

Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz

(Fortsetzung der Publikationsreihe
«Astronomisch-geodätische Arbeiten in der Schweiz»)

herausgegeben von der

Schweizerischen Geodätischen Kommission
(Organ der Akademie der Naturwissenschaften Schweiz)

Zweiundsiebzigster Band
Volume 72

**Das neue Landeshöhenetz der
Schweiz LHN95**

Andreas Schlatter

2007

Adresse der Schweizerischen Geodätischen Kommission:

Institut für Geodäsie und Photogrammetrie
Eidg. Technische Hochschule Zürich
ETH Hönggerberg
CH-8093 Zürich, Switzerland

Internet: <http://www.sgc.ethz.ch>

ISBN 978-3-908440-16-1

Redaktion des 72. Bandes:
Dr. A. Schlatter, Dr. M. Troller
Druck: Print-Atelier E. Zingg, Zürich

VORWORT

Eine der ersten grossen geodätischen Aufgaben, welche von der 1861 gegründeten Schweizerischen Geodätischen Kommission (SGK) in Angriff genommen wurde, war die Messung eines landesweiten Nivellementnetzes. Anlässlich ihrer Sitzung vom 24. April 1864 beschloss die SGK ein Präzisionsnivellement, ausgehend vom 'Repère Pierre du Niton' im Hafen von Genf bis nach Basel, Luzern, Romanshorn und in den Tessin auszuführen. Mit dem zwischen 1864-1891 gemessenen und berechneten 'Nivellement de Précision (NdP)' entstand das erste Landeshöhennetz der Schweiz, welches mit seinen 16 Linienpolygonen das ganze Territorium der Schweiz bedeckte und Anschlusspunkte zu den Höhennetzen der Nachbarländer bereitstellte. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts waren die theoretischen Kenntnisse für die Berücksichtigung der Schwereinflüsse auf das Nivellement zwar vorhanden, die Messung der Schwere und die Reduktion war aber mit den damaligen Mittel nur schwer praktikierbar, so dass die SGK auf eine strenge Berechnung der Höhen verzichtete. Mit der Publikation der Ergebnisse des NdP im "Catalogue des Hauteurs" war die Epoche der Höhenmessung 1891 bei der SGK vorerst abgeschlossen. Die Unterhalts- und Nachführungsarbeiten sowie die Erneuerung des Netzes im Rahmen des 'Landesnivellementes (LN02)' wurden dem Eidg. Topographischen Büro (heute swisstopo) übertragen.

Bei Beginn der Arbeiten für das LN02 ab 1902 schien es klar, dass bei der Berechnung der neuen Höhen die Schwerereduktion berücksichtigt werden sollte. Es bestand aber noch keine Klarheit, nach welchen Grundsätzen das neue Höhennetz reduziert und ausgeglichen werden sollte. Vorerst beschäftigte man sich mit der Wahl des Höhendatums und konzentrierte alle Kräfte auf die Neumessung des Netzes mit verbesserten Instrumenten und Messverfahren. Die Frage nach der geeigneten Schwerereduktion blieb während Jahrzehnten offen, auch wenn sowohl von swisstopo als auch seitens der SGK eine Reihe von Studien und Berechnungen angegangen wurden. Auf Grund der dringenden Nachfrage nach Höhendaten konnte mit der Publikation der Resultate der Messungen und der provisorischen Berechnungen nicht abgewartet werden, bis definitiv ausgeglichene Höhen vorhanden waren. Als "vorläufiger Ersatz" wurden "provisorische Gebrauchshöhen" publiziert, welche aus den alten Höhenwerten der Knotenpunkte des NdP der SGK abgeleitet worden waren. Nach Abschluss der Messungen um 1927 war es dann zu spät - die provisorischen Gebrauchshöhen waren nun schon so weit verbreitet, dass auf die Einführung streng ausgeglichener Höhen, als deren definitiver Ersatz, verzichtet werden musste.

In geodätischen Fachkreisen wurde der Umstand, dass die Schweiz, als Sonderfall in Europa, auch weiterhin ein Gebrauchshöhensystem als Grundlage für alle Vermessungen verwendet, bemängelt. Ab 1955 wurde mit der europäischen Ausgleichung der Nivellementsnetze (UELN) begonnen. In diesem Zusammenhang hat die SGK in der Folge auf ausgewählten Hauptlinien des Landesnivellements Schweremessungen durchgeführt (SGK Bd. 25) und schliesslich geopotentielle Koten berechnet. Die Einführung eines neuen, theoretisch strengen Höhensystems wurde als langfristige Aufgabe der Geodäsie und Landesvermessung erkannt. Seitens der Vermessungspraxis bestand aber kein Bedürfnis nach einem neuen Höhensystem, da die sehr gute relative Genauigkeit des LN02 die Anforderungen bestens erfüllte und die unumgänglichen Schwierigkeiten bei einer Systemumstellung gefürchtet wurden. Deshalb wurde diese Aufgabe während Jahrzehnten als "akademisches Wunschziel" betrachtet. Diese Einschätzung änderte sich erst mit der bevorstehenden Einführung der Satellitenmethoden. GPS ermöglichte nun auch die rationelle Messung von langen Raumvektoren und damit ellipsoidischen Höhendifferenzen mit immer höherer Genauigkeit. Damit die schwerefeldbezogenen Höhen aus den Nivellementsnetzen mit der Raumgeometrie verglichen werden konn-

ten, brauchte es nicht nur ein cm-genaues Geoidmodell, sondern auch ein streng orthometrisches Höhensystem, frei von Netzzwängen, sowie ein kinematisches Modell zur Erfassung der Krustendynamik.

Unter der Leitung von Prof. Dr. H.-G. Kahle wurden beim IGP der ETH Zürich im Zusammenhang mit den Arbeiten für die Geoid- und Schwerefeldmodellierung Berechnungsmethoden und Computerprogramme entwickelt, welche auch für die Reduktion der Nivellementsnetze von grosser Bedeutung waren (SGK Bd. 42, 43, 56). Ausgehend von diesen Arbeiten hat Dr. Bruno Wirth mit seiner Grundlagenarbeit: "Höhensysteme, Schwerepotentiale und Niveauflächen: Systematische Untersuchungen zur zukünftigen terrestrischen und GPS-gestützten Höhenbestimmung in der Schweiz" (SGK Bd. 42) den methodischen Ansatz für den Aufbau eines neuen Landeshöhennetzes am IGP der ETH Zürich erarbeitet und 1990 publiziert.

Die Arbeiten für eine neue Landesvermessung LV95 bei swisstopo begannen 1988 mit der Konzeption der terrestrischen Bezugssysteme. Im Vordergrund stand dabei das neue GPS-Referenznetz 'LV95' und später seine Ergänzung durch das GPS-Permanentnetz 'AGNES'. Schon damals war es den Verantwortlichen klar, dass zu den geometrischen 3D-Netzen auch ein schwerefeldbezogenes Landeshöhennetz gehört, welches nach Berücksichtigung des Geoidmodelles mit LV95 konsistent sein sollte. Das Grundkonzept von LHN95 wurde damals beharrlich weiter entwickelt, obwohl grosse Zweifel seitens der Amtlichen Vermessung aufkamen, ob man die offiziellen Gebrauchshöhen (LN02) in der Praxis je ersetzen könne. Auf Grund fehlender personeller Ressourcen konnte erst 1996, zu einer Zeit als das GPS-Landesnetz bereits fertig gestellt war, mit der Realisierung des Projekts LHN95 begonnen werden. Der Umstand, dass die neuen, orthometrischen Höhendaten für die grossen AlpTransit-Tunnelprojekte dringend gebraucht wurden, hat dazu geführt, dass die Erfassung der Nivellementsdaten aus dem Archiv innert wenigen Jahren abgeschlossen werden konnte.

Der vorliegende Band beschreibt die grundlegenden geodätischen Arbeiten, welche in den letzten zehn Jahren bei swisstopo im Zusammenhang mit der Entwicklung des neuen Höhensystems und seiner Realisierung in der Form des Höhenbezugsrahmens LHN95 entstanden sind. Das beachtliche Werk ist als Kombination einer wissenschaftlichen Arbeit von Andreas Schlatter am Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich mit der Projektarbeit im Rahmen der Landesvermessung bei swisstopo entstanden. Eine auf die Bedürfnisse der Praxis zugeschnittene Kurzfassung des Inhalts dieser Arbeit wird als "Teil 12" der Reihe "Aufbau der Landesvermessung der Schweiz 'LV95'" (DOKU Nr. 20) bei swisstopo gleichzeitig publiziert.

Trotz der Tatsache, dass in LHN95 hauptsächlich die alten Landesnivellement-Messdaten aus dem letzten Jahrhundert eingeflossen sind, stellt das Landeshöhennetz LHN95 im Vergleich zum bisherigen Höhenbezugsrahmen LN02 einen Quantensprung dar. Der grosse Unterschied liegt u. A. darin, dass eine strenge kinematische Ausgleichung des immensen Messdatensatzes von wiederholten Nivellements- und Schweredaten durchgeführt werden konnte, sodass nun die alten Zwänge des NdP endgültig ausgemerzt sind. Damit wurde eine wesentliche Voraussetzung für die rationelle Nutzung der GNSS-Messtechnik für die Höhenmessung im Zuge der bevorstehenden Einführung von Galileo geschaffen. Durch den Einbezug der ellipsoidischen Höhen aus dem Anschluss ans GNSS-Referenznetz 'LV95' entstand ein Höhendatensatz, der mit dem Geoidmodell 'CHGeo2004' und dem 3D-Koordinatensatz 'CHTRF2004' zusammen einen konsistenten, kombinierten geodätischen Bezugsrahmen (Combined Geodetic Network) 'CH-CGN' bildet.

Die neue Landesvermessung (LV95) wurde in den letzten Jahren zu einem umfassenden "Landesvermessungswerk" weiterentwickelt, welches mit dem strategischen Entscheid des Bundes, eine neue Nationale Geodateninfrastruktur (NGDI) aufzubauen, zusätzlich an Bedeutung gewonnen hat. Aus der ursprünglichen, zeitlich befristeten Projektarbeit 'LV95' wurde eine kontinuierliche Entwicklungsarbeit mit einer Vielzahl von weiteren Zielsetzungen, wie etwa dem Aufbau von 'LHN95' und des Landesschwerenetzes 'LSN2004'. Dieser Erweiterung wird nun die neue Bezeichnung 'Landesvermessungswerk 95 (LVW95)' eher gerecht.

Herrn Andreas Schlatter, dem Projektleiter von LHN95 und Autor dieses Berichtes, danken wir für die immense Arbeit, welche er in den letzten Jahren mit bemerkenswerter Ausdauer für den Aufbau des neuen Höhensystems und für dessen Realisierung durch die Neuberechnung des Landeshöhennetzes 'LHN95' geleistet hat. Besonderen Dank gebührt dem GGL der ETH Zürich mit dem Leiter Prof. Dr. H.-G. Kahle und den Herren Prof. Alain Geiger und Dr. Beat Bürki für die wissenschaftliche Begleitung des Projektes. Einen wesentlichen Beitrag zum guten Ergebnis verdanken wir zudem Herrn Dr. Urs Marti, dem 'Team LHN' von swisstopo sowie allen am Projekt beteiligten Partnern, insbesondere auch Herrn Adrian Wiget, für die sorgfältige Durchsicht des umfangreichen Manuskripts.

Herrn Dr. Marc Troller, Sekretär der SGK, danken wir für die Schlussredaktion und Drucklegung des Manuskripts.

Die SGK bedankt sich bei der Akademie der Naturwissenschaften Schweiz (SCNAT) für die Übernahme der Druckkosten.

Dr. D. Schneider
Ehemaliger Leiter Geodäsie der swisstopo
Mitglied der SGK

Prof. Dr. A. Geiger
ETH Zürich
Präsident der SGK

PREFACE

Une des premières tâches entreprises par la Commission Géodésique Suisse (CGS), fondée en 1861, fût l'établissement d'un réseau national de nivellement. Lors de sa réunion du 24 avril 1864 la CGS décida d'établir une ligne de nivellement débutant au repère „des Pierres du Niton“ dans le port de Genève et joignant Bâle, Lucerne, Romanshorn et le canton du Tessin. Le nivellement de précision (NdP), conduit durant les années 1864 à 1891, fût le premier cadre de référence national d'altitude, couvrent toute la suisse. Il consistait en 16 polygones et fournissait des points de rattachements aux réseaux d'altitudes des pays avoisinants. Bien qu'à la fin du 19^{ème} siècle la théorie des réseaux d'altitudes, basés sur la mesure du champ de pesanteur soit connue, l'instrumentation et les données à disposition limitaient les mesures gravimétriques et leurs réductions. C'est pourquoi la CGS décida d'abandonner un ajustement rigoureux des altitudes. L'ère des mesures altimétriques se termina par la publication des résultats du NdP dans le „Catalogue de Hauteurs“, en 1891. La maintenance du réseau et sa modernisation, dans le cadre du „Landesnivellement“ (LN02) furent alors transmis au service topographique fédéral (l'actuel swisstopo).

Dès le commencement de l'établissement, en 1902, du réseau LN02, il sembla clair que les corrections gravimétriques devraient être prises en considération pour le calcul des nouvelles altitudes. La première priorité fut, cependant, de définir la référence des altitudes et tous les efforts furent concentrés sur des mesures avec des méthodes et des instruments nouveaux et améliorés. La question des réductions gravimétriques appropriées resta sans réponse durant des décennies, bien que le service topographique aussi bien que la CGS eurent testés une série de calculs. Due à une urgente nécessité d'information sur les altitudes la publication des résultats provisoires des calculs ne purent plus être repoussés jusqu'à la fin de l'ajustement final des altitudes. Les „altitudes de nivellement provisoires“ furent publiés comme une „alternative temporaire“ et furent tirées des points nodaux du NdP, par la CGS. Après l'achèvement des mesures, en 1927, il fût trop tard pour introduire des altitudes rigoureuses car les „hauteurs nivelées“ étaient déjà utilisées et avaient trouvé de larges applications.

