowości linii wiążących a także obserwacji odległości, pozwoliłoby na podniesienie dokładności wyznaczonych elementów orientacji zewnętrznej, w efekcie podnosząc dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych.

W celu zbadania wpływu dokładności obserwacji współrzędnych środków rzutu na uzyskiwane dokładności przeprowadzono symulację wyrównania sieci zdjęć nr 4 i 6 (Rys. 31 i Rys. 33). Sieci te wyrównywano dodając do obserwowanych wartości współrzędnych środków rzutu wartości losowe, generowane przez generator liczb losowych programu MATLAB. Liczby losowe dla współrzędnych X i Y generowano dla rozkładu normalnego $N(0, \sigma)$. Parametr σ zwiększano od 5 do 300 mm co 5 mm. Liczby losowe dla współrzędnej Z generowano dla rozkładu normalnego $N(0, 1.5\sigma)$, tak aby symulować teoretycznie większy błąd jej pomiaru. Błędy obserwowanych współrzędnych środków rzutu wyznaczano według formuł:

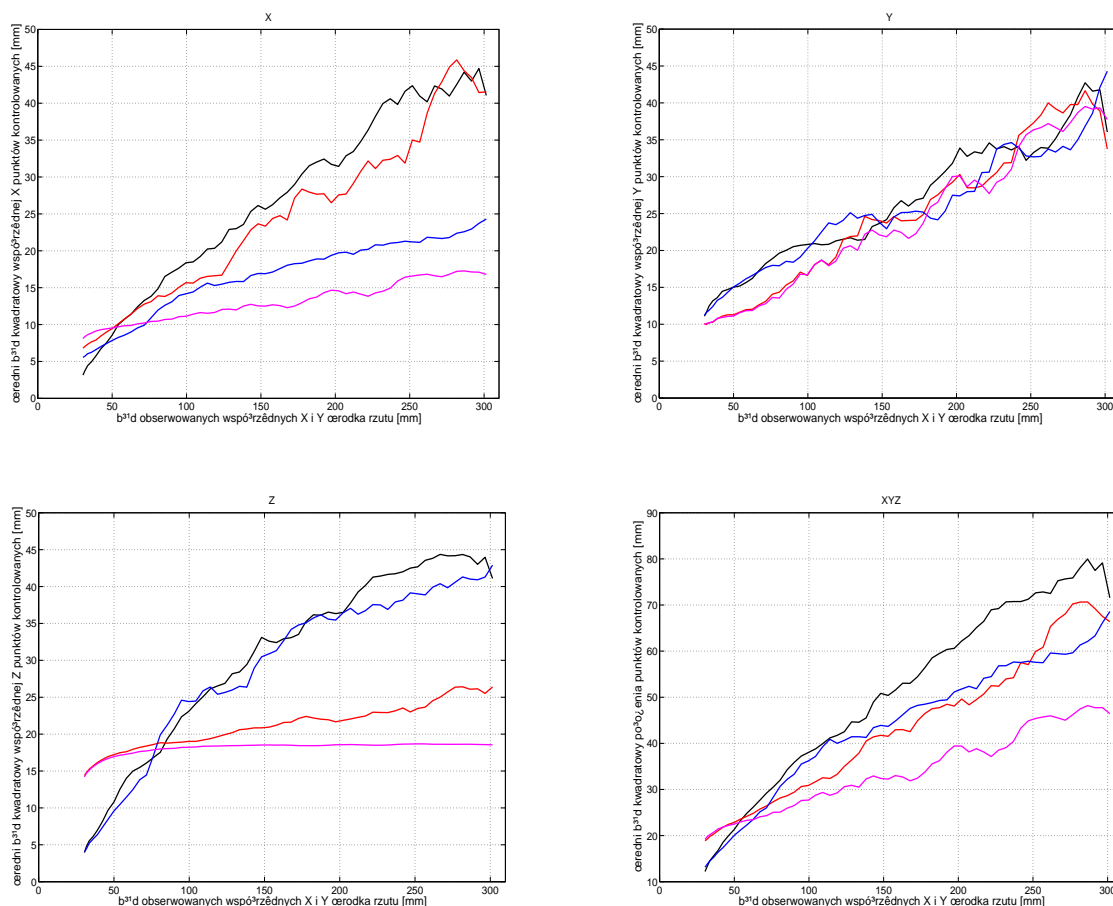
$$m_{x_0} = m_{y_0} = \sqrt{30^2 + \sigma^2} \text{ [mm]} \quad m_{z_0} = \sqrt{40^2 + \left(\frac{3}{2}\sigma\right)^2} \text{ [mm]}.$$

Wartości 30 i 40 mm przyjęto *a priori* jako błędy pomiaru odpowiednio współrzędnych X i Y oraz Z metodą RTN GPS.

Dla każdej kolejnej wartości parametru σ daną sieć zdjęć wyrównywano 40 razy. W celu zminimalizowania potencjalnego wpływu autokorelacji losowanych współrzędnych, obserwowanej niekiedy dla generatora liczb losowych programu MATLAB, z próbki 40 wyników wybierano 20. Dla wybranej próbki obliczano średnie błędy kwadratowe współrzędnych punktów kontrolowanych (stanowiące miary dokładności względnej i bezwzględnej) a następnie uśredniano wartości 20 wyników. Symulację przeprowadzono dla czterech poniższych wariantów wyrównania:

1. bez warunków geometrycznych i bez obserwacji odległości,
2. z warunkami geometrycznymi ale bez obserwacji odległości,
3. bez warunków geometrycznych ale z obserwacjami odległości,
4. zarówno z warunkami geometrycznymi jak i z obserwacjami odległości.

Dla każdego z tych wariantów daną sieć wyrównano łącznie 2400 razy. Dla obu sieci, proces wyrównania przeprowadzono w sumie 19200 razy. Wielokrotne wyrównanie sieci przeprowadzono w programie MATLAB, wykorzystując autorski pakiet Bundle Adjustment Toolbox. Wykazy średnich błędów kwadratowych zamieszczono w załącznikach 29 i 30.



Rys. 62 Wykresy obrazujące zmianę wartości średnich błędów kwadratowych współrzędnych punktów kontrolowanych wraz ze wzrostem błędów obserwowanych współrzędnych środków rzutu. Eksperyment przeprowadzono dla sieci nr. 4.

Wykresy obrazują zmianę dokładności względnej współrzędnych punktów kontrolowanych.

Linie wykresów oznaczono kolorami według legendy:

- wyrównanie bez warunków i bez obserwacji odległości, — wyrównanie z warunkami bez obserwacji odległości,
- wyrównanie bez warunków, z obserwacjami odległości, — wyrównanie z warunkami i z obserwacjami odległości.

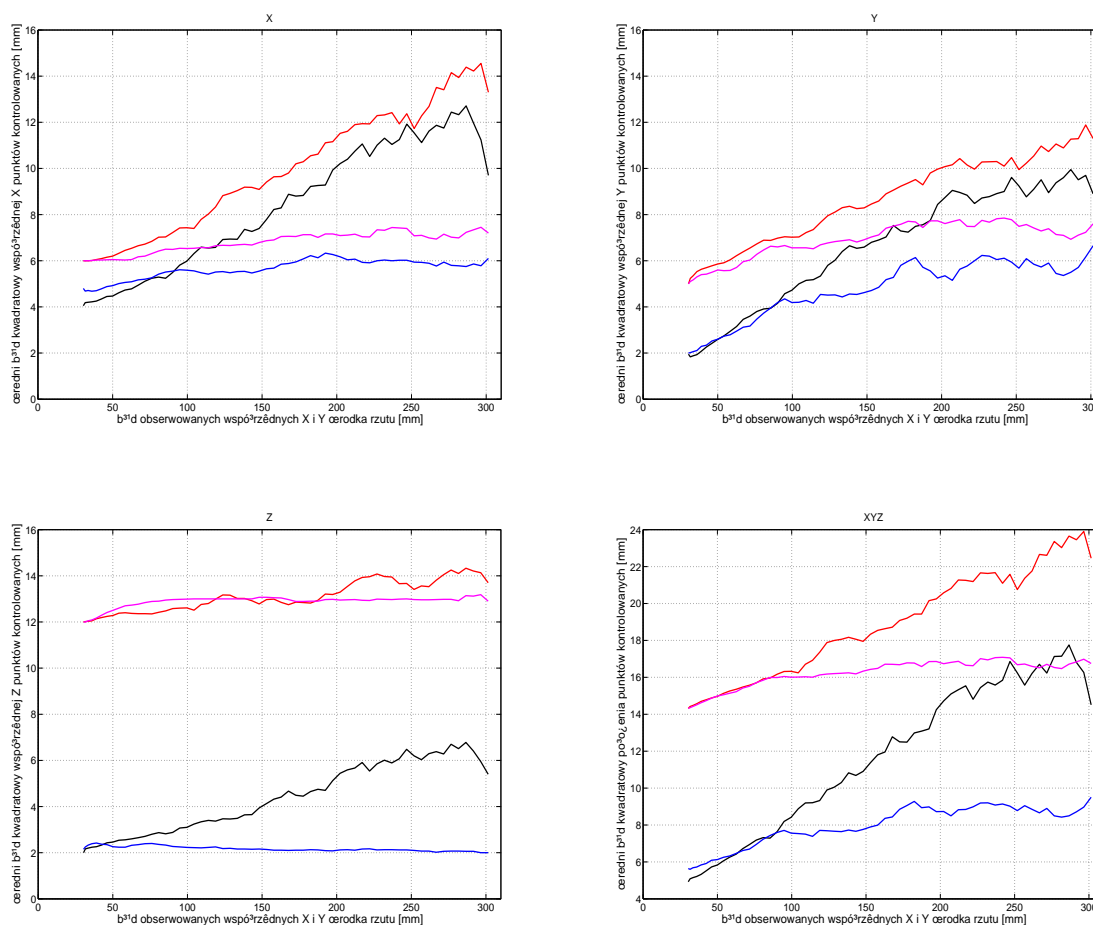
Uzyskane wyniki pozwoliły na sporządzenie wykresów obrazujących zmianę wartości średnich błędów kwadratowych w zależności od wartości błędów obserwowanych współrzędnych X i Y środka rzutu. Wykresy sporządzono dla trzech współrzędnych. Sporządzono także czwarty wykres przedstawiający opisaną zależność dla średniego błędów kwadratowego położenia punktów kontrolowanych. Wartości na osi rzędnych tego wykresu obliczono jako pierwiastki z sumy kwadratów wartości dla współrzędnych X , Y i Z . Wszystkie wykresy wygładzono stosując filtr uśredniający, obliczający średnią z 5 sąsiednich próbek. Pozwoliło to na wyraźniejsze ukazanie trendu zmian. Rysunek 62 przedstawia wykresy otrzymane dla sieci nr. 4 (pole testowe „Basen AGH”). Na rysunku 63 przedstawiono wykresy sporządzone dla sieci nr. 6 (pole testowe „Kiosk”). W pierwszej kolejności analizowano zmiany dokładności względnych sieci.