Le fait que la suisse, une exception en Europe, utilise encore son système „d'altitudes nivelées“ comme base pour toutes ses mensurations a été critiqué par la communauté géodésique. En 1955 a commencé l'égalisation du réseau européen de nivellement (UELN). A la suite la CGS a effectué des mesures gravimétriques sur des lignes principales sélectionnées de nivellement (CGS; vol. 25) et a calculé des nombres géopotentiels. L'introduction d'un nouveau et rigoureux système d'altitudes a été reconnue comme un but à long terme pour la géodésie et la mensuration nationale. Cependant, de la part des praticiens de la mensuration, il n'y a eu pas de demande pour un nouveau système car l'excellente précision relative du LN02 satisfaisait amplement les besoins. De plus il existait une crainte des complications inévitables produites par l'introduction d'un nouveau système d'altitudes. C'est pourquoi cette tâche fût considérée, pour des décennies, comme „académiquement bonne à avoir.“ Cette évaluation ne changea pas jusqu'à l'introduction des méthodes satellitaires. Le GPS permet maintenant la détermination efficace de longs vecteurs spatiaux résultants en des différences de hauteurs ellipsoïdales avec des améliorations constantes des précisions. Afin de pouvoir comparer les hauteurs nivelées, corrigées de la pesanteur, avec la géométrie spatiale il n'est pas seulement nécessaire d'avoir un géoïde d'une précision centimétrique mais aussi d'avoir un rigoureux système d'altitudes orthométriques, libre de contraintes, de même qu'un modèle cinématique pour la surveillance de la dynamique cru tale.

Sous la supervision du Prof. H.-G. Kahle, l'IGP de l'ETH Zürich a développé des programmes d'ordinateurs pour la modélisation du géoïde et du champ de pesanteur, qui sont aussi adaptés à la réduction des lignes de nivellement (CGS vol. 42, 43, 56). Basé sur ces développements le Dr. Bruno Wirth, de l'IGP ETH Zürich, a publié les résultats de ses travaux de base sur une approche méthodologique pour l'établissement d'un nouveau réseau national d'altitude intitulé: „Systematische Untersuchungen zur künftigen terrestrischen und GPS gestützten Höhenbestimmung in der Schweiz“ (CGS vol. 42).

Le travail de base pour un nouveau levé de contrôle, LV95, au service topographique fédéral a commencé en 1988 avec la conception d'un nouveau système terrestre de référence. La première et plus importante chose fut le nouveau réseau GPS de référence LV95 et plus tard son achèvement par le réseau GPS permanent AGNES. Il était déjà entendu à cette époque, que le réseau géométrique 3D avait besoin d'une référence d'altitude basée sur la pesanteur, qui devait être consistante avec le LV95 et être en relation avec le modèle du géoïde. Le concept de base du LHN95 fut continuellement développé, même si des doutes sérieux apparurent, en relation avec les levés cadastraux, si il serait possible dans la pratique de remplacer les „altitudes nivelées“ du LN02. En raison d'un manque de personnel il ne fut pas possible de commencer le projet LHN95 avant 1996 alors que le réseau GPS national de contrôle était déjà réalisé. Le fait que les altitudes orthométriques furent nécessaires avec urgence pour le percement des tunnels de l'AlpTransit a conduit à une saisie rapide des données de nivellement des archives, une tâche accomplie en quelques années.

Le présent fascicule décrit le travail géodésique de base produit durant les dix dernières années au service topographique fédéral (swisstopo) en relation avec le développement du nouveau système d'altitudes et à sa réalisation sous la forme d'un cadre de référence vertical LHN95. Ce formidable travail est une combinaison du travail scientifique de Monsieur A. Schlatter, de l'IGP ETH Zürich, et du travail d'un projet conduit par le service topographique fédéral dans le cadre des mensurations nationales. Une partie raccourcie de ce travail, adaptée aux besoins de la pratique, sera publiée par le swisstopo dans la série „Aufbau der Landesvermessung der Schweiz LV95“, part 12 (DOKU No. 20).

Malgré que la plupart des données anciennes de nivellement, datant du siècle passé, aient été utilisées pour la définition du LHN95 celui-ci représente, en comparaison avec l'ancien système de référence LN02, un bond en avant. La différence principale se situe, entre autres, dans un ajustement cinématique rigoureux de l'immense ensemble des données de répétitions du nivellement et des mesures de pesanteur ce qui élimine une fois pour toutes les anciennes contraintes du NdP. Une condition significative a été établie pour une application rationnelle de la technique GNSS pour la détermination des altitudes par la voie, pendante, de l'installation de Galileo. Avec l'inclusion des hauteurs ellipsoïdales dans le réseau de référence GNSS-LV95, un ensemble de données d'altitudes a été établi lequel conjointement avec le modèle du géoïde CHGeo2004 et les coordonnées 3D CHTRF2004, constitue un cadre de référence combiné cohérent CH-CGN (Combined Geodetic Network).

Durant les dernières années le nouveau levé de contrôle LV95 a été développé en un réseau national global qui a gagné une importance significative par la décision du conseil fédéral de créer une infrastructure géo-référenciée nationale (NGDI). A partir du projet original, limité dans le temps, a été appliqué un développement continu avec une multitude de nouveaux buts comme par exemple l'édification du LHN95 et du réseau gravimétrique national LSN2004. Ce réseau complet de mensuration peut-être qualifié avec justesse de travail de mensuration national LVW95.

La commission géodésique suisse (CGS) exprime sa gratitude à Monsieur Andreas Schlatter, responsable du projet LHN95 et auteur du présent fascicule, pour sa remarquable opiniâtreté dans la poursuite, la réalisation et l'achèvement du nouveau système national d'altitudes par l'ajustement du réseau national vertical de référence LHN95. La CGS désire exprimer sa reconnaissance au Prof. H.-G. Kahle, chef du GGL, au Prof. A. Geiger et au Dr. B. Bürki tous du Laboratoire de Géodésie et Géodynamique (GGL) de l'ETH Zürich, pour leur support scientifique à ce projet. Notre reconnaissance va au Dr. U. Marti, du groupe LHN du service topographique fédéral ainsi qu'à tous les partenaires engagés, spécialement à Monsieur A. Wiget, pour la révision rigoureuse de ce manuscrit.

Nous remercions également le Dr. M. Troller, secrétaire de la CGS, pour l'édition finale et la préparation pour l'impression de ce manuscrit.

La CGS exprime sa reconnaissance à l'académie suisse des sciences naturelles pour la prise en charge des coûts de l'impression.

Dr. D. Schneider

Ancien responsable de la géodésie de swisstopo
Membre CGS

Prof. Dr. A. Geiger

ETH Zürich
Président de la CGS

FOREWORD

One of the first geodetic tasks undertaken by the Swiss Geodetic Commission (SGC), founded in 1861, was the observation of a nationwide levelling network. At the Conference held on April 24, 1864, the SGC resolved to carry out a precision levelling line starting from the 'Repère Pierre du Niton' in the harbor of Geneva to Basel, Lucerne, Romanshorn and to the Canton Ticino. The 'Nivellement de Précision' (NdP), carried out during the years 1864 to 1891, was the first national height reference frame which covered all of Switzerland. It consisted of 16 polygons and provided connection points to the height networks of neighboring countries. At the end of the 19th century, the theory of rigorous height systems based on gravity fields was well known, however, the instrumentation and data available at that time limited gravity measurements and their reduction; therefore, the SGC decided to abandon rigorous height adjustments. The era of height measurements was concluded with the publication of the results of the NdP in the 'Catalogue des Hauteurs' in 1891. The maintenance and revision of the network as well as its modernization in the scope of the 'Landesnivellement (LN02)' were delegated to the Federal Topographic Bureau (the present swisstopo).

Beginning in 1902 with the LN02 network, it seemed clear that gravity corrections should be taken into consideration for calculating the new heights. However, there were no clear principles or concepts for the reduction and adjustment of the new vertical network. The first priority was defining the height datum, and all efforts were concentrated on carrying out the measurements with new and improved instruments and methods. The question of a suitable gravity reduction remained unanswered for decades, even though swisstopo as well as the SGC had researched and tested a series of computations. Due to the urgent need for height information, the publication of the results and the provisional computations could not be delayed until the final height adjustment. The "provisional levelled heights" were published as a "temporary alternative" and were derived from the nodal points of the NdP by the SGC. Upon completion of the measurements in 1927, it was too late to introduce rigorous heights since the "levelled heights" had already been implemented and found wide application.

The fact that Switzerland – an exception in Europe – still uses its "levelled height system" as the basis for all surveying was criticized in the geodetic community. Beginning in 1955, the adjustment of the European levelling network UELN was begun. As a result, the SGC carried out gravity measurements on selected main levelling lines (SGC, Vol. 25) and computed geopotential numbers. The introduction of a new, rigorous height system has long been recognized as a long-term task in geodesy and national surveying. From the part of the practicing surveyors, however, there was no demand for a new height system because the excellent relative accuracy of the LN02 fulfilled all requirements, and there was a general dread of the unavoidable complications brought about by introducing a new height system. Therefore, this task was considered as "academically nice-to-have" for decades. This assessment did not change until the pending introduction of satellite methods. GPS now allows the efficient measurement of long spatial vectors and the resulting ellipsoidal height differences with ever increasing accuracy. In order to be able to compare the levelled heights corrected for gravity with spatial geometry, it was not only necessary to have a geoid with a cm accuracy, but also a rigorous orthometric height system – free of constraints – as well as a kinematic model for monitoring crustal dynamics.

Under the supervision of Prof. Dr. H.-G. Kahle, the IGP of ETH Zürich developed computer programs for geoid and gravity field modelling which were also suitable for the reduction of levelling lines (SGC Vol. 42, 43, 56). Based on these developments, Dr. Bruno Wirth from

the IGP of ETH Zürich researched and published in 1990 the methodical approach for establishing a new national vertical network in his fundamental work: "Höhensysteme, Schwerepotentiale und Niveauflächen: Systematische Untersuchungen zur künftigen terrestrischen und GPS-gestützten Höhenbestimmung in der Schweiz" (SGC Vol. 42).

The groundwork for a new national control survey LV95 at swisstopo began in 1988 with the conception of a terrestrial reference system. First and foremost was the new GPS reference network LV95 and later on its completion by the GPS permanent network AGNES. It was already understood at that time that the geometric 3D networks needed a gravity-based height reference which should be consistent with LV95 with respect to the geoid model. The basic concept of LHN95 was being developed persistently, even though serious doubts arose on the part of cadastral surveying, if it were ever possible to replace the "levelled heights" from LN02 in practice. Due to a lack of personnel, it was not possible to begin with the project LHN95 until 1996, at which time the GPS national control network had already been realized. The circumstance that the new orthometric height data were urgently needed for the large AlpTransit tunnel constructions led to the rapid capture of the levelling data from the archives, a task which was accomplished within a few years.

The present volume describes the basic geodetic work which resulted during the last ten years at swisstopo in connection with the development of the new height system and its realization in the form of the vertical reference frame LHN95. The formidable work is on the one hand the scientific work by Andreas Schlatter at the Institute for Geodesy and Photogrammetry at the ETH Zürich, and on the other hand the project report in the scope of the national survey at swisstopo. A tailored version of this publication will appear as Part 12 of the series "Aufbau der Landesvermessung der Schweiz 'LV95'" (Doku No. 20) at swisstopo.

Despite the fact that mostly the old levelling data from the last century were used for defining the LHN95, it does represent a quantum leap when compared to the present vertical reference frame LN02. The key difference lies – among others – in the rigorous kinematic adjustment of the immense data sets of repeated levellings and gravity measurements, which eliminates the old constraints of the NdP once and for all. A significant prerequisite has now been established for the rational application of the GNSS technique for height determination in the course of the pending implementation of Galileo. Through the inclusion of the ellipsoidal heights from the connection to the GNSS reference network LV95, a height data set was established which – together with the geoid model 'CHGeo2004' and the 3D set of coordinates 'CHTRF2004' – constitutes a consistent combined geodetic reference frame (Combined Geodetic Network) 'CH-CGN'.

During the last years the new national control survey LV95 was developed to an encompassing national survey network which has gained additional significance through the decision by the Federal Council to build up a national geodata infrastructure (NGDI). A continuously developing surveying network has evolved from the original short-term project LV95 with a score of additional goals such as building up the 'LHN95' and the national gravity network 'LSN2004'. This comprehensive national surveying network may justifiably be called the national surveying work LVW95.

The Swiss Geodetic Commission (SGC) expresses its gratitude to Mr. Andreas Schlatter, project manager of the LHN95 and author of this volume, for his remarkable persistence in pursuing the achievement and realization of the new national height system through the adjustment of the national vertical reference system LHN95. The SGC wishes to express its appreciation to Prof. H.-G. Kahle, head of GGL, and Prof. Alain Geiger and Dr. Beat Bürki of the Geodesy and Geodynamics Lab (GGL) of the ETH Zürich for their scientific support of the

project. Further acknowledgements go to Dr. Urs Marti, to the LHN team at swisstopo and to all partners who were involved in the project, especially to Mr. Adrian Wiget for the careful review of this comprehensive manuscript.

We thank Dr. Marc Troller, Secretary of the SGC, for the final edit and the preparations for printing the manuscript.

The SGC is grateful to the Swiss Academy of Sciences (SCNAT) for covering the printing costs of this volume.

Dr. D. Schneider

Former head of the Geodesy Division, swisstopo
Member of SGC

Prof. Dr. A. Geiger

ETH Zürich
President of SGC



Abhandlung
von der
Höhe der in vorstehendem Stücke
beschriebenen Orte, welche der in den höhern
Wissenschaften so sehr berühmte und in
der gelehrten Welt bekannte Herr Do-
ctor und Professor Daniel BER-
NOULLI uns gütig mitteilen
wollen.

Abbildung: Titelblatt der Abhandlungen von Daniel Bernoulli über die wohl älteste Höhenmessung in der Basler Landschaft aus dem Jahre 1755 [Rickenbacher 1995]

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit beschreibt die Erstellung der neuen sowie die bestehenden und historischen geodätischen Grundlagen für die Höhenbestimmung in der schweizerischen Landesvermessung. Sie entstand in enger wissenschaftlicher Zusammenarbeit mit dem Bereich Geodäsie des Bundesamtes für Landestopografie (swisstopo) im Zusammenhang mit der Festlegung eines neuen Höhensystems und seiner Realisation in Form des neuen Landeshöhennetzes LHN95. Die Arbeit ist in drei Teile gegliedert, die allerdings nicht völlig getrennt voneinander betrachtet werden dürfen. Dies wird durch die durchgehende Nummerierung der Kapitel angedeutet.

In einem ersten Teil werden die Bedeutung der modernen Höhensysteme, der Bezug zur Erneuerung der Landesvermessung in der Schweiz (LV95) und die grundlegende Theorie zu den Höhensystemen, -rahmen und -messverfahren dargelegt.

Der Teil II ist ein historischer Abriss über die geodätische Höhenbestimmung in der Schweiz. Das Kapitel 4 beginnt mit den ersten Versuchen im 17. Jahrhundert, als Bestandteil der naturwissenschaftlichen Erforschungen die Höhen der Alpengipfel zu ermitteln. Mit den ersten grossflächigen Karten, welche auf strengen geodätischen Fundamenten beruhten, dem Bahn- und dem Wasserbau sowie dem Beginn der Grundbuchvermessung entstand auch das Bedürfnis nach exakten Höhengrundlagen. Das Nivellement de Précision der Schweizerischen Geodätischen Kommission (SGK) aus den Jahren 1864-91 war der erste landesweite Höhenbezugsrahmen. Obwohl Ende des 19. Jahrhunderts die Theorie zu den strengen, schwerefeldabhängigen Höhensystemen bekannt war, bilden die sog. Gebrauchshöhen LN02 dieses reinen Nivellement-Höhennetzes bis zum heutigen Tage die Basis der offiziellen Schweizer Höhen. Kapitel 5 zeigt, wie die SGK-Höhen den Weg in die amtlichen Vermessungswerke fanden und welche Anstrengungen im 20. Jahrhundert unternommen wurden, um das Landesnivellement trotzdem streng zu reduzieren und auszugleichen.

Ab Ende der 80er-Jahre des vergangenen Jahrhunderts ermöglichte das neue satellitengestützte Navigationssystem GPS, die Landesvermessungswerke mit bis anhin unerreichter Genauigkeit zu erneuern. Zudem bestanden nun auch die technischen Mittel, zusammen mit bestehenden Schwerefeld- und Nivellementmessungen eine integrierte Geoidbestimmung durchzuführen und ein modernes orthometrisches Höhenbezugssystem und den entsprechenden Referenzrahmen aufzubauen. Das neue Landeshöhennetz der Schweiz LHN95 als Teilprojekt der neuen Landesvermessung LV95 ist das Resultat dieser wichtigen Anstrengungen, welche im Teil III festgehalten werden.

In Kapitel 6 werden die Definitionen, die Grunddaten und das Realisierungskonzept zu LHN95 dargelegt. Kernstück zur Berechnung der neuen Landeshöhen ist nebst den ellipsoidischen GPS-Höhen und den Schwerefeldmodellen die kinematische Ausgleichung der Landesnivellement- und Schweremessungen. In Kapitel 7 wird gezeigt, wie dabei die rezenten Bewegungen geschätzt werden können, um

aus der 100-jährigen Messreihe der immensen Landesnivellementdaten die Basis für einen zwangsfreien Höhenrahmen zu legen.

Diese rezenten Höhenänderungen der obersten Erdkruste sind es, welche das Landesnivellement auch für die Geophysik besonders interessant machen. Das Kapitel 8 ist ein kurzer Ausflug in das weite Feld der Neotektonik und der Isostasie. Im Mittelpunkt stehen nebst einem historischen Abriss der bisherigen, aus Präzisions-Nivellements gewonnenen Erkenntnissen, die diskreten Resultate aus der aktuellen kinematischen Ausgleichung, die daraus abgeleiteten Modelle und deren Interpretation. Ein zentrales Anliegen aus geodätischer Sicht ist dabei, allgemeine Ursachen der Punktbewegungen wie auch die Möglichkeiten und Grenzen der Mess- und Auswertemethode aufzuzeigen.

Um von den Potentialwerten zu den orthometrischen Höhen zu gelangen, werden die mittleren Schwerewerte entlang den Lotlinien von den betrachteten Punkten bis zum Geoid benötigt. Kapitel 9 befasst sich mit der Bestimmung dieser Grössen und ihrer Auswirkung auf die Genauigkeit der orthometrischen Höhen. Es wird gezeigt, dass sich die Höhen der Landesnivellement-Punkte schweizweit und relativ zur Geostation Zimmerwald bei Bern mit einer Genauigkeit von besser als ± 2 cm berechnen lassen.

Die grosse Bedeutung des neuen Höhenbezugsrahmens LHN95 liegt aber darin, dass durch den Einbezug der ellipsoidischen, GPS-bestimmten Höhen der neuen Landesvermessung LV95 und den Undulationen aus der Geoidbestimmung CHGeo2004 eine optimale Konsistenz zwischen den satellitengestützten Methoden und den herkömmlichen terrestrischen Höhenbestimmungen erzeugt wurde (Kapitel 9 und 10). Somit können künftig mit satellitenbasierten Messmethoden im potentialtheoretisch strengen System Höhen mit cm-Genauigkeit wesentlich rationeller als mit terrestrischen Messungen bestimmt werden. Im Kapitel 11 werden zudem die neuen Höhen aus LHN95 entlang der Landesgrenze mit denjenigen der Nachbarländer verglichen und die Unterschiede zu den bestehenden europäischen Höhenrahmen aufgezeigt.

Da die amtliche Vermessung, auf welcher praktisch alle räumlichen Geodaten der Schweiz basieren, den Wechsel auf den neuen Höhenrahmen der Landesvermessung noch nicht vollzogen hat, ist die Modellierung des Übergangs zwischen LHN95 und LN02 von entscheidender Bedeutung. Ansonsten würden die Vorteile von LHN95 für die rationellere, satellitengeodätische Höhenbestimmung gänzlich verloren gehen. Das Kapitel 12 dokumentiert zuerst ausführlich die Unterschiede zwischen den beiden Systemen, welche Beträge zwischen -25 cm und +65 cm annehmen, sowie deren Ursachen. Danach wird der Ansatz erläutert und getestet, welcher in der Software *HTRANS* implementiert eine zweckmässige Transformation zwischen den beiden Höhenrahmen der Landesvermessung ermöglicht. Die Genauigkeitsgrenze der Methode wird durch die Qualität des lokal verzerrten Höhenbezugsrahmens LN02 gebildet. Entlang den Nivellementlinien liegt sie im Millimeterbereich, zwischen den Linien kann sie aber im Dezimeterbereich variieren.

ABSTRACT

The present report describes the establishment of the new as well as the existing and historic geodetic bases for height determination in the Swiss national geodetic network. The report originated in close scientific cooperation with the Geodesy Division of the Swiss Federal Office of Topography (swiss-topo) in association with the definition of a new vertical reference system and its realization in the form of the new national height network LHN95. The report is structured in three parts, each of which is inseparable from the other, as is suggested by the sequential numbering of the chapters.

Part I presents and highlights the significance of modern vertical systems, the correlation to the renewal of the geodetic network in Switzerland (LV95) and the basic theory of vertical systems, frames and observation methods.

Part II is a historical summary of geodetic height determination in Switzerland. Chapter 4 begins with the first experiments in the 17th century for calculating the heights of the Alps in the scope of scientific research. The first large-scale maps based on strict geodetic principles, the construction of railroads and water works as well as the beginning of cadastral surveying called for exact height information. The *Nivellement de Précision*, carried out by the Swiss Geodetic Commission (SGC) in the years 1864 to 1891, was the first national height reference frame. Even though the theory of rigorous height systems based on the gravity field was well known at the end of the 19th century, the so-called "usual" heights LN02, which are purely levelled heights, are until today still the basis of the official heights in Switzerland. Chapter 5 shows how the SGC heights found their way into cadastral surveying networks and the efforts that were undertaken in the 20th century to apply gravimetric corrections to the national levelling networks, and to calculate rigorous adjustments.

At the end of the 1980s, the new satellite navigation system GPS allowed the observation of national geodetic networks with an unprecedented and unimagined precision. Furthermore, together with the existing gravity and levelling observations, the technical means were now available for carrying out an integrated geoid determination and establishing a modern, orthometric vertical reference system and the corresponding reference frame. As a part of the project for a new geodetic network in Switzerland, the new national vertical network LHN95 is the result of these efforts which are described in Part III.

The definitions, the fundamental data and the concept for the realization of LHN95 are presented in Chapter 6. Besides the ellipsoidal GPS heights and the gravity models, the key part of the calculation of the new national heights is the kinematic adjustment of the national levelling network and the gravity observations. In Chapter 7 it is shown how recent crustal movements may be estimated in order to define a non-constrained vertical frame based on the century-old observation series of this vast amount of levelling data.

These recent vertical height changes in the Earth's upper crust are of particular interest to geophysics. Chapter 8 is a short excursion into the broad field of neotectonics and isostasy. The main focus,

besides a historical summary of the insights gained from precise levellings so far, is on the discrete results from the current kinematic adjustment, the derived models and their interpretation. A central concern for geodesists is to point out the general causes of movements among control points as well as the possibilities and limits of the observation and adjustment methods.

In order to obtain orthometric heights from geopotential numbers, the mean gravity values along the plumb lines to the geoid must be known for the observed bench marks. Chapter 9 deals with the determination of these values and how they influence the accuracy of the orthometric heights. It is shown that throughout Switzerland the heights of the bench marks relative to the geostation in Zimmerwald may be calculated with accuracy better than 2 cm.

The key significance of the new vertical reference frame LHN95, however, lies in the fact that by combining the ellipsoidal heights from the new geodetic network LV95 observed with GPS and the undulations from the new geoid model CHGeo2004, an optimal consistency between the GPS method and the traditional terrestrial height determination was obtained (Chapters 9 and 10). Therefore, the determination of heights in a rigorous vertical system (following potential theory) with accuracy to the cm is much more efficient using GPS methods than traditional terrestrial observations. In Chapter 10 the heights from LHN95 along the national border are compared to the heights of the neighboring countries, and the differences to the existing European vertical frames are shown.

Since the change to the new vertical reference frame LHN95 has not yet been executed in official cadastral surveying, on which practically all spatial data in Switzerland are based, the modelling of the transition between LHN95 and LN02 is of a decisive significance. Otherwise, the advantages of LHN95 for an efficient height determination with GPS would be completely in vain. Chapter 12 documents in detail the differences between and the origins of the two systems which are ranging from -25 cm and +65 cm. The algorithm used in the software program *HTRANS* to allow an appropriate transformation between the two vertical frames of the national geodetic control is explained and tested. The accuracy of the method is limited by the local distortions of the vertical reference frame LN02. It varies between a few millimeters along the levelling lines themselves and up to decimeters in between.

Inhaltsverzeichnis

Teil I	1
1. Einführung	1
1.1 Hintergrund und Vorarbeiten.....	1
1.1 Bedeutung moderner Höhenbestimmung und –systeme	1
1.2 Zusammenhang mit der neuen Landesvermessung der Schweiz LV95	3
1.3 Aufbau und Zielsetzung der Arbeit	4
2. Höhensysteme und Höhenrahmen	5
2.1 Referenzsysteme und -rahmen.....	5
2.2 Höhenbezugsflächen für die Lage- und Höhenbestimmung	5
2.3 Höhenarten.....	12
2.4 Definition eines Höhenreferenzsystems	25
2.5 Die Realisierung eines Höhenreferenzrahmens.....	26
2.6 Zusammenfassung und Vergleich der Höhensysteme.....	27
3. Höhenmessverfahren und ihr Bezug zu den Höhenrahmen 30	
3.1 Das geometrische Nivellement.....	30
3.2 Die trigonometrische Höhenbestimmung.....	31
3.3 Satellitenmessverfahren.....	33
3.4 Photogrammetrie und Laseraltimetrie	34
3.5 Die barometrische Höhenbestimmung (Hypsometrie).....	35
3.6 Messgenauigkeit und Höhenart: eine Grobübersicht.....	36
Teil II	37
4. Erste Höhenbestimmungen in der Schweiz	37
4.1 Arbeiten im 17. und 18. Jahrhundert: Die Höhenbestimmung der Alpenpioniere und die höchste Erhebung der Alpen.....	37
4.2 Die Übergangsperiode 1785 – 1830: erste grossflächige Vermessungen und trigonometrisch abgeleitete Höhen.....	43
4.3 Die Höhen als Bestandteil der geodätischen Grundlagen für die Dufourkarte und die ersten Horizontfestlegungen	52
4.4 Das 'Nivellement de Précision 1864-91' der SGK.....	59
4.5 Übersicht über die Herkunft und die Bedeutung der historischen und aktuellen Horizontfestlegungen am Repère Pierre du Niton.....	68
5. Höhenbestimmung als Aufgabe der Landes- und der amtlichen Vermessung in der Schweiz	75
5.1 Das Versicherungsnivellement von 1893 - 1902.....	75
5.2 Der neue Horizont des RPN, das Landesnivellement und die Festlegung der Gebrauchshöhen LN02	81
5.3 Flächendeckende Höhen durch die amtliche Vermessung.....	96
5.4 Historischen Arbeiten zur Reduktion und zur gesamthaften Ausgleichung der Landesnivellementmessungen	98