Widoczna na wykresach linia w kolorze czarnym, obrazuje zmianę wartości średnich błędów kwadratowych dla wyrównywania sieci zdjęć bez warunków narzucanych na proste wiążące,

a także bez udziału obserwacji odległości. W przypadku sieci nr. 4 (pole testowe „Basen AGH”) widzimy, że błąd ten ma, zgodnie z oczekiwaniem, wyraźną tendencję wzrostową. Uwzględnienie warunków geometrycznych (linia czerwona) pozwoliło na uzyskanie niższych wartości błędów dla współrzędnej X a w szczególności dla współrzędnej Z . Poprawa dokładności widoczna jest jednak dopiero w momencie kiedy błędy obserwowanych współrzędnych środka rzutu przekroczą wartość ok. 8 cm. Poniżej tych wartości warunki geometryczne przyczyniają się do wzrostu wartości błędów. Na zamieszczonym dla współrzędnej X wykresie (Rys. 62) widać, że dla większych wartości błędów współrzędnych środków rzutu (ponad 27 cm), błędy średnie kwadratowe osiągnęte dla obu wariantów wyrównania stają się zbliżone. Aby ocenić, czy jest to tendencja trwała należałoby przeanalizować zmiany dokładności dla jeszcze większych błędów. W przypadku współrzędnej Y linia czerwona na prawie całej długości pozostaje nieznacznie pod linią czarną, co oznacza, że tu również zastosowanie warunków geometrycznych przyczyniło się do poprawy dokładności wewnętrznej.

Linia niebieska ukazuje badaną zależność dla wariantu wyrównania sieci zdjęć z obserwacjami odległości. Na rysunku 62 widać, że obserwacje odległości pozwoliły na wyraźne zmniejszenie wartości średnich błędów kwadratowych, ale jedynie w przypadku współrzędnej X . Poprawa ta obserwowana jest poczynając od wartości błędu obserwowanych współrzędnych środka rzutu wynoszącej około 4 cm. Powyżej niej odstęp pomiędzy linią czarną a niebieską szybko rośnie tak, że dla wartości błędów przekraczających 25 cm uzyskujemy niemal dwukrotną poprawę dokładności względnej. Zjawisko to może być wytłumaczone kierunkiem odcinków, których odległości mierzono (Rys. 31, Rys. 53). Niemal wszystkie odcinki mają kierunek w przybliżeniu równoległy właśnie do osi X . Pozwala to, w miarę wzrostu błędów obserwowanych współrzędnych środków rzutu, na lepsze zachowanie skali sieci właśnie w tym kierunku.

Najlepsze rezultaty uzyskano dla wyrównania sieci zdjęć zarówno z warunkami jak i z obserwacjami odległości (linia purpurowa). Poprawę dokładności uzyskano dla wszystkich trzech współrzędnych, przy czym dla współrzędnych X i Z jest to poprawa znaczna, choć zauważalna dopiero powyżej wartości odciętych wynoszących około 8 cm. Po przekroczeniu wartości błędu obserwacji równej 10 cm, wzrost średnich błędów kwadratowych dla współrzędnej Z został niemal zatrzymany. W przypadku współrzędnej Y udało się osiągnąć tylko nieznaczną poprawę dokładności i tu linia purpurowa na krótkich odcinkach znajduje się powyżej linii czarnej. Patrząc na wykres średnich błędów kwadratowych położenia punktów (prawy dolny) widać, że dla wartości błędów współrzędnych środków rzutu przekraczających około 6 cm ten wariant wyrównania pozwala osiągnąć najlepsze dokładności względne położenia punktów.



Rys. 63 Wykresy obrazujące zmianę wartości średnich błędów kwadratowych współrzędnych punktów kontrolowanych wraz ze wzrostem błędów obserwowanych współrzędnych środków rzutu. Eksperyment przeprowadzono dla sieci nr. 6.

Wykresy obrazują zmianę dokładności względnej współrzędnych punktów kontrolowanych.

Linie wykresów oznaczono kolorami według legendy:

- wyrównanie bez warunków i bez obserwacji odległości, — wyrównanie z warunkami bez obserwacji odległości,
- wyrównanie bez warunków, z obserwacjami odległości, — wyrównanie z warunkami i z obserwacjami odległości.

Rysunek 63 przedstawia wyniki eksperymentu przeprowadzonego dla sieci nr. 6 (pole „Kiosk”). Na wykresach widać, że wykorzystanie warunków geometrycznych powodowało zawsze spadek dokładności względnej współrzędnych punktów kontrolowanych niezależnie od tego, jak duże wartości osiągały błędy obserwowanych współrzędnych środków rzutu. Wykorzystanie obserwacji odległości (linia niebieska) pozwalało natomiast na wyraźne obniżenie wartości średnich błędów kwadratowych wszystkich współrzędnych. Dla współrzędnych X i Y linia niebieska pokrywa się z linią czarną aż do wartości błędu wynoszącej około 10 cm. Po przekroczeniu tego poziomu zmianę wartości błędów średnich kwadratowych dla wyrównania z obserwacjami odległości cechuje jedynie nieznaczna tendencja wzrostowa, która stopniowo ulega osłabieniu. Ostatecznie wartości średnich błędów kwadratowych stabilizują się na poziomie około 8 mm. Inaczej sytuacja wygląda w przypadku współrzędnej Z. Tam wzrost wartości błędu dla linii niebieskiej w ogóle nie jest obserwowany. Zauważalny jest wręcz bardzo nieznaczny jego spadek i stabilizacja na poziomie około 2 mm.

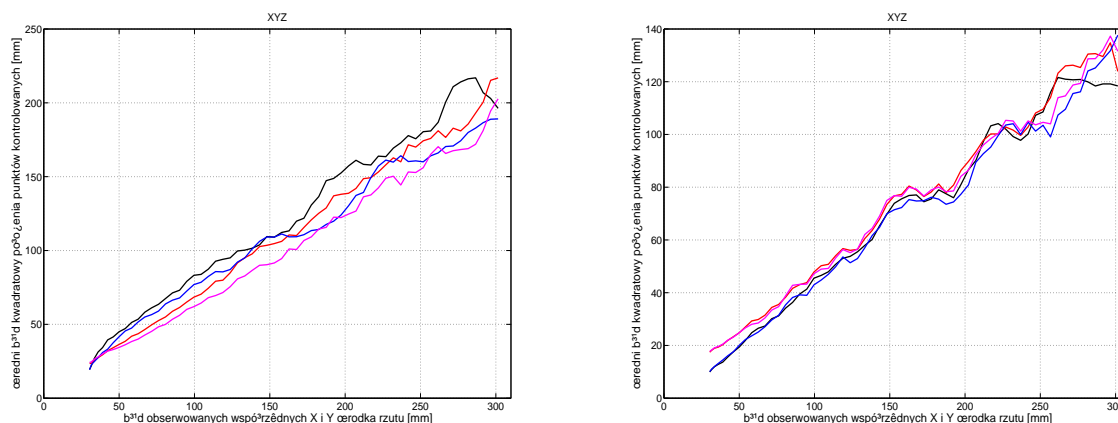
Inaczej niż w przypadku sieci 4 („Basen AGH”) wyrównanie sieci 6 („Kiosk”) z obserwacjami odległości pozwoliło na poprawę dokładności względnej wszystkich trzech współrzędnych. Odcinki, których odległości pomierzono, mają tutaj zróżnicowane azymuty i nachylenia (Rys. 33, Rys. 56), co pozwala na zachowanie skali sieci w każdym kierunku. Kombinowany wariant wyrównania (linia purpurowa) nie daje lepszych wyników niż wyrównanie jedynie z obserwacjami odległości.

Wyniki przeprowadzonego eksperymentu pokazują, że uwzględnienie informacji o geometrii fotografowanego obiektu w procesie wyrównania sieci zdjęć bez fotopunktów może przyczynić się do poprawy dokładności wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć, a w dalszej kolejności do poprawy dokładności względnej wyznaczenia współrzędnych punktów terenowych. W przypadku dokładności pomiaru współrzędnych środków rzutu typowej dla metody RTN GPS poprawa ta jest jednak nieznaczna lub nie następuje wcale. Na zamieszczonych rysunkach (Rys. 62 i Rys. 63) widać, że w miarę jak błędy współrzędnych środków rzutu rosną, odległości oraz warunki nakładane na proste wiążące mogą mieć pozytywny wpływ na dokładność wyrównania sieci zdjęć. Jeżeli w prototypie systemu mobilnego odbiornik geodezyjny zastąpiono by np. odbiornikiem GNSS segmentu GIS, uwzględnienie informacji o geometrii fotografowanego obiektu mogłoby podnieść dokładność wewnętrzną wyznaczanych współrzędnych terenowych. Szczególnie przydatne jest pomierzenie odległości pomiędzy wybranymi punktami wiążącymi sieci. Jak pokazuje przeprowadzony eksperyment korzystne jest, aby kierunki mierzonych odległości były zróżnicowane, tak jak w przypadku pola testowego „Kiosk”.