Teil III.....	111
6. Konzept und Grunddaten zur Festlegung des neuen Landeshöhennetzes LHN95	111
6.1 Einleitung.....	111
6.2 Die Definition der Höhensysteme in LV95	113
6.3 Der Bezug zu den internationalen Höhensystemen	124
6.4 Das Konzept zur Realisation der Höhenreferenzrahmen in LV95	130
6.5 Die Grunddaten.....	134
7. Kinematische Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen und Berechnung der geopotentiellen Koten	150
7.1 Einleitung.....	150
7.2 Ablaufschema zur Berechnung der geopotentiellen Koten der Hauptpunkte	151
7.3 Berechnung der beobachteten Potentialdifferenzen und Reduktion auf die Hauptpunkte.....	153
7.4 Das Modell der kinematischen Ausgleichung	159
7.5 Gewichtung der einzelnen Messungen und Lagerung der Ausgleichung	161
7.6 Die Schleifenschlüsse des Landesnivellements.....	167
7.7 Die Hauptresultate der kinematischen Ausgleichung.....	177
8. Rezente vertikale Bewegungen und geophysikalische Interpretation.....	184
8.1 Einleitung.....	184
8.2 Einige Definitionen und Begriffserklärungen zu geodynamischen Prozessen.....	186
8.3 Ursachen rezenter vertikaler Punktbewegungen	193
8.4 Möglichkeiten und Grenzen des Präzisionsnivellements	198
8.5 Bisherige Arbeiten in der Schweiz zur Bestimmung rezenter vertikaler Bewegungen mit Präzisionsnivellements	202
8.6 Diskrete Einzelresultate und das Modell der rezenten vertikalen Bewegungen in der Schweiz.....	211
8.7 Versuch einer geophysikalischen Interpretation.....	225
8.8 Der Einfluss der rezenten Höhenänderungen auf die Höhenrahmen.....	230
9. Vom Potential zur orthometrischen Höhe: die Berechnung der mittleren Schwere.....	232
9.1 Einführung und verwendete Berechnungsprogramme	232
9.2 Die verwendeten Massen- und Dichtemodelle	233
9.3 Die Berechnung der mittleren Schwere in der Lotlinie	237
9.4 Interpolation von Oberflächenschweren.....	239
9.5 Einfluss der Massenmodelle auf die orthometrischen Höhen	243
9.6 Genauigkeitsabschätzungen zu den orthometrischen Höhen	249
9.7 Näherungsformeln und der Vergleich mit den strengen orthometrischen Höhen... ..	254
9.8 Zusammenfassung und Ausblick.....	256

10. Kombinierte Ausgleichung von orthometrischen Höhen aus dem Nivellement, GPS-Höhen und Geoidmodell,	257
10.1 Die Konsistenz der Höhen	257
10.2 Die Theorie zur kombinierten Ausgleichung von Nivellement, GPS und Geoid ...	257
10.3 Die GPS-Höhen aus den landesweiten Kampagnen und die Gesamtlösung CHTRF04.....	261
10.4 GPS/Nivellementpunkte der neuen Landesvermessung LV95	263
10.5 Die Inkonsistenzen im Geoidmodell CHGeo98	266
10.6 Das neue Geoidmodell CHGeo2004 als Grundlage für den konsistenten Höhenrahmen LHN95	271
11. Die definitive Festlegung des konsistenten Höhenbezugsrahmens LHN95 der neuen Landesvermessung der Schweiz LV95	277
11.1 Die grundlegenden Entscheide und Festlegungen.....	277
11.2 Die Realisierung des Höhenreferenzrahmens LHN95	278
11.3 Konzept zur Berechnung der orthometrischen Höhen LHN95 sämtlicher HFP1 ...	279
11.4 Test an drei Linien des Landeshöhenetzes	282
11.5 Der Vergleich mit den europäischen Höhenreferenzrahmen.....	288
11.6 Die Horizontunterschiede zu den Nachbarländer	292
12. Die Modellierung des Überganges LHN95 \Leftrightarrow LN02.....	297
12.1 Einleitung und Definition der 'Spanne' als Unterschied zwischen den Höhenrahmen LHN95 und LN02.....	297
12.2 Grunddaten für die Analyse der Höhenrahmen und Stützpunkte für die Transformation.....	300
12.3 Analyse der Zwänge im bestehenden Höhenrahmen LN02	303
12.4 Analyse der Differenzen unter den strengen Höhenarten und zu LN02.....	313
12.5 Die Realisierung der Transformation LHN95 \Leftrightarrow LN02	320
12.6 Das Programm HTRANS	335
12.7 Testberechnungen und Genauigkeitsuntersuchungen mit bestehenden Daten.....	338
13. Schlussbetrachtungen, Ausblick und Dank.....	354
13.1 Schlussbetrachtungen	354
13.2 Ausblick.....	356
13.3 Dank.....	358
Literaturverzeichnis	359
Abkürzungsverzeichnis.....	371

Teil I

1. Einführung

1.1 Hintergrund und Vorarbeiten

Mit der Etablierung von hochpräzisen satellitengestützten Navigationssystemen ist die Frage nach deren Nutzbarmachung in der Landesvermessung ins Zentrum des geodätischen Interesses gerückt. Bereits Ende der 80er Jahre wurden am Bundesamt für Landestopografie (swisstopo) Aktivitäten eingeleitet, um die Landesvermessung den Möglichkeiten der modernen Satellitengeodäsie anzupassen und sie praxistauglich zu gestalten. Die vorliegende Dokumentation behandelt die satellitengestützte Höhenbestimmung und deren Einbindung in das bestehende terrestrische Höhensystem. Die Arbeit kann als Vertiefung und praktische Umsetzung der Dissertation von Bruno Wirth [1990] an der ETH Zürich angesehen werden. Seine Vorarbeiten zur Theorie und die Entwicklung von Programmen zur Bestimmung des Störpotentials und den daraus abgeleiteten Grössen wie den mittleren Schweren entlang der Lotlinie werden eingesetzt, um mit den Daten des Landesnivellements den Referenzrahmen eines neuen, potentialtheoretisch strengen Höhensystems zu realisieren. Eine weitere wichtige Grundlage bildet die Dissertation von Urs Marti [1997], die das cm-Geoid der Schweiz zum Thema hatte.

1.2 Bedeutung moderner Höhenbestimmung und –systeme

Die Höhenbestimmung birgt keine grösseren Probleme, solange man sich auf Höhendifferenzen in kleinräumiger Umgebung beschränkt. Die Bestimmung von absoluten Höhen bietet dagegen grundlegende Probleme, welche nicht vom Schwerfeld losgelöst werden können. Dass die Schweiz als Binnenland keinen direkten Anschluss an einen Meerespegel besitzt, ist eine weitere Einschränkung.

Die Frage nach den 'wahren Höhen' galt lange Zeit als ein theoretisches, für die alltägliche Vermessung und in Teilen auch für die Landesvermessung jedoch eher unbedeutendes Problem. In der Schweiz beschäftigten sich damit ausschliesslich Spezialisten der Landesvermessung in enger Zusammenarbeit mit der Schweizerischen Geodätischen Kommission (SGK). Aus geodätischer Sicht stand dabei die strenge Reduktion des Landesnivellements aufgrund der Einflüsse des Schwerfeldes im Vordergrund. Diese Arbeit hatte zwei wesentliche Ziele: Einerseits wollte man den Nachweis der effektiven Messgenauigkeit des Nivellements erbringen und die qualitativ bestmöglichen Höhen ermitteln. Andererseits war die Schweiz als Binnenland gefordert, mit dem Anschluss an die Höhenetze der Nachbarländer einen geeigneten Höhenhorizont durch die Verbindung mit den unterschiedlichen Meerespegeln festzulegen. Galt es aber, die verbesserten Höhen in die Praxis einzuführen, überwogen die Befürchtungen vor den Umtrieben und der Verwechslungsgefahr mit den bestehenden

Höhennetzen. Erst durch die modernen satellitengeodätischen Methoden, die auch die praktische Vermessung revolutioniert haben, wurde die Frage nach den absoluten Höhen relevant.

Mit der Forderung nach der Kompatibilität von GPS-Höhen mit den Landeshöhen ist es unumgänglich, sich mit den strengen, schwerefeldbezogenen Höhenarten auseinanderzusetzen. GPS liefert geozentrisch-kartesische Koordinaten bzw. mit einem entsprechenden Referenzellipsoid, nebst Länge und Breite sog. *ellipsoidische Höhen* h als rein geometrisch definierte Grössen. Den direkten Bezug zu den (*physikalischen*) *orthometrischen Höhen* H bildet ein präzises *Geoidmodell* mit den *Geoidundulationen* N (s. Abb. 1.1-1).

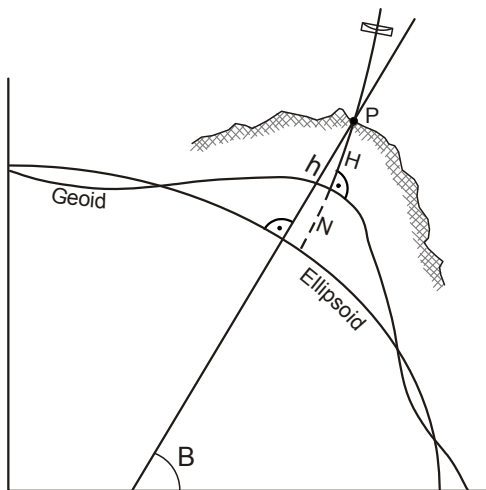


Abbildung 1.2-1: Ellipsoidische Höhe h , orthometrische Höhe H und die Geoidundulation N

Ein Höhensystem gilt als konsistent, wenn die Bedingung:

$$h - H - N = 0$$

erfüllt ist, was mit geeigneten Ansätzen zu einer gemeinsamen Ausgleichung der drei Grössen erreicht werden kann. Erst wenn diese Konsistenzbedingung mit einer entsprechenden Genauigkeit eingehalten ist, können die satellitengeodätischen Methoden für die Bestimmung von *absoluten physikalischen Höhen* genutzt werden.

Die Landeshöhen wurden aus terrestrischen Messungen bestimmt und unterliegen dem Einfluss des Schwerefeldes. Je nach der gewählten Rechenart resultieren daraus unterschiedliche Höhenarten. Aufgrund der eingeschränkten Rechenmittel und den fehlenden Kenntnissen über das reale Schwerefeld waren dies zu Beginn der Erarbeitung der geodätischen Grundlagen für Vermessung und Karten meist nur genähert streng physikalische Höhen (Gebrauchshöhen).

Heute stehen sowohl die notwendigen Ausgangsdaten wie auch die Rechenmittel zur Verfügung. Da seitens der offiziellen amtlichen Vermessung nach wie vor kein Bedarf an der Einführung eines neuen Höhensystems in der Schweiz besteht, müssen geeignete Methoden gefunden werden, welche eine operationelle Transformation der strengen Höhen in die Gebrauchshöhen erlauben.

1.3 Zusammenhang mit der neuen Landesvermessung der Schweiz LV95

Ab Mitte der 80er Jahre erlaubten die neuen Methoden der Satellitengeodäsie, neue Zielsetzungen zu verfolgen, welche mit den klassischen geodätischen Messtechniken nicht erreicht werden konnten. Das Bundesamt für Landestopografie (L+T) entschloss sich damals, in enger Zusammenarbeit mit den Mitgliedern der SGK, unter dem Projektnamen LV95 eine neue, zeitgemässe und den Benutzerbedürfnissen angepasste Landesvermessung aufzubauen. Zu den Institutionen, welche sich direkt und über die Dachorganisation SGK beteiligten, gehören das Astronomische Institut der Universität Bern (AUIB) und das Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich (IGP-ETHZ). Die Vorgeschichte, das Konzept, die Projektorganisation und die Planung zu LV95 sind in [Schneider et al., 1995a] ausführlich dargelegt. Ein Hauptbestandteil des Projektes LV95 war die Erstellung eines auf GPS-Messungen beruhenden 3D-Grundlagentznetzes (sog. *GPS-Landesnetz LV95*). Daneben musste auch der Bezug zum Schwerefeld hergestellt und das Landesnivellement erneuert werden.

Urs Marti hat die Modellierung des Zentimeter-Geoids für die Landesvermessung im Rahmen seiner Dissertation an der ETH Zürich gelöst [Marti 1997]. In den ersten Phasen des Projektes LV95 wurde der Erstellung des GPS-Landesnetzes LV95 das grösste Gewicht beigemessen. Die Bearbeitung eines neuen Höhensystems wurde (wie auch die Geoidmodellierung) teilweise mit Ressortforschungsprojekten an den Lehrbereich von Prof. Kahle (Geodäsie- und Geodynamik Labor der ETH Zürich; GGL-ETHZ) delegiert.

1.4 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Ziele der vorliegenden Arbeit sind die Erarbeitung von Konzepten zur Realisierung des neuen Landeshöhennetzes (LHN95) im Rahmen der satellitengestützten Landesvermessung LV95, die kinematische Ausgleichung der Nivellementmessungen zur Berechnung der geopotentiellen Koten und der rezenten Krustenbewegungen sowie die Bestimmung der orthometrischen Höhen. Als wichtiges Ergebnis wird zudem die Entwicklung einer praxisnahen zuverlässigen Transformation angesehen, welche die Verknüpfung zwischen dem LN02- und dem LHN95-System erlaubt. Hierzu gehören systematische Fehlerbetrachtungen und gezielte Genauigkeitsabschätzungen.

Zu Beginn wird ein Überblick über die potentialtheoretisch strengen Höhensysteme gegeben. Ein Abriss zur historischen Höhenbestimmung in der Schweiz und eine Dokumentation über die Realisierung von LHN95 ermöglichen einen umfassenden Überblick über die exakte geodätische Höhenbestimmung in der Schweiz. Das Gebrauchshöhennetz LN02 bleibt nach wie vor die gesetzliche und geodätische Grundlage für die amtliche Vermessung und die Karten der Schweiz. Die Höhen LHN95 bilden den modernen Höhenreferenzrahmen der Landesvermessung; sie sind für die satellitengeodätischen Messmethoden wie auch für ingenieurgeodätische Anwendungen unabdingbar. LHN95 ermöglicht einen effizienten Übergang von den satellitengeodätischen Höhenmessungen in den Gebrauchshöhenrahmen.

Die Arbeit ist in drei Teile und insgesamt 13 Kapitel gegliedert:

Im *ersten Teil* werden die Grundlagen zu den potentialtheoretisch strengen Höhensystemen erarbeitet. Kapitel 2 (*Höhensysteme und Höhenrahmen*) umfasst die Definition der Höhensysteme von den unterschiedlichen Höhenarten bis hin zu den Höhenreferenzrahmen der Landesvermessung. Im Kapitel 3 wird der Bezug zwischen den einzelnen Höhenmessverfahren und den Höhenarten erläutert.

Der *zweite Teil* ist eine Aufarbeitung der Geschichte der Höhenbestimmung in der Schweiz. Der *historische Abriss* beginnt bei den ersten barometrischen Meereshöhenbestimmungen im 17. Jahrhundert und endet mit den Arbeiten zur gesamthaften strengen Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen Mitte des 20. Jahrhunderts. 'Historisch' ist dabei kein Synonym für 'veraltet' oder 'vergessen'. Tatsache ist, dass die offiziellen Höhen der amtlichen Vermessung der Schweiz bis zum heutigen Tag auf den Nivellement-Messungen der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts basieren. Der heute gültige Höhenhorizont der Schweiz beruht auf einer Festlegung aus dem Jahre 1902. Horizontwechsel sind für Vermessungswerke bedeutend und verursachen noch heute da und dort Probleme. Nicht zuletzt darum wurde der bestehende Höhenhorizont für LHN95 beibehalten. Die unterschiedlichen Horizonte im Laufe der Höhenbestimmung in der Schweiz sind in einem separaten Unterkapitel (4.5) zusammengefasst.

Der *dritte Teil* der Arbeit ist der *Realisierung des neuen Landeshöhennetzes LHN95* gewidmet. Kapitel 6 befasst sich mit der Definition des Höhensystems innerhalb der neuen Landesvermessung LV95, dem Konzept zur Realisierung und den verwendeten Grunddaten. Ein wichtiger Bestandteil der Realisierung ist die kinematische Ausgleichung der verschiedenen Messepochen des Landesnivellements mit den geopotentiellen Koten und deren jährlichen Änderungen als Hauptresultat (Kapitel 7). Die resultierenden rezenten vertikalen Bewegungen werden im Kapitel 8 präsentiert und diskutiert.

Der Weg von den Potentialen zu den strengen orthometrischen Höhen wird im Kapitel 9 erläutert. Die Verknüpfung zwischen den geometrischen (ellipsoidischen) Höhen aus GPS und den schwerefeldbezogenen, orthometrischen Höhen aus dem Landesnivellement ist im Kapitel 10 dargelegt. Das Kapitel zeigt auf, wie die Konsistenz dieser Grössen für die neue Landesvermessung LV95 realisiert wurde. Die definitive Festlegung von LHN95, Vergleiche mit den europäischen Höhenreferenzrahmen und die Horizontunterschiede zu den benachbarten Staaten entlang der Landesgrenze findet man im Kapitel 11.

Eine umfangreiche Analyse der resultierenden Höhen und die Transformation zwischen den beiden Höhenrahmen LHN95 und LN02 mit Hilfe der Software *HTRANS* werden im Kapitel 12 erarbeitet.

2. Höhensysteme und Höhenrahmen

In diesem Kapitel werden die Grundbegriffe, die Definitionen und die wichtigsten Formeln für die Bestimmung von strengen, nach potentialtheoretischen Grundsätzen aufgebauten Höhensystemen zusammengestellt. Diese Aufstellung lehnt sich in erster Linie an die Publikationen von [Wirth, 1990] und [Marti, 1997] an, welche sich als ausgezeichnete Grundlagen und Vorarbeiten zur vorliegenden Arbeit anbieten.

2.1 Referenzsysteme und -rahmen

Im Sinne der modernen geodätischen Grundlagen wird nachfolgend versucht, die Begriffe *Referenzsystem* und *Referenzrahmen* streng zu unterscheiden¹. Unter einem Referenzsystem versteht man ganz allgemein die theoretische Definition eines Koordinatensystems in Raum und Zeit. Der Referenzrahmen beschreibt die Realisierung des Referenzsystems in Form von ermittelten Koordinatensätzen geodätischer Netze und der zugehörigen Parametersätze für deren Transformation in andere Rahmen [Schneider et. al. 1995b].

Diese strenge Unterscheidung ist bei historischen Festlegungen und Realisierungen von Lage- und Höhengrundlagen nicht mit letzter Konsequenz möglich, weil oft für System und Rahmen die gleichen Bezeichnungen verwendet wurden.

2.2 Höhenbezugsflächen für die Lage- und Höhenbestimmung

In älteren Abhandlungen (z. B. [Bäschlin 1948]) betrachtete man die Bestimmung der physischen Erdoberfläche als das Ziel jeder Vermessung. Um Punkte dieser Erdoberfläche einander lage- und höhenmässig zuordnen zu können, bedarf es einer Bezugsfläche, auf die sich alle Lage- und Höhenangaben beziehen. Solche Flächen werden benötigt, um die Form und Gestalt der Erdoberfläche oder Teilen davon mathematisch beschreiben zu können und damit den ingenieurtechnischen und auch zivilrechtlichen Anforderungen (bspw. Wasserbau, Kataster etc.) gerecht zu werden. Sowohl die klassische wie auch die moderne Satellitengeodäsie kann dieses Ziel letztendlich nur approximativ erreichen, indem Näherungsflächen zur Darstellung der exakten Erdoberfläche verwendet werden.

2.2.1 Die geometrischen Bezugsflächen: Ebene, Kugel und Ellipsoid

Aus der allgemeinen Vermessungskunde ist bekannt, dass für die einfache Lage- und Höhenmessung kleiner Gebiete eine Ebene als Bezugsfläche angenommen werden darf. Bei der einfachen trigonometrischen Höhenbestimmung darf aber schon ab einer Distanz von wenigen hundert Metern die Erdkrümmung nicht mehr vernachlässigt werden; die Erdoberfläche wird als Kugel modelliert.

¹ Die Begriffe Referenzsystem (-rahmen) und Bezugssystem (-rahmen) werden als Synonyme verwendet.

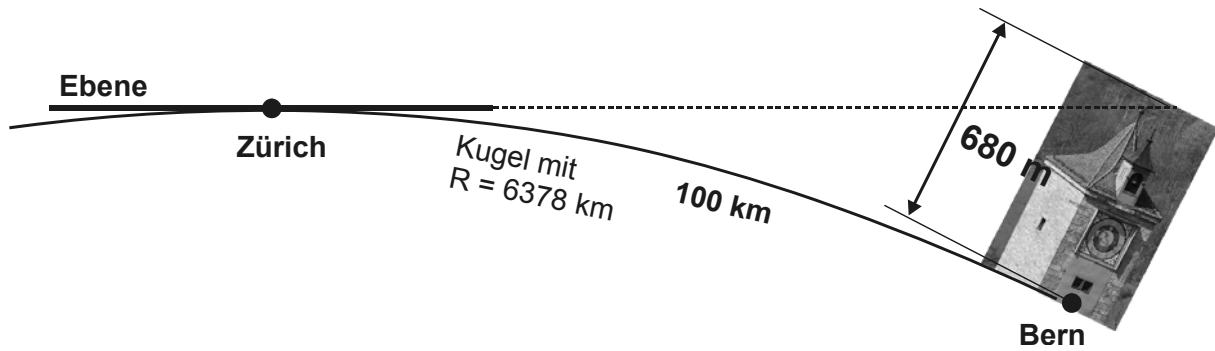


Abbildung 2.2-1: Ebene und Kugel als Referenzfläche: der Einfluss der Erdkrümmung ist beeindruckend; ein 100 km entfernter Turm muss bereits 680 m hoch sein, damit er über dem Horizont sichtbar ist.

Aus der klassischen Landesvermessung ist bekannt, dass mit den auftretenden Distanzbereichen auch für die Lagemessungen die Abplattung der Erde mit berücksichtigt werden muss; die Erdoberfläche eines Landes wird mit einem möglichst geeigneten Rotationsellipsoid angenähert, einem sog. lokalen Referenzellipsoid (s. Abb. 2.2-2 Mitte).

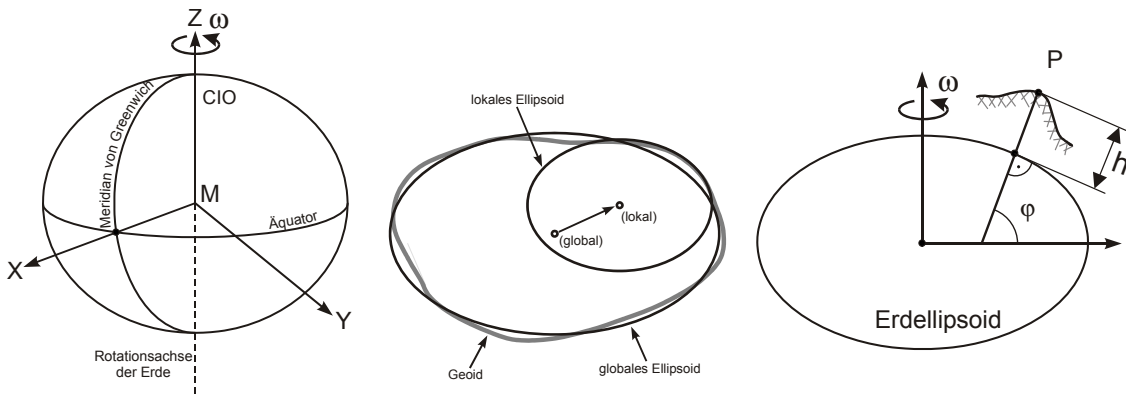


Abbildung 2.2-2: globales terrestrisches Referenzsystem und das Ellipsoid als Referenzfläche: Links: globales terrestr. System; Mitte: globales und lokal angepasstes Ellipsoid; Rechts: Ellipsoidische Höhe entlang der Ellipsoidnormalen

Die Approximation durch das Rotationsellipsoid beschäftigte bis anhin nur die Spezialisten der Landesvermessung. Mit dem wachsenden Einsatz der satellitengeodätischen Messverfahren in der alltäglichen Vermessung müssen auch die Anwender über minimale Kenntnisse verfügen, wie die Messungen vom globalen System in die Ebene überführt werden können. Grundsätzlich sind die globalen terrestrischen Bezugssysteme rechtshändige, geozentrisch kartesische Koordinatensysteme mit dem Ursprung im Massenzentrum der Erde, der Z-Achse durch den Nordpol. Die X-Z-Ebene enthält den mittleren Nullpunkt im Observatorium in Greenwich (Abb. 2.2-2 links). Durch ein geeignetes globales Bezugsellipsoid wird der Zusammenhang zwischen den kartesischen Koordinaten X, Y, Z und den geodätischen Koordinaten φ, λ und h hergestellt. Die *ellipsoidische Höhe* h ist mathematisch definiert als die Länge der Ellipsoidnormalen vom Erdellipsoid zu einem Punkt auf der Erdoberfläche (s. Abb. 2.2-2 rechts).

Es gibt mehrere globale aber auch lokale geodätische Systeme (fast jedes Land hat ein eigenes), deshalb kann es für einen Oberflächenpunkt P auch mehrere Werte für die ellipsoidische Höhe h geben.

2.2.2 Die physikalischen Bezugsflächen: Das Schwerfeld, die Äquipotentialflächen und das Geoid.

Sowohl die lokale wie auch die globale Annäherung der Höhen über geometrisch definierte Bezugsflächen wie die Ebene oder das Referenzellipsoid genügen für die exakte Höhenbestimmung in der Landesvermessung nicht. Hier muss eine durch das *Schwerfeld* bestimmte Bezugsfläche verwendet werden, welche möglichst die durch die unregelmässige Massen- und Dichteverteilung verursachten Störungen berücksichtigt.

Dabei spielt der Begriff der *Äquipotentialflächen* eine zentrale Rolle. Alle in der Vermessung verwendeten Instrumente werden mit Senkloten oder Libellen nach diesen Äquipotentialflächen ausgerichtet. Der Unterschied zu den geometrisch definierten Bezugsflächen wirkt sich in der Regel für die Bestimmung der Lagekoordinaten nur wenig aus, ist für die Bestimmung von absoluten Höhen aber von grosser Bedeutung. Diejenige Äquipotentialfläche, welche durch die theoretische mittlere Oberfläche der ruhenden Weltmeere verläuft, wird als *Geoid* bezeichnet und erhält heute mit der satellitengeodätischen Höhenbestimmung wie GPS eine hohe Bedeutung als Referenz für potentialtheoretisch strenge Höhen.

Die Mechanik lehrt, dass das Schwerfeld der Erde ein Kraftfeld ist, dessen Form durch die Gravitationskraft G_p und die Zentrifugalkraft Z_p bestimmt wird. Die Gravitationskräfte, welche auf einen Körper wirken, werden durch die Massenverteilung an der Erdoberfläche (Berge und Täler) und im Erdinnern (Dichteunterschiede) beeinflusst. Die Zentrifugalkräfte entstehen durch die Rotation der Erde um ihre eigene Achse. Sie lassen sich in einem Punkt P durch das Schwerepotential W_p als Summe der beiden Potentiale G_p (Gravitationspotential) und Z_p (Zentrifugalpotential) beschreiben.

$$W_p = G_p + Z_p = \Gamma \int \frac{dm}{d} + \frac{1}{2} \omega^2 r^2 \quad (2.2-1)$$

mit

- Γ = Gravitationskonstante
- dm = Massenelement = $\rho \cdot dV$ (Dichte x Volumenelement)
- d = räumlicher Abstand von dm zu P
- ω = Winkelgeschwindigkeit der Erdrotation
- r = Abstand von P zur Rotationsachse

Alle Punkte mit konstantem Schwerepotential W bilden Flächen im Raum, welche als *Äquipotentialflächen* oder oft auch als *Niveauflächen* bezeichnet werden. Das Geoid ist diejenige Äquipotentialfläche $W = W_0$, welche durch die ruhenden Weltmeere und ihre theoretische Fortsetzung unter den Kontinenten gebildet würde. Als anschauliche Fläche bildet das Geoid die wichtige

Höhenbezugsfläche für die Höhenbestimmung. Die *orthometrische Höhe* H , die Länge der Lotlinie (vgl. nachfolgendes Kapitel) vom Geoid zum Punkt P , entspricht einer möglichen Definition der Meereshöhe eines Punktes P (vgl. Kapitel 2.2.4 und 2.3.4).