Przeprowadzony eksperyment pokazał, że nakładanie na linie wiążące warunków może przynieść różne rezultaty. W przypadku pola testowego „Kiosk” takie postępowanie prowadziło do wzrostu średnich błędów kwadratowych punktów kontrolowanych. Estymowane kąty nachylenia prostych wiążących pola testowego „Kiosk”, podane w tabeli 46, wskazują na wyraźne odchylenie tych prostych od pionu lub poziomu. Fakt ten prawdopodobnie decydował o obserwowanym spadku dokładności. Inaczej sytuacja przedstawiała się dla pola testowego „Basen AGH”. Tu estymowane kąty nachylenia (Tabela 45) były bliższe wartości 100^g niż kąty nachylenia prostych pola testowego „Kiosk”. Nie bez znaczenia był tu prawdopodobnie charakter wybranego na pole testowe obiektu. Nie należy oczekiwać, że krawędzie niewielkiego drewnianego kiosku będą idealnie pionowe lub poziome.

Informacja o geometrii obiektu miała wyraźny wpływ na dokładność względną wyznaczonych współrzędnych punktów kontrolowanych. Nie należy się jednak spodziewać wyraźnej poprawy dokładności bezwzględnej. Informacja, którą wykorzystano nie wiąże się bowiem z bezwzględnym położeniem obiektu w układzie odniesienia (PUWG „2000”).

Rysunek 64 przedstawia wykresy otrzymane dla średnich błędów kwadratowych położenia punktów kontrolowanych, obrazujących dokładność bezwzględną. W przypadku pola testowego „Basen AGH” (wykres po lewej) wyrównanie sieci zdjęć z obserwacjami odległości oraz warunkami geometrycznymi pozwoliło na podniesienie dokładności bezwzględnej położenia punktu o około 1.5 – 3.0 cm, czyli stosunkowo niewiele w porównaniu z samymi wartościami średnich błędów kwadratowych. W przypadku wykresu dla pola testowego „Kiosk” (po prawej) wszystkie cztery linie niemal się pokrywają. Co prawda widać, że linia niebieska przebiega niemal na całej długości pod linią czarną, jednak jest to różnica znikoma.



Rys. 64 Wykresy obrazujące zmianę wartości średnich błędów kwadratowych bezwzględnego położenia punktów kontrolowanych wraz ze wzrostem błędów obserwowanych współrzędnych środków rzutu.

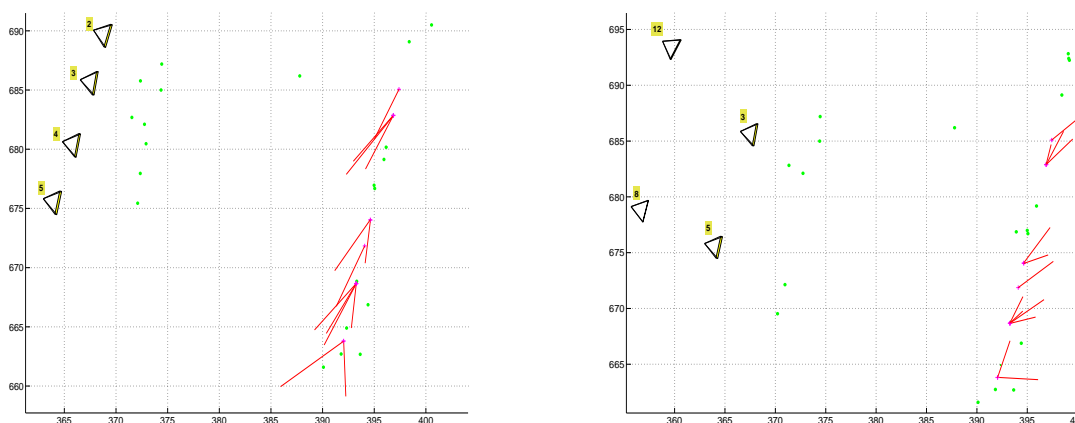
Wykresy obrazują zmianę dokładności bezwzględnej współrzędnych punktów kontrolowanych.

Po lewej wykres dla sieci nr.4 a po prawej dla sieci nr. 6. Linie wykresów oznaczono kolorami według legendy:

- wyrównanie bez warunków i bez obserwacji odległości, — wyrównanie z warunkami bez obserwacji odległości,
- wyrównanie bez warunków, z obserwacjami odległości, — wyrównanie z warunkami i z obserwacjami odległości.

7.4.8 Redundancja i niezawodność obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej

Współczynnik redundancji (Rozdz. 2.5) wyraża w jakim procencie dana obserwacja została wykorzystana do estymacji parametrów modelu funkcjonalnego. Współczynnik ten przyjmuje wartości z przedziału od 0 do 1. Wysoka wartość redundancji świadczy o niskim poziomie wykorzystania danej obserwacji, ale też oznacza, że ewentualny błąd gruby tej obserwacji może być łatwiej wykryty. W przypadku dużej wartości redundancji, dana obserwacja jest silnie kontrolowana przez inne.



Rys. 65 Układ zdjęć w sieciach 1b (po lewej) i 1c (po prawej) oraz wektory różnic dla współrzędnych punktów kontrolowanych.

- – punkt wiązący, + – punkt kontrolowany, długości wektorów powiększono 200 razy.

Wartości redundancji, obliczamy korzystając ze wzorów (1.27) i (1.28). Jak widać zależy ona od macierzy pochodnych cząstkowych (A). Zależy ona zatem od geometrii sieci fotogrametrycznej. W celu zbadania jak geometria zdjęć wpływa na wartość współczynnika redundancji, wybierając niektóre zdjęcia z sieci nr. 1, utworzono trzy małe sieci oznaczone jako: 1a, 1b i 1c. Układ

i numery zdjęć sieci 1b i 1c pokazano na rysunku 65. Sieć 1a to stereogram złożony ze zdjęć o numerach 3 i 5. Środki rzutu zdjęć sieci 1b leżą prawie w jednej linii. Środki rzutu zdjęć sieci 1c tworzą czworokąt przypominający trapez.

oznaczenie	charakter sieci	numery zdjęć	redundancja współrzędnych środka rzutu			redundancja kątów			błędy średnie kwadratowe [mm]		wariant wyrównania (wg. Tabela 15)
			r_{x_0}	r_{y_0}	r_{z_0}	r_α	r_ν	r_κ	dokładność bezwzględna	dokładność względna	
1a	dwa zdjęcia (stereogram)	3	0.04	0.01	0.13	0.94	0.48	0.65	$RMSE_x = 102$	$RMSE_x = 31$	wariant 7
		5	0.04	0.01	0.13	0.93	0.50	0.68	$RMSE_y = 42$ $RMSE_z = 23$	$RMSE_y = 21$ $RMSE_z = 20$	
1b	cztery zdjęcia prawie w jednej linii	2	0.34	0.27	0.50	0.98	0.75	0.90	$RMSE_x = 14$ $RMSE_y = 9$ $RMSE_z = 21$	$RMSE_x = 7$ $RMSE_y = 4$ $RMSE_z = 3$	wariant 8
		3	0.66	0.59	0.71	0.98	0.75	0.90			
		4	0.67	0.52	0.72	0.98	0.75	0.90			
1c	cztery zdjęcia rozmieszczone przestrzennie	5	0.30	0.21	0.47	0.98	0.75	0.90	$RMSE_x = 12$ $RMSE_y = 11$ $RMSE_z = 9$	$RMSE_x = 5$ $RMSE_y = 5$ $RMSE_z = 8$	wariant 9
		3	0.52	0.49	0.53	0.99	0.87	0.92			
		8	0.47	0.48	0.50	0.99	0.87	0.92			
		12	0.53	0.47	0.49	0.99	0.98	0.92			
			0.27	0.27	0.34	0.99	0.87	0.91			

Tabela 47 Współczynniki redundancji obserwowanych elementów orientacji dla trzech przykładowych sieci fotogrametrycznych