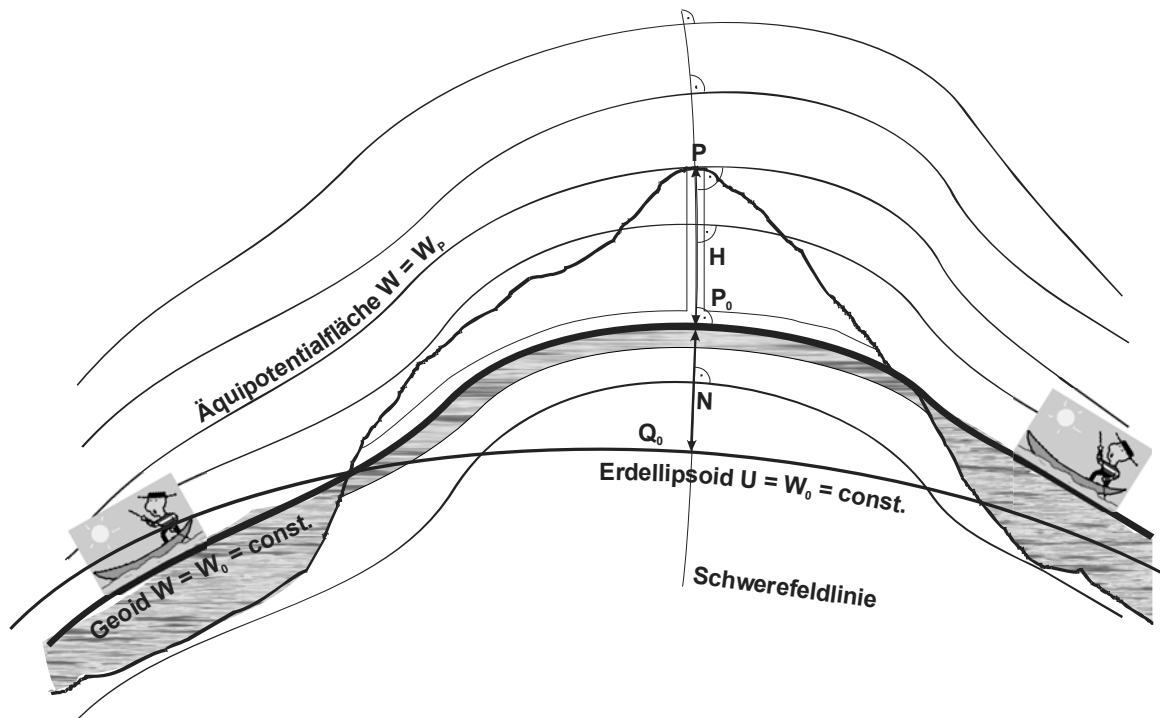


Abbildung 2.2-3: Schwerefeld, Äquipotentialflächen, Geoid, Ellipsoid und orthometrische Höhe H . Trotz der einfachen Anschaulichkeit des Geoids liegt die Schwierigkeit in der praktischen Realisierung der Punkte dieser Fläche und darin, dass sie keine analytische Fläche ist, also nicht mathematisch streng definiert werden kann. Reduziert man den Einfluss der Wellen und der Gezeiten durch Beobachtungen an Pegeln, so resultiert die mittlere Meeresoberfläche. Wegen der unterschiedlichen Dichte des Wassers infolge von Salzgehalt und Temperatur aber auch aufgrund von Meeresströmungen weicht diese Fläche um $\pm 1-3$ m von einer Äquipotentialfläche ab [Wirth 1990].

Der Betrag des Potentials auf dem Geoid wurde deshalb international festgelegt. Er beträgt im Global Reference System 1980 (GRS80) $6'263'686.0850 \text{ m}^2\text{s}^{-2}$ und entspricht dem Normalpotential U_0 auf dem GRS80-Ellipsoid [Moritz 1988] (Potential der Normalschwere).

2.2.3 Schwerevektor, Schwerfeldlinien und Lotlinie: aus dem Potential abgeleitete Hilfsgrößen

Die *Schwerfeldlinien* sind die Orthogonaltrajektorien zum Schwerepotential W und stehen somit normal zu den Äquipotentialflächen. Sie bilden räumliche Kurven, da die Niveaulinien im Allgemeinen nicht parallel sind. Die Tangenten an diese Schwerfeldlinien werden als *Lotlinien* bezeichnet. Der *Schwerevektor* g steht im Punkt P parallel zur Lotlinie. Er resultiert aus der Ableitung des Potentials W in Richtung der maximalen Änderung:

$$\vec{g} = \text{grad}(W) \quad (2.2-2)$$

Der Betrag des Schwerevektors wird als Schwere bezeichnet. Er lässt sich mit Absolut-Gravimetern messen.

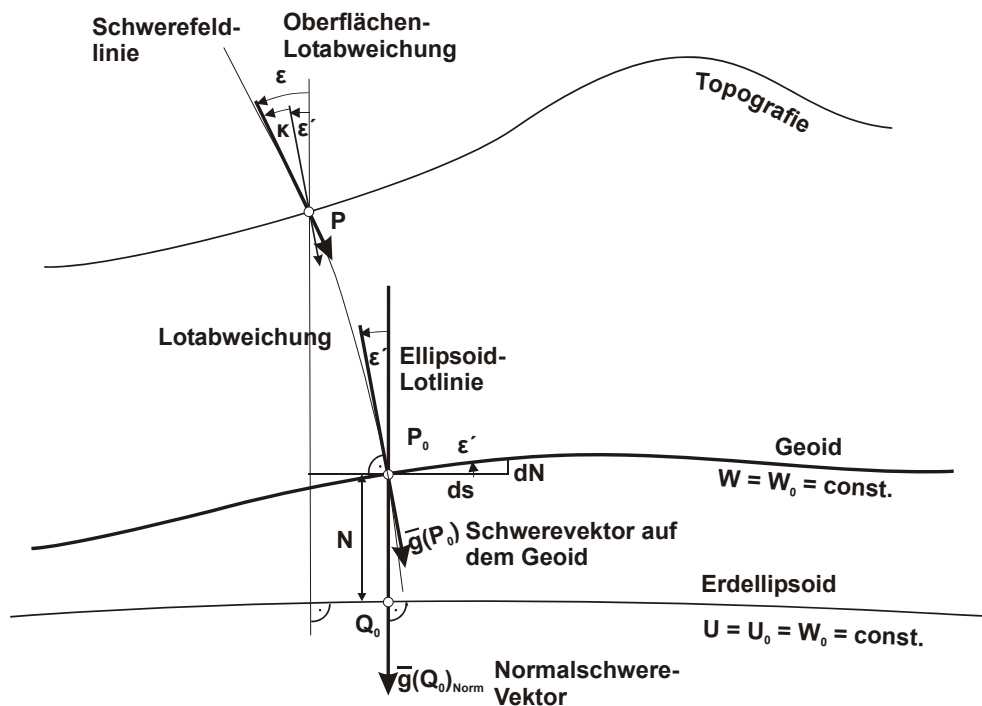


Abbildung 2.2-4: Schwerevektor, Normalschwerevektor, Lotabweichung und Lotkrümmung (nach [Wirth 1990])

2.2.4 Der Bezug zwischen den geometrischen und den physikalischen Höhensystemen

Um den Bezug zwischen den geometrischen und den physikalischen Höhensystemen an einem realen Beispiel darzustellen, benutzen wir die Definition des mittleren Erdellipsoids GRS80 (Global Reference System 1980), welches auch als Bezugsellipsoid des *IERS Terrestrial Reference System (ITRS)* des *International Earth Rotation Service* verwendet wird [Moritz 1988, Boucher and Altamini 1989]. Die elementaren Begriffe werden in den Graphiken Abbildung 2.2-4 und 2.2-5 veranschaulicht.

Das mittlere Erdellipsoid des GRS80 ist so festgelegt, dass es an seiner Oberfläche dasselbe Potential aufweist, wie das Geoid ($U_0 = W_0$; vgl. Kapitel 2.2.2). Zudem besitzt es die gleiche Winkelgeschwindigkeit, Gesamtmasse und den gleichen Schwerpunkt, wie sämtliche durch das Geoid begrenzten Massen.

Das Potential W_P eines Punktes P lässt sich nun aufteilen in einen *Normalanteil* resp. *Normalpotential* U_P , welcher vom mittleren Erdellipsoid verursacht wird und in einen *Störanteil* T_P , welcher durch die Unregelmäßigkeiten der Erdform und der Dichteverteilung entsteht. Als *Geoidundulation* N bezeichnet man den Abstand entlang der Ellipsoidnormalen zwischen dem Erdellipsoid und dem Geoid.

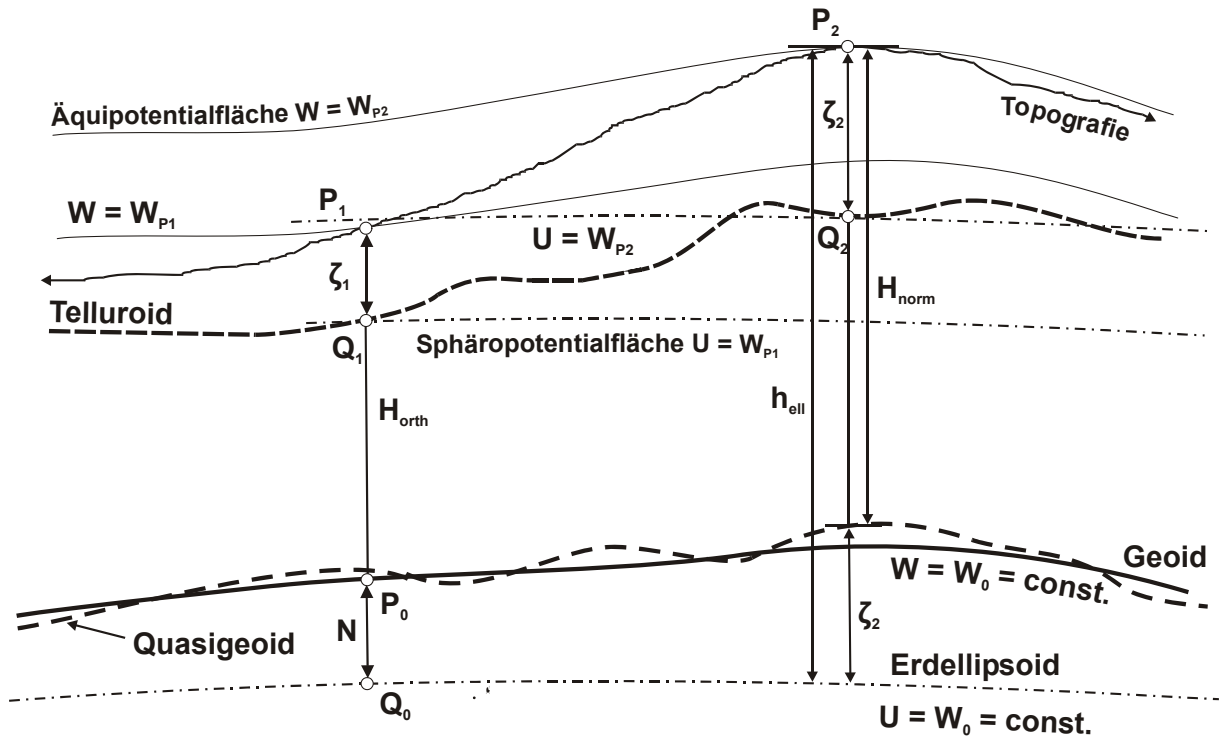


Abbildung 2.2-5: Schwere- und Normalpotential: die Bezugsflächen Geoid, Ellipsoid, Telluroid und Quasigeoid (nach [Wirth 1990]).

Wie beim Erdschwerefeld ergeben sich auch beim Erdellipsoid Äquipotentialflächen, nämlich die Flächen mit konstantem Normalpotential U . Die *Ellipsoidnormalen* bilden dabei die Orthogonaltrajektorien, welche streng genommen ebenfalls gekrümmte Linien im Raum sind. Der *Normalschwerevektor* \vec{g}_{norm} ergibt sich, indem in Formel 2.2-2 anstelle des Schwerepotentials W_P das Normalpotential U_P eingesetzt wird:

$$\vec{g}_{norm} = grad(U) \quad (2.2-3)$$

Der Winkel zwischen dem Normalschwerevektor und dem Schwerevektor bezeichnet man als *Lotabweichung* ε (s. Abb. 2.2-4). Der Winkel ist an der Erdoberfläche in Punkt P und auf dem Geoid in Punkt P_0 im Allgemeinen nicht identisch. Man unterscheidet die *Oberflächenlotabweichung* ε und die *Lotabweichung auf dem Geoid* ε' . Die Differenz zwischen diesen Winkeln wird als *Lotkrümmung* κ bezeichnet.

Im Allgemeinen sind das Potential W_P und das Normalpotential U_P eines Punktes P an der Erdoberfläche nicht identisch. Die Äquipotentialfläche des Erdellipsoids (Sphäropotentialfläche²) mit demselben Schwerepotential $U = W_P$ verläuft durch einen von P unterschiedlichen Punkt Q . Den Abstand zwischen diesen beiden Punkten bezeichnet man als *Höhenanomalie* ζ .

² Sphäropotentialflächen sind mit Ausnahme der Randfläche des Erdellipsoids keine Ellipsoide.

Trägt man von der Erdoberfläche alle Höhenanomalien ζ ab resp. sucht man alle Punkte Q, für welche das Normalpotential identisch ist mit dem Schwerepotential des darüber liegenden Punktes P an der Erdoberfläche, so resultiert mit dem *Telluroid* eine weitere Bezugsfläche. Entsprechend bildet das *Quasigeoid* jene Fläche die entsteht, wenn die Höhenanomalien zur Ellipsoidoberfläche addiert werden.

Anhand Abbildung 2.2-5 lassen sich bereits drei unterschiedlichen Höhenarten erkennen, welche im Kapitel 2.3 noch näher erläutert werden. Als *orthometrische Höhe* H_{orth} bezeichnet man die Länge der gekrümmten Lotlinie vom Geoid (P_0) bis zum Punkt P auf der Topographie. Die Länge der Linie vom Fusspunkt auf dem Quasigeoid bis zum Punkt P wird dementsprechend als *Normalhöhe* H_{norm} definiert. Die *ellipsoidische Höhe* h_{ell} entspricht der Länge der Ellipsoid-Lotlinie zwischen dem Fusspunkt Q_0 auf dem Ellipsoid und dem Punkt P.

Sowohl die Schwerefeldlinien und wie auch die Ellipsoid-Lotlinien sind gekrümmte Linien. In der Praxis ist die Abweichung zur Geraden vernachlässigbar klein. In [Wirth 1990] wurde anhand eines Extrembeispiels in der Schweiz (orthometrische Höhe 3000m, $\varepsilon_p = 60''$, $\varepsilon_0 = 30''$) nachgewiesen, dass die Differenz zwischen der Länge der gekrümmten Schwerefeldlinie und derjenigen der Sehne im Mikrometerbereich liegt!

Zur Umrechnung dieser drei Höhenarten gelten die folgenden einfachen jedoch für die weiteren Betrachtungen in dieser Publikation wichtigen Beziehungen:

$$\boxed{h_{ell} = H_{orth} + N = H_{norm} + \zeta} \quad (2.2-4)$$

Was zur anschaulicheren Betrachtung gegenüber dem mittleren Erdellipsoid dargelegt wurde, kann auch gegenüber einem lokalen Ellipsoid, wie es üblicherweise in der Landesvermessung verwendet wird, berechnet werden.

Weltweit differieren die Undulationen N um ± 100 m vom globalen Referenzellipsoid [Geiger 1990]. Innerhalb der Schweiz weicht das Geoid um $\pm 3-4$ m vom entsprechenden Ellipsoid ab [Marti 2002]. Da mit moderner satellitengeodätischer Höhenbestimmung (GPS, GLONASS etc.) ellipsoidische Höhen h oder ellipsoidische Höhendifferenzen resultieren, ist aufgrund der Formel 2.2-4 die Bedeutung des Geoids nicht nur als Höhenbezugsfläche ersichtlich. Nur mit den Kenntnissen über die Geoidundulationen (oder Höhenanomalien) können mit GPS potentialtheoretisch strenge Höhen bestimmt werden.

2.3 Höhenarten

Nach den potentialtheoretischen Betrachtungen zu den Höhenbezugsflächen widmet sich das folgende Kapitel der Definition und Herleitung der unterschiedlichen Höhenarten. Mit der Herleitung der strengen Formeln zur Berechnung dieser Höhen nähert sich das Kapitel der praktischen Realisierung eines Höhenrahmens mit den klassischen und modernen Messmethoden der Geodäsie.

Die wesentlichen Grundlagen und Terminologien wurden der Publikation von [Wirth 1990] entnommen, welche sich vor allem an [Bäschlin 1948] anlehnt.

2.3.1 Nivellementhöhen und Gebrauchshöhen

In der allgemeinen Vermessungskunde bezieht man die Höhenbestimmung näherungsweise auf Niveaulflächen, die konzentrische Kugeln und damit Parallellflächen sind und berücksichtigt im Normalfall die Erdkrümmung. Wie in Kapitel 2.2.3 dargelegt, sind die tatsächlichen Niveaulflächen des Erdschwerefeldes keine Parallellflächen.

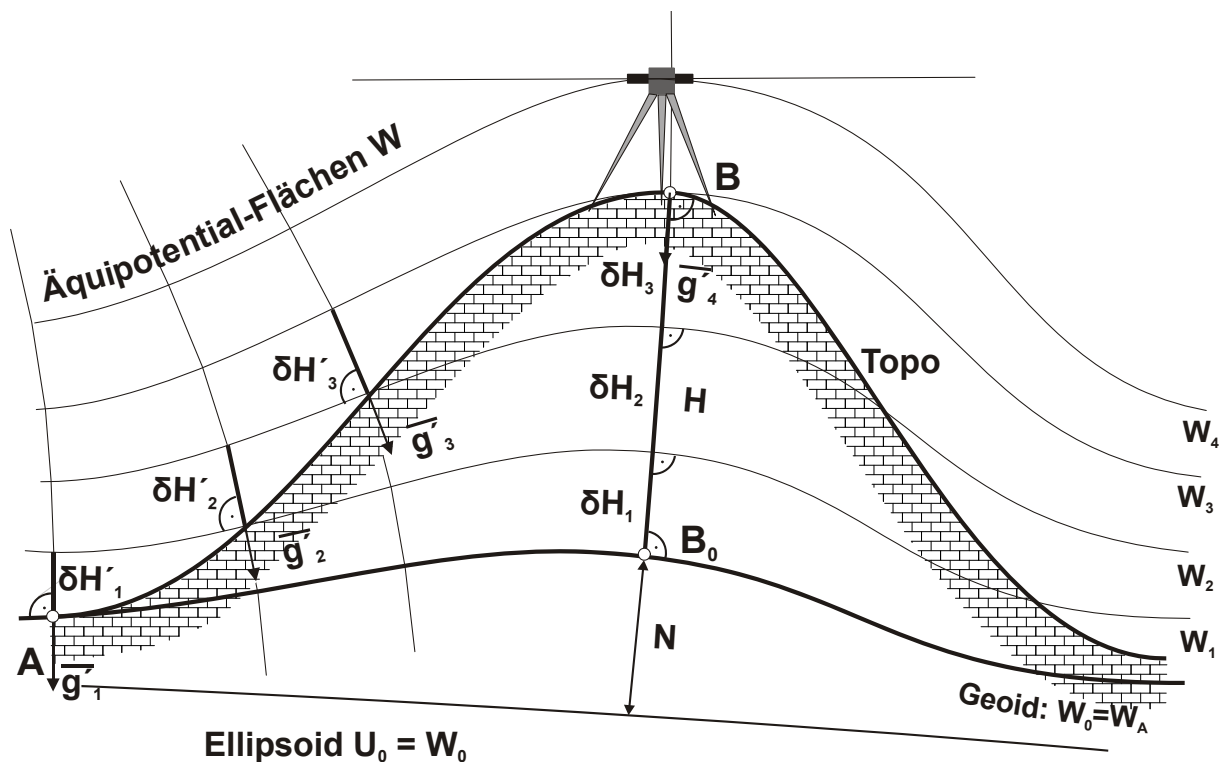


Abbildung 2.3-1: Nivellement und Äquipotentialflächen

Um den Unterschied zwischen *Nivellementhöhen* (oft auch *geometrische Höhen* genannt) und orthometrischen Höhen schematisch darzustellen, stellt man sich entlang der Bergflanke die durch die Lattenumstellpunkte gelegten, gekrümmten Äquipotentialflächen vor, welche die Schwerefeldanomalien symbolisieren. Wird nun entlang der Topographie zwischen dem Punkt A, welcher auf dem Geoid liegt, und dem Punkt B nivelliert, so resultiert die Nivellementhöhe vom Punkt B zu:

$$H_B^{(niv)} = H_A + \Delta H_A^B = H_A + \sum \delta H_i' \quad (2.3-1)$$

wobei jeweils der zweite Term der Gleichung 2.3-1 der rohen Nivellementhöhendifferenz entspricht.

Die orthometrische Höhe (vgl. 2.3.4) des Punktes B entspricht bekanntlich der Länge der Lotlinie von B_0 bis B und resultiert als:

$$H_B^{(orth)} = H_{B_0} + \sum \delta H_i = H_A + \sum \delta H_i \quad (2.3-2)$$

Nivellementhöhen sind keine eindeutigen, streng definierten Höhen. Aus der Abb. 2.3-1 ist deutlich erkennbar, dass die Nivellementhöhendifferenz vom gewählten Weg abhängig ist. Selbst wenn man fehlerfrei über eine geschlossene Schleife nivelliert, so wird aufgrund der Schwerefeldanomalien als Abschlussfehler nicht Null resultieren, sondern ein berechenbarer *theoretischer Schleifenschluss*. Die Differenz zwischen der Nivellementhöhe und der orthometrischen Höhe des Punktes B bezeichnet man als die *orthometrische Korrektur E* (vgl. Kapitel 2.3.9).

Die Nivellementhöhen haben wegen der Einfachheit der Methode und der hohen Nachbargenauigkeit der Bestimmung für die alltäglichen Vermessungsarbeiten nach wie vor eine sehr grosse Bedeutung. Für lokale Arbeiten sind die Unterschiede zu den potentialtheoretisch strengen Höhen meist vernachlässigbar klein. Erst auf Stufe der Landesvermessung und insbesondere im Alpenraum, wo die Beträge der Schleifenschlussfehler diejenigen der Messgenauigkeit des Nivellements übersteigen, ist die strenge Reduktion des geometrischen Nivellements aufgrund der Einflüsse des Schwerefeldes resp. die Einführung potentialtheoretisch strenger Höhen angebracht.

Das bestehende Landeshöhennetz der Schweiz LN02, welches durch die Schleifen des Landesnivellements gebildet wird, ist im Prinzip ein reines Nivellementhöhenetz. Durch das Einzwängen der unreduzierten Nivellementmessungen in Knotenwerte älterer Herkunft spricht man auch von *Gebrauchshöhen*, ein Begriff, welcher sich auch in Österreich etabliert hat [Zeger 1986]. Anstrengungen zur strengen Reduktion dieses Netzes wurden im Laufe des 20. Jahrhunderts mehrmals unternommen. Erst das Aufkommen der satellitengeodätischen Messmethode GPS Ende der 80er-Jahre stellt neue potentialtheoretische Anforderungen an ein präzises Geoidmodell und an ein entsprechendes Landeshöhennetz (vgl. Kapitel 5 und 6).

2.3.2 Die geopotentiellen Koten C

Während in älteren Lehrmitteln die potentialtheoretisch strengen Höhenarten oft mit den Korrekturen des geometrischen Nivellements erklärt wurden, nähern sich die neueren Definitionen über die *geopotentiellen Koten* an.

Aus der Physik ist bekannt, dass die Potentialdifferenz ΔW zwischen zwei benachbarten Äquipotentialflächen der zu leistenden Arbeit entspricht, um eine Einheitsmasse von der einen

Niveaufläche auf die andere zu bringen. Liegt wie in Abb. 2.3-1 der Punkt A auf dem Geoid, so stellt $C_B = -\Delta W$ die geopotentielle Kote von B dar:

$$C^B = -\Delta W_{AB} = -(W_B - W_A) = -(W_B - W_{B_0}) = \sum g'_i \delta H'_i = \int_{B_0}^B g dH \quad (2.3-3)$$

Dabei gilt für die Ableitung des Schwerepotentials W in Richtung der äusseren Flächennormalen der Niveaufläche \vec{n} die Differentialgleichung $dW = -g \cdot dn$. Damit wird der Zusammenhang zwischen dem Potentialunterschied als physikalische Grösse und dem Höhenunterschied benachbarter Niveauflächen als geometrische Grösse hergestellt. Als eigentliche Potentialdifferenzen weisen die geopotentiellen Koten die Einheit m^2s^{-2} auf, was der Gewohnheit widerspricht, Höhenunterschiede als Längenmass zu betrachten. In der Geodäsie wählt man als gebräuchliche Einheit die sog. *geopotentielle Einheit*:

$$1 \text{ GPU (geopotential unit)} = 10 \text{ m}^2\text{s}^{-2},$$

da sonst die Koten gegenüber den metrischen Differenzen einen Massstabsfaktor von ca. 9.8 aufweisen würden.

Die geopotentiellen Koten können mit Nivellement- und Schweremessungen hypothesenfrei berechnet werden. Sie weisen die vorzügliche Eigenschaft auf, unabhängig vom gewählten Messweg zu sein (was letztendlich dem physikalischen Grundgesetz der Energie entspricht), sodass auch keine theoretischen Schleifenschlussfehler entstehen. Die einheitlichen europäischen Nivellementnetze des UELN (United European Levelling Net) werden deshalb aufgrund der Potentialdifferenzen, welche die einzelnen Länder aus ihren Landesnivellementnetzen abliefern, ausgeglichen und die Knotenpunkte als geopotentielle Koten publiziert (vgl. Kapitel 6.3).

Das gleiche Verfahren wird bei den Berechnungen des neuen Landeshöhennetzes der Schweiz LHN95 angewendet. Um die Schleifenschlussfehler zu umgehen, erfolgt die eigentliche Ausgleichung des Nivellementnetzes mit Hilfe von Potentialdifferenzen und die gesuchten Höhen der Fixpunkte resultieren zuerst in Form von geopotentiellen Koten.

Wegen dem Nachteil des nichtmetrischen Höhensystems finden die geopotentiellen Koten keinen Eingang in die praktische Landesvermessung. Sie müssen durch einen geeigneten Schwerewert dividiert und dadurch in ein metrisches System transformiert werden.

2.3.3 Die dynamischen Höhen H^D

Die *dynamischen Höhen* werden aus den geopotentiellen Koten gewonnen, indem man diese durch den konstanten *Normalschwerewert auf 45° Breite und Meereshöhe 0* dividiert:

$$H^D = \frac{1}{g_{norm}^{45^\circ}} \sum g'_i \cdot \delta H'_i = \frac{C}{g_{norm}^{45^\circ}} \quad (2.3-4)$$

wobei der Normalschwerewert auf Breite 45° 9.806199 ms^{-2} beträgt.

Äquipotentialflächen des Schwerfeldes (Niveaulächen) haben somit dieselbe dynamische Höhe. Sie sind wie die geopotentiellen Koten widerspruchs- und hypothesenfrei. Da die Oberfläche eines ruhenden Gewässers sich einer Niveauläche angleicht, wären die dynamischen Höhen das geeignete Höhensystem für alle hydrologischen Anwendungen.

Nebst der Parallelität zu den Niveaulächen besitzen die dynamischen Höhen aber keine geometrische Bedeutung. In Gebieten mit grossen Höhendifferenzen (z.B. Alpenraum) oder mit wesentlichen Abweichungen zur 45° Breite weisen sie beträchtliche Massstabsdifferenzen zum geometrischen Nivellement auf. Daher fanden sie auch nie Eingang in die praktische Landesvermessung.