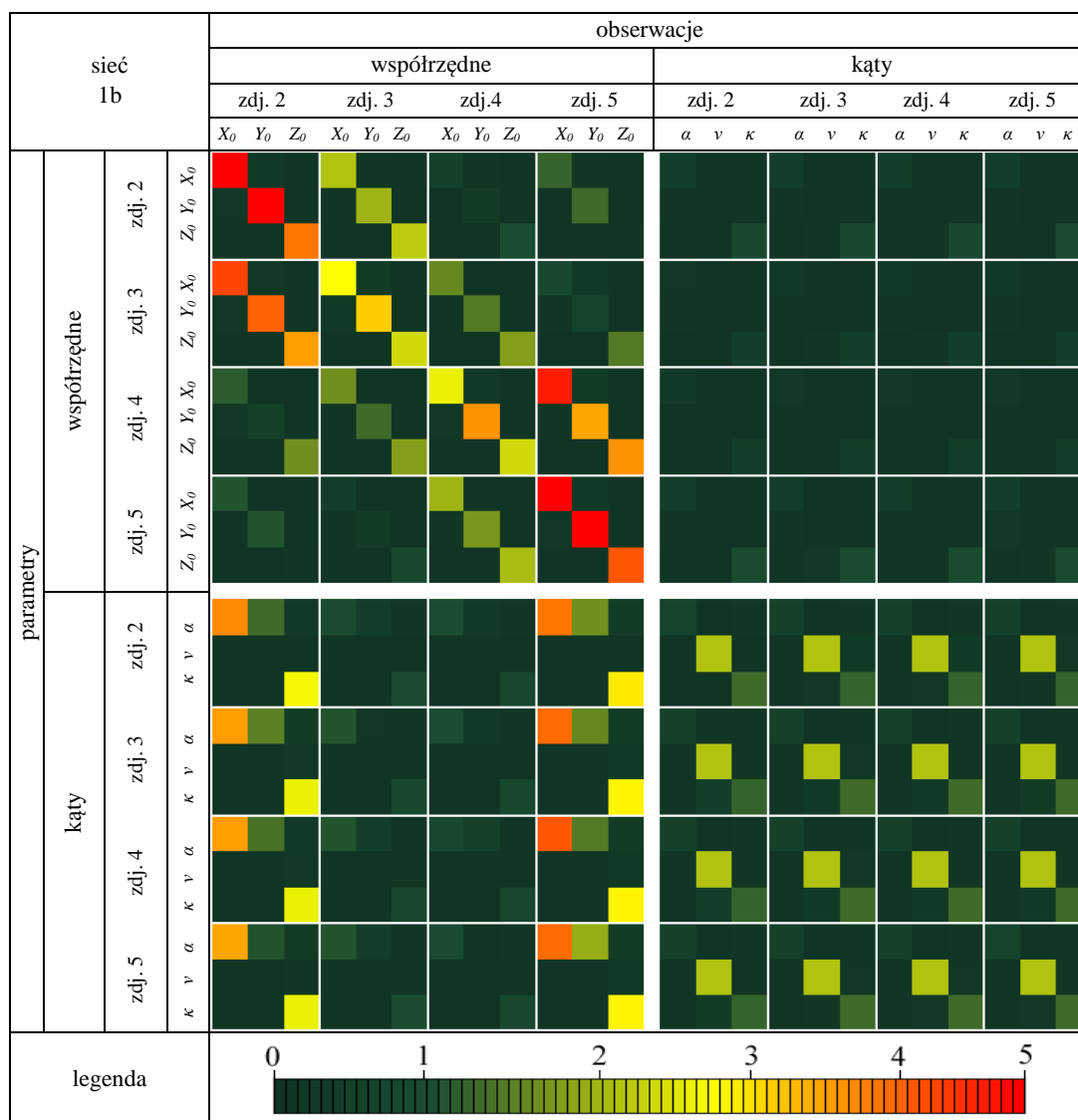
Tabela 47 zawiera zestawienie współczynników redundancji obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej. Zamieszczone w tabeli współczynniki redundancji dla stereogramu są małe, co oznacza, że obserwacje współrzędnych środków rzutu zostały wykorzystane niemal w 100% do estymacji parametrów. Na przykładzie sieci 1b i 1c widać, że wartości współczynników redundancji zależą także od układu zdjęć. W przypadku sieci liniowej (1b) największą redundancję mają współrzędne środków rzutu dwóch środkowych zdjęć (3 i 4). Dla sieci 1c najmniejsza redundancja współrzędnych cechuje zdjęcie 12, które jest najdalej oddalone od pozostałych zdjęć. W przypadku wszystkich trzech sieci obserwujemy bardzo wysoką redundancję kąta α . Obserwacje tych kątów są zatem w znikomym stopniu wykorzystywane w procesie wyrównania sieci. Redundancja kąta ν zależy silnie od kształtu sieci. Dla sieci 1b jest ona wyraźnie niższa niż dla sieci 1c.

Analizując zawarte w raportach z wyrównania wszystkich sieci zdjęć (załączniki) współczynniki redundancji kątów, widać że osiągają one bardzo wysokie, zbliżone do jedności, wartości. Oznacza to, że obserwacje kątowych elementów orientacji praktycznie nie są wykorzystywane w procesie estymacji. Wyjątek stanowią współczynniki dla kątów w sieciach, które wyrównywane były z jednoczesną kalibracją systemu. Wyznaczane były tam błędy systematyczne obserwacji kątów zgodnie z równaniami (1.17). Obserwacje kątowych elementów orientacji były w tych sieciach wykorzystywane głównie do estymacji parametrów e_α , e_ν , e_κ .

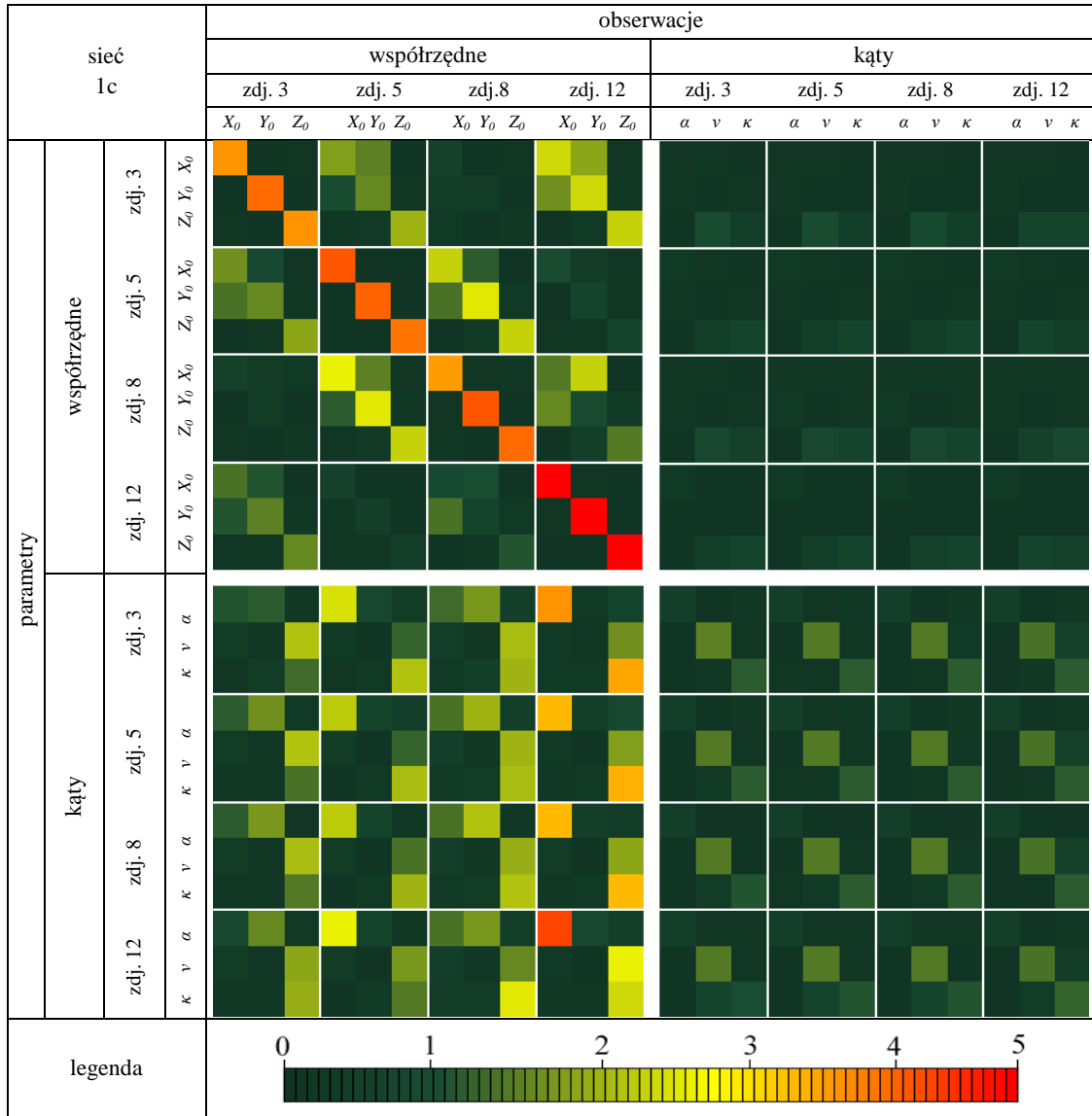
Wartości średnich błędów kwadratowych, zamieszczone w tabeli 47 również zależą od kształtu i ilości zdjęć w sieci. Dla stereogramu uzyskano dużo gorsze dokładności niż dla sieci złożonych z czterech zdjęć. Dodanie dwóch zdjęć (sieć 1b) pozwoliło na osiągnięcie dokładności zbliżonych do tych uzyskanych w drodze wyrównania pełnej sieci, czyli sieci nr 1 (Rys. 35, Rys. 36).

Współczynniki redundancji informują o stopniu wykorzystania obserwacji w procesie estymacji. Zasadne jest zatem pytanie jaki jest wpływ poszczególnych obserwacji na konkretne parametry sieci fotogrametrycznej, a także w jakim stopniu błąd grubo, nie wykryty w teście

standaryzowanych poprawek, wpływa na wartości parametrów. W tym celu, korzystając ze wzorów (1.32) – (1.34) wyznaczono wartości standaryzowanych współczynników niezawodności zewnętrznej obserwowanych współrzędnych środków rzutu i kątów, względem estymowanych elementów orientacji zewnętrznej.



Rys. 66 Diagram standaryzowanych współczynników niezawodności zewnętrznej (OR) dla elementów orientacji zdjęć sieci 1b.



Rys. 67 Diagram standaryzowanych współczynników niezawodności zewnętrznej (OR) dla elementów orientacji zdjęć sieci 1c.

Obliczenia przeprowadzono dla sieci 1b i 1c, wykorzystując skrypt relanalysis.m należący do autorskiego pakietu Bundle Adjustment Toolbox. Wyniki przedstawiono w formie graficznej na rysunkach 66 i 67. Oto wnioski wynikające z analizy zamieszczonych na rysunkach diagramów.

- Obie sieci nie posiadają mocnej geometrii gdyż wartości współczynników niejednokrotnie przekraczają wartość 3. Wartość ta uznawana jest za wartość graniczną (Kraus 1997, strona 216). Występowanie wyższych wartości świadczy o słabości geometrii sieci.
- W przypadku sieci 1b największy wpływ na estymowane współrzędne środków rzutu mają obserwacje tych współrzędnych dla zdjęć skrajnych (2 i 5).
- W przypadku sieci 1c największy wpływ na estymowane współrzędne środków rzutu danego zdjęcia mają obserwacje dotyczące tego zdjęcia.
- Obserwacje współrzędnych środków rzutu zdjęć skrajnych sieci 1b w większym stopniu decydują o wartości współrzędnych środków rzutu zdjęć środkowych niż obserwacje wykonywane dla zdjęć środkowych. Wyjątek stanowi współrzędna Y_0 zdjęcia 4.
- Wpływ obserwacji kątów na współrzędne środków rzutu jest znikomy.

- W przypadku obu sieci, o wartości kąta α wszystkich zdjęć w dużo większym stopniu decydują obserwacje współrzędnych X_0 i Y_0 zdjęć niż obserwacja kąta α . Dla sieci 1b są to przede wszystkim współrzędne zdjęć skrajnych.
- O wartości kąta ν dla zdjęć sieci 1b decydują niemal wyłącznie obserwacje wartości tego kąta. W przypadku sieci 1c o wartości kąta ν decydują w największym stopniu obserwacje współrzędnych Z_0 ale obserwacje kąta ν też mogą być istotne.
- W przypadku zdjęcia 12 (sieć 1c) wyróżnia się wpływ obserwowanej współrzędnej Z_0 tego zdjęcia na wartość kąta ν .
- Na wartości kątów ν każdego ze zdjęć w równym stopniu wpływają obserwacje tego kąta dla wszystkich zdjęć.
- O wartości kąta κ decydują obserwacje współrzędnych Z_0 . W przypadku sieci 1b są to głównie obserwacje dla zdjęć skrajnych. W przypadku sieci 1c udział obserwacji współrzędnej Z_0 jest bardziej równomierny z lekkim wskazaniem na obserwacje dla zdjęcia 12. Same obserwacje kąta κ odgrywają niewielką rolę.

Wyniki badań dotyczących redundancji i niezawodności zewnętrznej sieci bez fotopunktów pokazują, że obserwacje kątowych elementów orientacji zewnętrznej w niewielkim stopniu wpływają na wartości estymowanych parametrów. Jedynie w przypadku sieci o liniowym układzie zdjęć, dużą rolę mogą pełnić obserwacje kąta ν . Osie tych zdjęć są w przybliżeniu poziome i w przybliżeniu prostopadłe do bazy. Wzajemna orientacja zdjęć sieci, których środki rzutu leżą na jednej prostej może być wyznaczona dokładnie, dzięki odpowiedniej ilości dobrze rozmieszczonych punktów wiążących. Błąd pomiaru współrzędnej obrazowej został przyjęty jako równy 0.5 piksela co oznacza, że błąd kierunku promienia wynosi dla aparatu i obiektywu wykorzystanego w systemie około 0.009° (około $100''$). Błąd pomiaru kąta ν wynosi, zgodnie z danymi technicznymi jednostki MTi, 0.5° ($5555''$), czyli jest około 56 razy większa. Pomiar kąta ν nie może zatem wpłynąć na dokładność odtworzenia orientacji wzajemnej zdjęć sieci. Orientacja bezwzględna takiej sieci będzie jednak wyznaczona z większym błędem. Wynika to z faktu, że obrót sieci wokół prostej zawierającej środki rzutu nie powoduje zmiany orientacji wzajemnej zdjęć w sieci. W takiej sieci orientacja bezwzględna nadawana jest również przez obserwacje kąta ν – tylko pomiar kąta ν usuwa defekt sieci fotogrametrycznej. Ponieważ dokładność *a priori* pomiaru kąta ν jest niska, pomiary wszystkich kątów ν w równym stopniu decydują o orientacji kątowej całej sieci. Jeżeli zdjęcia sieci nie leżą na jednej prostej (Rys. 67), to pełna orientacja bezwzględna sieci może być nadana przez pomiary współrzędnych środków rzutu, dlatego w takich sieciach współczynniki niezawodności zewnętrznej kątowych elementów orientacji są małe a ich redundancja wysoka. Z punktu widzenia bardzo małej dokładności wyznaczenia przez jednostkę MTi kąta γ powodującej małą dokładność obserwacji kąta α , za bardzo korzystne należy uznać, że kąty te cechuje bardzo wysoka, i najwyższa dla wszystkich obserwacji elementów orientacji redundancja. Prawidłowość ta jest zachowana nawet dla słabych geometrycznie sieci (sieci 1b i 1c).

Bardzo istotną rolę odgrywa także układ zdjęć w sieciach. Na przykładzie sieci 1c widzimy, że zdjęcie 12, które jest najbardziej oddalone od pozostałych (Rys. 65) wnosi do układu równań obserwacje, które w dużym stopniu decydują o wartości estymowanych elementów orientacji zewnętrznej pozostałych zdjęć. Błąd grubo obserwacji którejs z współrzędnych środka rzutu tego zdjęcia mógłby istotnie zniekształcić geometrię całej sieć. Świadczą o tym wysokie, przekraczające wartość 3, standaryzowane współczynniki niezawodności zewnętrznej współrzędnych X_0 i Z_0 względem parametrów α i κ (Rys. 67). Podobną prawidłowość można

zauważyć dla skrajnych zdjęć sieci 1b. Do wykonywania dalszych pracowań fotogrametrycznych powinny być zatem wybierane zdjęcia, których elementy orientacji zewnętrznej nie będą posiadały zbyt wysokich współczynników niezawodności zewnętrznej. W praktyce będą to zdjęcia położone w centrum sieci a nie na jej obrzeżach.

Z punktu widzenia wyrównania sieci zdjęć naziemnych bez fotopunktów, ale z obserwowanymi elementami orientacji zewnętrznej siecią o korzystnej geometrii jest sieć zamknięta, w której środki rzutu zdjęć leżą w przybliżeniu na okręgu, w równych odstępach. Siecią tego typu jest sieć 6 (pole testowe „Kiosk”). W takiej sieci wartości redundancji poszczególnych elementów orientacji zewnętrznej kolejnych zdjęć (wariant 2, załącznik 27) różnią się od siebie w niewielkim stopniu (Kolecki, Kuras 2012). W miarę wzrostu ilości zdjęć wartości redundancji wzrastają, osiągając np. dla wariantu drugiego wyrównania sieci 6 wielkości przekraczające 0.9. Pozwala to dobrze kontrolować obserwacje poszczególnych elementów orientacji, wykrywać ewentualne błędy grube oraz redukować wpływ obserwacji mało dokładnych (kąt α – redundancja przekracza 0.995) na końcowy rezultat ich integracji.

8 Podsumowanie

Lotnicze i naziemne mobilne systemy fotogrametryczne wykorzystywane są do pozyskiwania dużych ilości danych przestrzennych. Systemy lotnicze stosuje się najczęściej w celu wykonania opracowań dla obiektów wielkoobszarowych. Systemy naziemne używane są głównie do pomiarów dłuższych fragmentów liniowych obiektów infrastrukturalnych (np. linia kolejowa). Skonstruowany prototyp mobilnego systemu fotogrametrycznego może stanowić uzupełnienie systemów komercyjnych, gdyż z racji swoich niewielkich rozmiarów i małej masy może być wykorzystywany do pomiarów niewielkich obiektów. Mogą to być obiekty antropogeniczne (budynek, hałda, wyrobisko) lub naturalne (stok górski, piarg).

Opracowany prototyp systemu zbudowany jest z aparatu cyfrowego typu lustrzanka, zestawu GPS i jednostki inercyjnej. Sensory te są źródłem obserwacji, które podlegają integracji w celu nadania zdjęciom geo-referencji. Należy wyróżnić dwa etapy integracji obserwacji zmierzające do wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej zdjęć pomiarowych. Pierwszy etap obejmuje wyznaczenie elementów orientacji zewnętrznej każdego ze zdjęć indywidualnie, na podstawie pomiarów wykonywanych przez sensory systemu, a więc:

- pomiarów sił (3 akcelerometry),
- pomiarów prędkości kątowych (3 żyroskopy),
- pomiarów składowych pola magnetycznego (3 magnetometry),
- pomiarów GPS pozwalających na wyznaczenie współrzędnych punktu ARP.

Schemat obrazujący metodykę integracji tych obserwacji przedstawiono na rysunku 20. W ramach tego etapu integracji znaczna część obliczeń wykonywana jest przez oprogramowanie procesora jednostki AHRS oraz oprogramowanie odbiornika GPS.

Dalszy etap integracji obserwacji oparty jest na wyrównaniu sieci zdjęć metodą wiązki z opcjonalnym wykorzystaniem informacji o geometrii fotografowanego obiektu jednak bez użycia fotopunktów. Celem jest wyznaczenie elementów orientacji zewnętrznej zdjęć z uwzględnieniem obserwacji fotogrametrycznych, głównie współrzędnych obrazowych punktów wiążących. Znajomość elementów orientacji zewnętrznej pozwala na ich wykorzystanie podczas dalszego opracowania w oprogramowaniu fotogrametrycznym. Większość stacji fotogrametrycznych jak również programów dedykowanych fotogrametrii naziemnej umożliwia import obrazów wraz z ich elementami orientacji. Elementy orientacji zewnętrznej zdjęć mogą zostać ewentualnie obliczone w oparciu o wyznaczone w drodze wyrównania sieci współrzędne punktów terenowych, pełniących rolę punktów wiążących. Wynikiem dalszego opracowania fotogrametrycznego może być na przykład model 3D obiektu.

Zalety bezpośredniego pomiaru elementów orientacji zewnętrznej zdjęć wymieniono już w rozdziale 3.1. Ogólnie celem geo-referencji wprost jest szeroko pojęte podniesienie wydajności opracowania fotogrametrycznego (skrócenie czasu, obniżenie kosztów, uproszczenie) wynikające między innymi z eliminacji fotopunktów lub zmniejszenia ich ilości. Jak już zaznaczono w rozdziale 2.1, uzbrojenie obiektu w fotopunkty wiąże się z dodatkową pracą związaną z ich sygnalizacją co często może być niepożądane lub niebezpieczne. Ponadto wyznaczenie współrzędnych terenowych fotopunktów często wymaga użycia sprzętu geodezyjnego a ich pomiar na zdjęciach niejednokrotnie nie może być zautomatyzowany.

Wykorzystanie opracowanego prototypu mobilnego systemu fotogrametrycznego, a także zaproponowanej metodyki integracji obserwacji pozwala na eliminację fotopunktów z opracowania fotogrametrycznego. W przypadku dwóch zdjęć o geometrii zbliżonej do stereogramu zdjęć normalnych, osiągnięte dokładności względne wyznaczenia położenia punktu terenowego dla kierunku prostopadłego do osi zdjęć są najczęściej nie gorsze niż wielkość piksela terenowego. Dokładność względna dla kierunku równoległego do osi zdjęć zależy od stosunku bazowego.

Uzyskane dokładności potwierdzają przydatność skonstruowanego systemu oraz zaproponowanej metodyki integracji obserwacji pod kątem realizacji niektórych opracowań fotogrametrycznych. System może być wykorzystywany do tworzenia modeli budynków o poziomie szczegółowości LOD3 (Gröger *et al*, 2007), gdyż uzyskane dokładności bezwzględne są znacznie lepsze niż 0.5 m. Przyjmując, że system pozwala na osiągnięcie dokładności względnych na poziomie 1 piksela terenowego, lub nieznacznie gorszych, możliwe jest odpowiednie zaprojektowanie takiej sieci fotogrametrycznej, która po wyrównaniu zapewni osiągnięcie dokładności wymaganych dla opracowania modelu architektonicznego.

Osiągnięcie powyższych dokładności było możliwe między innymi dzięki:

- odpowiedniej konstrukcji systemu: antena znajduje się niemal dokładnie nad aparatem a zatem przeliczenie współrzędnych anteny na współrzędne środka rzutu jest tylko w niewielkim stopniu obciążone znacznym błędem pomiaru kąta *yaw*.
- geometrii sieci zdjęć gwarantującej bardzo niskie współczynniki niezawodności zewnętrznej obserwowanych kątowych elementów orientacji zewnętrznej, w szczególności jeżeli są one skorelowane z kątem *yaw* – znaczne błędy pomiaru kąta *yaw* nie przenoszą się na błędy estymowanych elementów orientacji zewnętrznej.

Uzyskanie dokładności uzależnione jest jednak od szeregu warunków:

- nie ma znaczącego spadku dokładności pomiaru RTN GPS spowodowanego utratą widoczności satelitów,
- parametry kalibracji kamery są aktualne lub istnieje możliwość kalibracji kamery w czasie pracy,
- ilość zdjęć w sieci powinna być możliwie duża – np. nie należy liczyć, że sieć złożona z 2 zdjęć zapewni odpowiednią dokładność wyznaczenia elementów orientacji zewnętrznej,
- środki rzutu wykonanych zdjęć nie powinny leżeć w jednej linii, gdyż w takim przypadku nadanie sieci orientacji bezwzględnej spoczywa także na pomiarach inercyjnych, które mogą być obciążone znacznymi błędami.

Nie są to warunki zawsze łatwe do spełnienia. Jeżeli nie mogą być spełnione, powinno się mimo wszystko rozważyć wykonanie klasycznego opracowania fotogrametrycznego z udziałem fotopunktów. Należy jeszcze raz podkreślić bardzo istotną rolę aktualnej metryki kamery. Spełnienie trzech ostatnich warunków może wiązać się z koniecznością wykonania większej ilości zdjęć niż wynikałoby to z geometrii fotografowanego obiektu.

Nie bez znaczenia jest również problem oceny dokładności wyrównania sieci bez udziału fotopunktów. Dysponujemy bowiem jedynie miarami dokładności wewnętrznej sieci, między innymi takimi jak: średnie błędy kwadratowe obserwowanych współrzędnych obrazowych, średnie błędy kwadratowe obserwowanych elementów orientacji zewnętrznej i odchylenia

standardowe estymowanych parametrów. Oczywiście w trakcie prowadzonych badań ocena dokładności była możliwa dzięki punktom kontrolowanym, jednak w praktyce należałoby oczekiwać, że skonstruowany prototyp systemu będzie używany do pomiaru obiektów nieuzbrojonych w punkty o znanych współrzędnych.

Przeprowadzono także badania wpływu informacji o geometrii fotografowanego obiektu na osiągnięte dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów kontrolowanych. Badania te nie wykazały, żeby dla opracowanego systemu taka informacja przyczyniała się do poprawy uzyskanych dokładności. W przypadku stosowania warunków geometrycznych linii wiążących następował często wyraźny spadek dokładności, spowodowany najprawdopodobniej odstępstwem faktycznego kierunku prostych od kierunku wymuszanego. Wykorzystanie obserwacji odległości nie wpływało znacząco na uzyskiwane błędy położenia punktów kontrolowanych. Przeprowadzone symulacje pokazują jednak, że w przypadku stosowania mniej dokładnego zestawu GPS (np. klasy GIS) informacja o geometrii może znacząco poprawić uzyskiwane dokładności.

Wykorzystanie prototypu skonstruowanego systemu do tworzenia określonych produktów musi wiązać się z dalszym unowocześnieniem jego budowy w aspekcie konstrukcyjnym, elektronicznym i programistycznym. Na obecnym etapie udało się skonstruować urządzenie, które mimo, że posiada pewne mankamenty konstrukcyjne, nadaje się do praktycznego wykorzystania. Do zalet systemu zaliczyć można:

- możliwość wykonania pomiaru w bardzo krótkim czasie (1 zdjęcie – około 20 sekund),
- możliwość montażu aparatu na dowolnej wysokości bez konieczności powtórnej kalibracji systemu,
- w przypadku zdjęć wykonywanych „z ręki” istnieje możliwość wykorzystania wykresów obrazujących zmianę orientacji aparatu do selekcji obrazów rozmazanych w skutek ruchu,
- możliwość rozmontowania wszystkich składników systemu (jedynie jednostka inercyjna przymocowana powinna być na stałe do płytki ustalającej), i zmontowania ich ponownie bez konieczności powtórnej kalibracji,
- brak ingerencji mechanicznej w poszczególne urządzenia tworzące system (IMU, GPS, aparat),
- zestaw GPS wchodzący w skład systemu może być wykorzystywany w celu wykonania pomiarów uzupełniających dla pomiarów fotogrametrycznych lub do pomiaru fotopunktów i punktów kontrolowanych.

Konstrukcja systemu a także wykorzystane urządzenia posiadają jednak szereg wad, z których część może być usunięta w wyniku dalszych prac nad jego unowocześnieniem. Należy wymienić tu następujące problemy:

- aby praca z systemem była szybka a pomiary dokładne, GPS powinien pracować w trybie RTN, a zatem wymagana jest łączność z siecią stacji referencyjnych, co z powodu chwilowych obciążeń sieci telefonii komórkowej może stanowić problem,
- konsekwencją stosowania pomiarów GPS jest brak możliwości pracy w środowisku pozbawionym widoczności satelitów,
- na wyniki pomiarów kąta *yaw* wykonywanych przez jednostkę AHRS duży wpływ ma obecność materiałów ferromagnetycznych, co pokazał pomiar na polu testowym „Rudawa”,

- brak sygnału GPS oraz zakłócenia pola magnetycznego sprawiają, że możliwość wykorzystania systemu we wnętrzach budynków jest mocno ograniczona,
- zdjęcia nie mogą być wykonywane podczas ruchu, gdyż nie jest zapewniona precyzyjna synchronizacja czasowa pomiarów – synchronizacja taka jest jednak możliwa do realizacji w wyniku dalszych prac,
- system nadaje się do wykonywania tylko zdjęć poziomych lub nieznacznie nachylonych, ze względu na sztywne połączenie z anteną GPS – inny sposób połączenia urządzeń systemu mógłby rozwiązać ten problem,
- zastosowany aparat ma stosunkowo niewielką rozdzielczość geometryczną – można rozważyć zastąpienie go innym modelem lustrzanki (pełnoklatkowej) lub aparatem średnioformatowym.

Aparat cyfrowy wchodzący w skład prototypu systemu (Nikon D80) wyposażono w obiektyw 20 mm. Niestołość parametrów kalibracji kamer z obiektywami szerokokątnymi może w większym stopniu deformować kształt wiązki niż ma to miejsce w przypadku obiektywów o dłuższej ogniskowej. Biorąc pod uwagę jak bardzo istotna z punktu widzenia wyrównania sieci zdjęć bez fotopunktów jest stabilność parametrów kalibracji należy rozważyć wykorzystanie do pomiaru obiektywu o dłuższej niż 20 mm ogniskowej.

Należy pokreślić ekonomiczne aspekty zaprojektowanej konstrukcji. System jest systemem niedrogim. Najdroższym urządzeniem wykorzystanym do jego budowy jest zestaw GPS. Jednak ani antena GPS, ani odbiornik nie muszą być na stałe przymocowane do innych składników systemu. Zestaw GPS może być zatem w każdej chwili wymontowany z systemu i używany niezależnie, do zupełnie innych pomiarów. Zaprojektowany prototyp systemu można zatem uważać jako dodatek („nakładkę”) do zestawu GPS.

Konieczność wykonania większej ilości zdjęć oraz mogąca zajść potrzeba kalibracji systemu w czasie pracy może wymusić pomiar większej ilości punktów wiążących. Pożądane jest zatem korzystanie z oprogramowania, które umożliwi przeprowadzanie automatycznego pomiaru punktów na zdjęciach. Najkorzystniej, aby algorytm dopasowania punktów uwzględniał wyznaczone za pomocą systemów GPS i AHRS elementy orientacji zewnętrznej do zawężenia obszaru poszukiwań punktów homologicznych do rejonów linii epipolarnych. Pozwoliłoby to podnieść szybkość jego działania.

Podsumowując można uznać, że zaproponowana dla skonstruowanego systemu metodyka integracji obserwacji fotogrametrycznych, inercyjnych i GPS pozwala na uzyskanie dokładności zbliżonych to tych osiągniętych podczas klasycznego opracowania fotogrametrycznego z fotopunktami. Całość prac ulega uproszczeniu i skróceniu. Opracowany prototyp systemu pomiarowego może stanowić wydajne narzędzie do pozyskiwania informacji przestrzennej dla niewielkich obiektów, zwłaszcza po wprowadzeniu potencjalnych unowocześnień. Należy jednak jeszcze raz podkreślić wpływ kalibracji kamery oraz kształtu sieci na możliwe do osiągnięcia dokładności a także wskazać na szereg ograniczeń jakie niesie ze sobą stosowanie technologii GPS a także technologii pomiarów inercyjnych i magnetycznych.

9 Bibliografia

1. Abdel-Hamid W., Abdelazim T., El-Sheimy N., Lachapelle G., *Improvement of MEMS-IMU/GPS Performance using Fuzzy Modeling*, GPS Solutions, lipiec, 2005
2. Alexander J. F. Jr., *Handheld Portable Digital Geographic Data Manager*, United States Patent, Nr: 6083353, patent z dnia 4.07.2000, (publikacja:) 1997
3. Ali A.S., Siddharth S., Syed Z., El-Sheimy N., *Particle Swarm Optimization Algorithm Based Low Cost Magnetometer Calibration*, 7th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kraków, 2011
4. Applanix, *POS AV Specifications*, http://www.applanix.com/media/downloads/products/specs/POSAV_SPECS.pdf, 2009
5. ASG-EUPS, <http://asgeupos.pl/>
6. Bartelsen J., Mayer H., *Orientation of Image Sequences Acquired from UAVS and with GPS Cameras*, EUROCow 2010, Castelldefels, Hiszpania, 2010
7. Bayoud, F.A., *Development of a Robotic Mobile Mapping System by Vision-Aided Inertail Navigation: A Geomatics Approach*, Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz, Schweizerischen Geodätischen Kommission, 2006
8. Blázquez M., Colomina I., *On the Role of Self-Calibration Functions in Integrated Sensor Orientation*, EUROCow 2010, Castelldefels, Hiszpania, 2010
9. Brown A. K., *High Accuracy Targeting Using a GPS-Aided Inertial Measurement Unit*, ION 54th Annual Meeting, Denver, czerwiec, 1998
10. Brown D., *Close Range Camera Calibration*, Photogrammetric Engineering 37(8), strony. 855-866, 1971
11. Bujakiewicz A., *Badanie wartości pomiarowej długoogniskowych kamer niometrycznych*, Politechnika Warszawska, Prace Naukowe, Geodezja z. 21, Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 1980
12. Cannon M.E., Schwarz K.P., *A Discussion of GPS/INS Integration for Photogrammetric Applications*, Proceedings IAG Symposium, strony 443-542, Banff, Kanada, 1990
13. Caruso M.J. *Application of Magnetic Sensors for Low Cost Compass Systems*, Position Location and Navigation Symposium, San Diego, USA, strony 177-184, 2000
14. Caruso M.J. *Application of Magnetoresistive Sensors in Navigation Systems*, Sensors and Acutators, SAE SP-1220, strony 15-21, 1997
15. Coppa U., Guarnieri A., Pirotti F., Vettore A., *A Backpack MMS Application*, The 5th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Padua, 2007
16. Cramer M., *Experiences on Operational GPS/Inertial System Calibration in Airborne Photogrammetry*, Journal GIS-Geoinformationssysteme, 6/2002, Wichmann Verlag, strony 37-42, 2002
17. Cramer M., Stallmann D., *System Calibration for Direct Georeferencing*, Proceeding ISPRS Congress Commission III, Graz, Austria, 2002
18. Crossbow Technology Inc. (Stockwell W.), *Bias Stability Measurement: Allan Variance*, <http://www.xbow.com>, wyszukano: 2011

19. da Silva J. F., Camargo P., Gallis R. B. A., *Development of a Low-cost Mobile Mapping System: A South American Experience*, Photogrammetric Record, 18(101), marzec, strony 5-26, 2003
20. Ding W., Wang J., Almagbile A., Adaptive Filter Design for UAV Navigation with GPS/INS/Optic Flow Integration, International Conference on Electrical & Control Engineering, Wuhan, strony 4623-4623, 2010
21. Ding W., Wang J., Han S., Almagbile A., Garratt M. A., Lambert A., Wang J. J., *Adding Optic Flow into the GPS/INS Integration for UAV Navigation*, International Global Navigation Satellite Systems Society IGNSS Symposium, Australia, 1-3 grudnia, 2009
22. Ebner H., *Self Calibrating Block Adjustment*, International Archives of Photogrammetry, Helsinki, 1976
23. Ellum C.M., El-Sheimy N., *A Mobile Mapping System for the Survey Community*, Proceedings of the 3rd International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kair, Session 4, 2001
24. Ellum, C.M. and El-Sheimy, N., *Integrating Photogrammetry and GPS at the Measurement-Level*. Proceedings of ION GNSS 2005. wrzesień 13-16, Long Beach, CA, USA, 2005
25. El-Sheimy N., Chiang K., Noureldin A., *The Utilization of Artificial Neural Networks for Multisensor System Integration in Navigation and Positioning Instruments*, IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement, Vol. 55, No. 5, 2006
26. El-Sheimy N., *Emerging MEMS IMU and Its Impact on Mapping Applications*, Photogrammetric Week, Dieter Fritsche Ed., 2009
27. EMM 2010 <http://www.ngdc.noaa.gov/geomag/EMM/emm.shtml>, wejście: kwiecień 2011
28. Fischer M., Bolles R., *Random Sample Consensus: A Paradigm for Model Fitting with Applications to Image Analysis and Automated Cartography*, Communications of the ACM 24(6), strony 381-395
29. FLTK, <http://www.fltk.org/>, wejście: październik 2011
30. Godha S., Lachapelle G., *Foot Mounted Inertial System for Pedestrian Navigation*, Measurements Science and Technology, 19(7), 075202, 2008
31. Grejner-Brzezińska D.A., *Direct Exterior Orientation of Airborne Imagery with GPS/INS System: Performance Analysis*, Navigation, Vol. 46, No. 4, strony 261-270, 1999
32. Grewal M. S., Weill L. R., Andrews A. P., *Global Positioning Systems, Inertial Navigation and Integration*, Wiley-Interscience, 2007
33. Griessbach D., Baumbach D., Zuev S., *Vision Aided Inertial Navigation*, EUROCow 2010, Castelldefels, Hiszpania, 2010
34. Gröger G., Kolbe T. H., Czerwinski A., *Candidate OpenGIS CityGML Implementation Specification*, Open Geospatial Consortium, 2007
35. Grün A., Huang T.S., *Calibration and Orientation of Cameras in Computer Vision*, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2001

36. Guo H., Yu M., Liu J., Ning J., *Butterworth Low-Pass Filter for Processing Inertial Navigation System Raw Data*, Journal of Surveying Engineering, Vol. 130/4, 2004
37. Guo P., Qiu, H., Yang, Y., and Ren, Z., *The Soft Iron and Hard Iron Calibration Method using Extended Kalman Filter for Attitude and Heading Reference System*. Proceedings of IEEE/ION PLANS, Monterey, USA, strony 1167-1174, 2008
38. Haala N., Böhm J., *A Multi-sensor System for Positioning in Urban Environments*, ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 58(2003), strony 31-42, 2003
39. Haala N., Fritsch D., Peter M., Khosravani A. M., *Pedestrian Navigation and Modeling for Indoor Environments*, 7th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kraków, 2011
40. Habib A., Asmamaw H., Kelly D., May M., *Linear Features in Photogrammetry*, Geodetic Science and Surveying, Department of Civil and Environmental Engineering, Report No., 450, Styczeń, 2000
41. Habib A., Kersting A., Kim C., Chow J., *Impact of Camera and System Calibration on Photogrammetric Reconstruction Using Medium Format Digital Camera*, EUROCow 2010, Castelldefels, Hiszpania, 2010
42. Habib A., Kersting A.P., Bang J., Rau J., *A Novel Single-step Procedure for the Calibration of the Mounting Parameters of a Multi-Camera Terrestrial Mobile Mapping System*, 7th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kraków, 2011
43. Habib A., Morgan M., Lee Y., *Bundle Adjustment with Self-Calibration Using Straight Lines*, Photogrammetric Record 17(100), strony 635-650, 2002
44. Handley R. J., Abbot J.P., Surawy C.R., *Continous Visual Navigation – an Evolution of Scene Matching*, Institute of Navigation: Proceedings of the National technical meeting, strony 17-224, 1998
45. Handley R.J., Dack L., McNeil P., *Flight Testing of the Continous Visual Navigation System*, Journal of Defence Science, 7(1), 2002
46. Haralick R.M., Lee C., Ottenberg K., Noelle M., *Analysis and Solutions of the Three Point Perspective Pose Estimation Problem*, Proceedings IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition, s. 592-598, 1991
47. Honkavaara E., Ilves R., Jaakkola J., *Practical Results of GPS/IMU/camera system calibration*, ISPRS WG I/5, Theory, Technology and Realities of Inertial/GPS Sensor Orientation, Castelldefels, Hiszpania, 2003
48. Huddle J. R., *Trends in Inertial Systems Technology for High Accuracy AUV Navigation*, Workshop on Autonomous Underwater Vehicles, AUV'98, strony 63-73, 1998
49. IGI, <http://www.igi.eu/aerocontrol.html>, wejście grudzień 2011
50. Jacobsen K., Schmitz M., *A new Approach of Combined Block Adjustment Using GPS-satelite Constelation*, International Archives of Photogrammetry, Vol. 31, 1996
51. Jagielski A., *Geodezja*, Wydawnictwo Geodpis, Kraków, 2005
52. Juan J. M., Hernández-Pajares M., Sanz J., Samson J., Tossaint M., *Fast Precise Point Positioning for decimeter-error-level navigation for multi and single-frequency users of Global Navigation Satellite Systems*, EUROCow 2012, Castelldefels, Hiszpania, 2012

53. Killian K., *Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Geoinformation* 43, s. 97-104 i 171-179, Wiedeń, 1955
54. Kjørsvik N. S., Gjevestad J. G. O., Brøste E., Gade K., Hagen O., *Tightly Coupled Precise Point Positioning and Inertial Navigation Systems*, EUROCow 2010, Castelldefels, Hiszpania, 2010
55. Kolecka N., Kolecki J., *Ocena przydatności programu Photosynth do Modelowania rzeźby terenu*, Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji, Vol. 21, strony: 169-177, 2010
56. Kolecki J, Tokarczyk R., *Automatyczna identyfikacja punktów pola testowego AGH z wykorzystaniem pakietu MATLAB*, Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji, Vol. 17a, strony 363 - 373, 2007
57. Kolecki J., *Automatyzacja pomiaru na obrazach cyfrowych pola testowego AGH do kalibracji kamer bliskiego zasięgu*, Praca dyplomowa, 2007
58. Kolecki J., Iwaszczuk D., Stilla U., *Calibration of an IR System for Automatic Texturing of 3D Building Models by Direct Geo-referenced Images*, EUROCow 2010, Castelldefels, Hiszpania, 2010
59. Kolecki J., Kuras P., *Low-cost attitude and heading reference sensors in terrestrial photogrammetry – testing and calibration*, 7th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kraków, 2011
60. Kolecki J., Kuras P., *Reliability of Terrestrial Image Geo-Referencing Using GPS and MEMS Inertial Measurement Unit*, EUROCow 2012, Castelldefels, Hiszpania, 2012
61. kowoma.de <http://kowoma.de>, wejście: wrzesień 2011
62. Kraus K., *Photogrammetry. Vol. 2, Advanced Methods and Applications*, Ferd. Duemmlers Verlag, Bonn, 1997
63. Kraus K., *Photogrammetry. Vol.1, Fundamentals and Standard Processes*, Ferd. Duemmlers Verlag, Bonn, 1993
64. Kruck E., Wübbena G., Bagge A., *Advanced Combined Bundle Block Adjustment with Kinematic GPS Data*, International Archives of Photogrammetry, Vol. 31, 1996
65. Lapucha D., Schwarz K.P., Cannon M.E., Martell H., *The Use of INS/GPS in a Highway Survey System*, Position Location and Navigation Symposium, Las Vegas, USA, strony 413-420, 1990
66. Lee J. K., Grejner-Brzezińska D. A., Toth C. K., *Adaptive Zero Velocity Update Algorithm for Integrated Quadrupled Geolocation System In GPS-Denied Environments*, 7th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kraków, 2011
67. Leica, *Leica GPS1200 Series Technical Data, dokument specyfikacji technicznej*, 2005
68. Lowe D., *Distinctive Image Features from Scale-Invariant Keypoints*, International Journal of Computer Vision 60(2), strony 91 – 110, 2004
69. Luhmann T., *Results of The German Comparison Test for Digital Point Operators*, International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing, Vol XXXI, Part B5, Komisja V, Kongres ISPRS, Wiedeń 1996
70. Luhmann T., Robson S., Kyle S., Harley I., *Close Range Photogrammetry*, Whittles Publishing, Dunbeath, 2006

71. Luis G. V., Pascual G. T., *Portable Multi-Camera Photogrammetric System Support for Terrestrial Uses*, Solicitud internacional publicada en virtud del tratado de cooperación en materia de patentes (PCT), WO 2010/089427 A4, 2010
72. Madeira S., Gonçalves J., Bastos L., *Low Cost Mobile Mapping System for Urban Surveys*, 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis, LNEC, Lisboa, Maj 12-15, 2008
73. Mayer H., *Issues for Image Matching in Structure from Motion*, International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Vol. (37) 3a, strony 21-26, 2008
74. Müller F., *Algemeine Vermessungs-Nachrichten* 37, s. 249-255, Wichmann Verlag, Karlsruhe, 1925
75. Mukhopadhyay S., *Estimation of Signal and Systems*, IT Kharagpur NPTEL Course, strona [www: http://freevidelectures.com/Course/2343/Estimation-of-Signals-and-Systems](http://freevidelectures.com/Course/2343/Estimation-of-Signals-and-Systems), wykłady 17 – 22, wejście: wrzesień 2011
76. Nassar S., *Improving the Inertial Navigation System (INS) Error Model for INS and INS/DGPS Applications*, UCGE Reports Number 20183, 2003
77. Nikon SDK, <https://sdk.nikonimaging.com/apply/>, wejście: wrzesień 2010
78. Nistér D., *An Efficient Solution to the Five-Point Relative Pose Problem*, IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence 26(6), strony 756-770, 2004
79. OpenCV, <http://opencv.willowgarage.com/wiki/>, wejście: październik 2011
80. PetaPixel <http://www.petapixel.com/2011/07/14/wacky-rolling-shutter-effect-captured-by-iphone-placed-in-guitar/>, wejście: marzec 2012
81. Photosynth, photosynth.net, wejście: październik 2011
82. Pinto L., Forlani G., *A single step calibration procedure for IMU/GPS in aerial photogrammetry*, International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing, Vol. XXXIV, Part B3, strony 210-213
83. Piras M., Cina A., Lingua A., *Low Cost Mobile Mapping Systems: an Italian Experience*, PLANS 2008 proceedings, Monterey, 6-8 Maj, 2008
84. Popowski S., *Metody ograniczania błędów w nawigacji inercyjnej*, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Mechanika., 2007
85. Samadzadegan F., Ramzi P., Shenk T., *Aerial Triangulation of Digital Imagery Using Hybrid Features*, ISPRS Congress, strony 671-675, Pekin, 2008
86. Schwarz K.P., El-Sheimy N., *Mobile Mapping Technologies: State of the Art and Future Trends*, ISPRS Congress, Commission I, Istanbul, Turcja, Lipiec 15-22, 2004
87. Schwermann R., *Geradengestützte Bildorientierung in der Nahbereichs-photogrammetrie*, Veröffentlichung des Geodätischen Instituts der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 1995
88. Sharaf R., Noureldin A., Ahmed O., El-Sheimy N., *Online GPS/INS Integration with a Radial Basis Function Neural Network*, IEEE A&E Systems Magazine, V20 (3), strony 8 14, 2005
89. Shenk T., *From Point-based to Feature-based Aerial Triangulation*, ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 58, strony 315-329, 2004

90. Shin E., *Accuracy Improvement of Low Cost INS/GPS for Land Applications*, UCGE Reports, Number 20156, 2001
91. Skaloud J., *Optimizing Georeferencing of Airborne Survey Systems by INS/DGPS*, rozprawa doktorska, Department of Geomatics Engineering, University of Calgary, 1999
92. Skaloud J., Schaer P., *Towards a More Rigorous Boresight Calibration*, ISPRS WG I/5, Theory, Technology and Realities of Inertial/GPS Sensor Orientation, Castelldefels, Hiszpania, 2003
93. Snavely N., Seitz S. M., Szeliski R., *Modeling the World from Internet Photo Collections*, International Journal of Computer Vision, 80(2), strony 189-210, 2007
94. SpaceWeather, <http://spaceweather.com/>, wejście lipiec 2011
95. Stewénius H., Engels C., Nistér D., *Recent Developments on Direct Relative Orientation*, ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 60, strony 284-294, 2006
96. Stilla U., Kolecki J., Hoegner L., *Texture Mapping of 3D Building Models with Oblique Direct Geo-referenced Airborne IR Image Sequences*, International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Vol. XXXVIII-1-4-7/W5, 2009
97. Tao C.V., Chapman M.A., Chaplin B.A., *Automated Processing of Mobile Mapping Image Sequences*, ISPRS Journal of Photogrammetry & Remote Sensing 55, strony 330-346, 2001
98. Titterton D. H., Weston J.L., *Strapdown Inertial Navigation Technology*, Progress in Astronautics and Aeronautics, Paul Zarchan, 2004
99. Vectronix http://vectronix.ch/#/en/products/modules/compass/dmc_family, wejście: wrzesień 2011
100. Wiśniewski Z., *Rachunek Wyrównawczy w geodezji*, Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego w Olsztynie, 2005
101. Wrobel B., Klemm D., *Ueber die Vermeidung singulaerer Faelle bei der Berechnung allgemeiner räumlicher Drehungen*, International Archives of Photogrammetry and Remote Sensing 25, s. 1153-1163, Rio de Janeiro, 1984
102. Xsens, <http://www.xsens.com/en/general/mti>, wejście: wrzesień 2011
103. Xsens, Magnetic Field Mapper Documentation, Xsens Technologies, 27 maja, 2009a
104. Xsens, MTi and MTx User Manual and Technical Documentation, Xsens Technologies, 27 maja, 2009b
105. Yauso K., Hiroyashi Y., *Global Coordinate Acquisition Device Using Image Processing*, Patent przyznany JP4077385, 2008
106. Zhang X., Li Y., Mumford P., Rizos C., *Allan Variance Analysis on Error Characters of MEMS Inertial Sensors for an FPGA-based GPS/INS System*, International Symposium on GPS/GNSS, Tokio, 2008
107. Zhao Y., Horemuz M., Sjöberg L.E., *Stochastic Modeling and Analysis of IMU Sensor Errors*, 7th International Symposium on Mobile Mapping Technology, Kraków, 2011