2.3.4 Die Normalhöhen H^N

Man kann sich den breiten- und höhenabhängigen Massstabsverzerrungen der dynamischen Höhen entziehen, wenn man anstelle der Normalschwere auf 45° Breite und Meereshöhe 0 die mittleren Normalschweren entlang der Lotlinie verwendet.

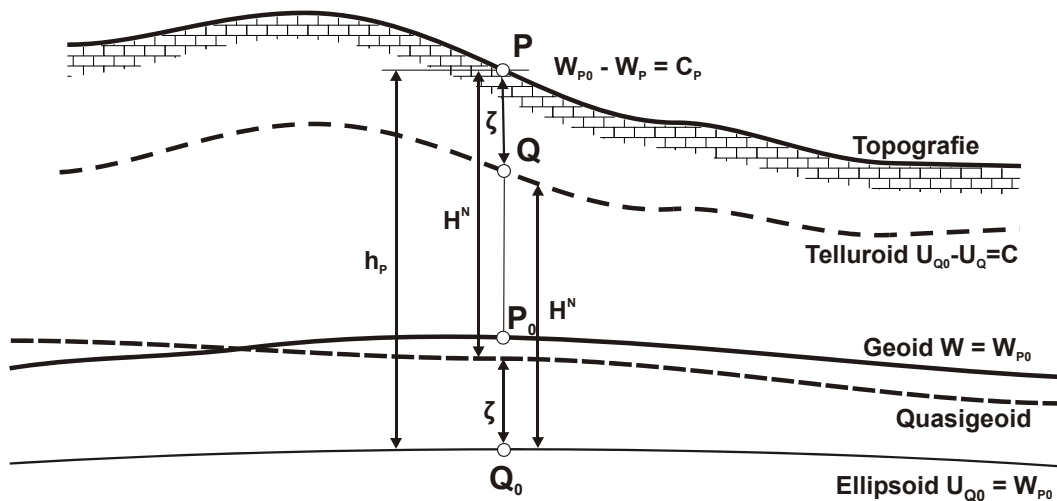


Abbildung 2.3-2: geometrische Bedeutung der Normalhöhe H^N und der Höhenanomalie ζ .
W: Potential im aktuellen Schwerfeld; U: Potential des Erdellipsoids.

$$H^N = \frac{1}{\bar{g}_{norm}^{(P)}} \sum_i g'_i \cdot \delta H'_i = \frac{C_P}{\bar{g}_{norm}^{(P)}}$$

$$\bar{g}_{norm}^{(P)} = \frac{1}{H^N} \int_0^{H^N} g_{norm}^{(\varphi, H)} dH^N \quad (2.3-5)$$

Die mittlere Normalschwere entlang der Lotlinie in Formel 2.3-5 kann nach [Heiskanen und Moritz 1967] und [Marti 2002] aus der Normalschwereformel und der Freiluftkorrektur gerechnet werden:

$$\begin{aligned} \bar{g}_{norm}^{(P)} = g_{\ddot{A}qu} \frac{1 + \left(\frac{b \cdot g_{Pol} - 1}{a \cdot g_{\ddot{A}qu}} \right) \sin^2 \varphi}{\sqrt{1 - \frac{a^2 - b^2}{a^2} \sin^2 \varphi}} \\ - g_{\ddot{A}qu} \cdot \frac{H^N}{2a} \left(2 + 2.4 \frac{a-b}{a} + 0.8 \frac{g_{Pol} - g_{\ddot{A}qu}}{g_{\ddot{A}qu}} + 2 \left(\frac{g_{Pol} - g_{\ddot{A}qu}}{g_{\ddot{A}qu}} - 2 \frac{a-b}{a} \right) \sin^2 \varphi - 3 \frac{H^N}{a} \right) \end{aligned} \quad (2.3-6)$$

mit $\bar{g}_{norm}^{(P)}$ = mittlere Normalschwere in der Lotlinie
 $g_{\ddot{A}qu}$ = Normalschwere am Äquator = 9.780 326 7715 ms⁻²
 g_{Pol} = Normalschwere am Pol = 9.832 186 3685 ms⁻²
 a = grosse Halbachse des Ellipsoids = 6'378'137.0 m
 b = kleine Halbachse des Ellipsoids = 6'356'752.3141 m
 φ = geodätische Breite
 H^N = Normalhöhe [Werte aus GRS80]

Der 1. Term entspricht dabei der Normalschwere auf dem Ellipsoid; der zweite Term der halben Freiluftkorrektur. Ohne den Faktor $\frac{1}{2}$ im zweiten Term resultiert die Formel für die Normalschwere auf Höhe H und Breite φ .

Die mittlere Schwere entlang der Lotlinie ist somit einzig von den Definitionen des geodätischen Referenzsystems (hier GRS80), der geodätischen Breite und der Normalhöhe abhängig, ohne dass die Dichteverteilung im Erdinneren bekannt sein muss. Die Normalhöhe tritt selbst als Parameter auf, obwohl sie eigentlich die ursprünglich gesuchte Grösse ist. Für praktische Anwendungen genügen dafür Näherungen oder iterative Bestimmungen.

Wie bereits im Kapitel 2.2.4 aufgezeigt und in der Abbildung 2.3-2 dargestellt, entspricht die Normalhöhe der Höhe eines Punktes P über dem Quasigeoid resp. der Höhe des Telluroidpunktes Q über dem Erdellipsoid. Der Zusammenhang mit dem eigentlichen Geoid kann nur über das Erdellipsoid aufgezeigt werden.

Mit der Definition für das Potential des Erdellipsoids (U_P) gilt:

$$C_P = W_{P_0} - W_P = (W_{P_0} - U_P) - (W_P - U_P) = (U_{Q_0} - U_P) - (W_P - U_P)$$

mit der Definition des Störpotentials $T_P = W_P - U_P$ und der ellipsoidischen Höhe h_P (vgl. 2.3-14) folgt:

$$C_P = \bar{g}_{Norm}^{(P)} \cdot h_P - T_P \quad (2.3-7)$$

und durch dividieren mit $\bar{g}_{Norm}^{(P)}$ erhalten wir gemäss 2.3-5 die Normalhöhe H^N .

Aus der Bedingung $H^N = h_P - \zeta_P$ und 2.3-7 folgt eine andere Betrachtungsweise der Höhenanomalie resp. der Quasigeoidhöhe über dem Erdellipsoid:

$$\zeta_P = \frac{T_P}{\bar{g}_{Norm}^{(P)}} \quad (2.3-8)$$

Flächen gleicher Normalhöhe sind im Allgemeinen keine Äquipotentialflächen mehr. Die Normalhöhen weisen aber den Vorteil auf, dass sie einfach und einzig aus den Positionen der Punkte und den geopotentiellen Knoten abgeleitet werden können. Sie werden deshalb in vielen Ländern Osteuropas verwendet und sind Bestandteil der offiziellen Höhensysteme der Nachbarländer Deutschland [LV-Info 2004] und Frankreich [Levallois et Maillard 1970], [Levallois 1970].

In Gebieten mit grossen Schwereanomalien weichen die Normalhöhen stark von den orthometrischen Höhen ab. Die Höhenanomalien sind streng mit der Topografie korreliert. Dies ist einer der Hauptgründe, wieso die Normalhöhen nicht für das neue Landeshöhennetz der Schweiz (LHN95) verwendet wurden.

2.3.5 Die orthometrischen Höhen H

Im Gegensatz zu den Normalhöhen beziehen sich die *orthometrischen Höhen* auf die tatsächlichen mittleren Schwestern entlang der Lotlinie (\bar{g}):

$$H_B = \frac{1}{\bar{g}^{(B)}} \int_0^H g dH = \frac{1}{\bar{g}^{(B)}} \int_0^H g' dH' = \frac{1}{\bar{g}^{(B)}} \sum_i g'_i \cdot \delta H'_i = \frac{C}{\bar{g}^{(B)}} \quad (2.3-9)$$

Die orthometrische Höhe entspricht der tatsächlichen Länge der gekrümmten Lotlinie vom Fusspunkt B_0 auf dem Geoid bis zum Punkt B (vgl. Abb. 2.3-1 und Formel 2.3-2). Wegen der Anschaulichkeit und der Definition anhand der realen Schwereverhältnisse werden die orthometrischen Höhen oft auch als die '*wahren Meereshöhen*' bezeichnet [Niethammer 1932, 1945].

Die mittlere Schwere entlang der Lotlinie ist weder theoretisch streng herleitbar noch praktisch messbar. Dazu müsste ein Schacht von der Oberfläche des Punktes B bis auf Geoidhöhe abgeteuft werden, um darin die tatsächlichen Schwestern zu messen. Sie kann aber aus der beobachteten Schwere an der Oberfläche und mit Hypothesen über die Massen- und Dichteverteilung im Erdinneren berechnet werden. [Wirth 1990] hat dazu eine entsprechende Formel hergeleitet, welche auch in [Marti 1997 und 2002] verwendet wurde und die Grundlage für die in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Berechnungen ist:

$$\bar{g}^P = g_{beob}^P + \frac{1}{2} g_{frei}^P - g_{Modelle}^P - \frac{T_{Modelle}^P - T_{Modelle}^0}{H_P} \quad (2.3-10)$$

Dabei bedeuten:

- g_{beob}^P = beobachteter Oberflächenschwerewert in Punkt P
- g_{frei}^P = Freiluftkorrektur in Punkt P
- $g_{Modelle}^P$ = Wirkung der Massenmodelle auf den Betrag des Schwerevektors in Punkt P

$T_{Modelle}^P$ = Wirkung der Massenmodelle auf das Potential in Punkt P (Störpotential in P)

$T_{Modelle}^0$ = Wirkung der Massenmodelle auf das Potential auf Höhe 0

Die Formel ist in der Praxis nur dann streng gültig, wenn alle Massen, welche unterschiedliche Wirkungen auf das Potential im Punkt P und auf Geoidhöhe verursachen, tatsächlich in den Modellen erfasst sind. Die in dieser Arbeit zur Berechnung der orthometrischen Höhen verwendeten Massen sind identisch mit denjenigen für die Geoidbestimmung in [Marti 2002] und werden in einem separaten Kapitel 9 näher vorgestellt.

Bis auf den Spezialfall des Geoids (orthometrische Höhe 0) sind die Flächen gleicher orthometrischer Höhen keine Äquipotentialflächen.

Noch werden die orthometrischen Höhen in den einzelnen Ländern eher selten gebraucht. Die exakten Kenntnisse über die Massenverteilungen sind oft nicht vorhanden und der Unterschied in flachen Gebieten zwischen den Normalhöhen und den orthometrischen Höhen ist zu unbedeutend, als dass sich die aufwändigere Berechnung rechtfertigen würde.

In den topographisch anspruchsvolleren Alpengebieten überzeugen die orthometrischen Höhen durch den Unterschied zu den ellipsoidischen Höhen, welcher mit einer regelmässigeren, ruhig verlaufenden und dadurch einfach interpolierbaren Geoidfläche modelliert werden kann (vgl. a. Kapitel 6.2.2.1). Neben der Verwendung in der vorliegenden Arbeit für die strenge Berechnung der Höhen der neuen Landesvermessung in der Schweiz ist der Gebrauch der *strengen* orthometrischen Höhen nur von der Österreichischen Landesvermessung bekannt [Höggerl 1986].

2.3.6 Die Helmert'sche orthometrische Höhe

Wegen der aufwändigen und auf Hypothesen beruhenden Berechnung werden in der Praxis die strengen orthometrischen Höhen eher selten verwendet. Stattdessen wird für die mittlere Schwere entlang der Lotlinie eine Näherungsformel eingesetzt, welche in flachem Gelände eine geeignete Annäherung darstellt. Die Formel geht davon aus, dass jede Station auf einer ebenen Platte liegt, welche eine konstante Gesteinsdichte aufweist. Ohne Herleitung ergibt sich dadurch die *Helmert'sche orthometrische Höhe* zu:

$$H = \frac{1}{g_{beob}^P + 0.0424 \cdot H} \cdot \sum_i g'_i \cdot \delta H'_i = \frac{C}{g_{beob}^P + 0.0424 \cdot H} \quad (2.3-11)$$

2.3.7 Normal-orthometrische und sphäroidische Höhen

Werden bei der Bestimmung der Helmert'schen Höhen (s. 2.3-11) die beobachteten Schwere g'_i durch Normalschwerewerte ersetzt, entsteht ein weiterer Spezialfall, nämlich die *normal-orthometrischen Höhen*:

$$H = \frac{1}{g_{norm}^P + 0.0424 \cdot H} \cdot \sum_i g_{norm}^{(\varphi_i, H_i)} \cdot \delta H_i' \quad (2.3-12)$$

Wenn bei der Bestimmung von Normalhöhen (s. 2.3-5) anstelle der gemessenen Schweren g_i' die Normalschwerewerte verwendet werden, resultieren die *sphäroidischen Höhen*:

$$H = \frac{1}{\bar{g}_{norm}^{(P)}} \cdot \sum_i g_{norm}^{(\varphi_i, H_i)} \cdot \delta H_i' \quad (2.3-13)$$

Bei beiden Höhenarten erfolgt die Herleitung nicht mehr über die geopotentiellen Koten C. Die Höhen haben keinen direkten Bezug zum Erdschwerefeld sondern stützen sich auf die Äquipotentialflächen eines von einem Erdellipsoid verursachten Normalschwerefeldes.

Sphäroidische wie auch die normal-orthometrischen Höhen gründen auf den Normalschweren (vgl. Formel 2.3-6) und haben vor allem eine historische Bedeutung. In vielen Ländern, welche über keine oder nur wenige Schweremessungen verfügten, waren die Berechnungen und die Reduktionen der Nivellementmessungen in Form von sphäroidischen Korrekturen ohne weiteres anwendbar (vgl. Kapitel 2.3.10). Normal-orthometrische Höhen wurden beispielsweise in den Bundesländern der ehemaligen BRD bis vor kurzem verwendet. Die AdV (Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland) hat aber bereits 1993 beschlossen, in allen Bundesländern das Normalhöhenystem einzuführen. (z. B. Schneid und Meichle 2005).

Analog zu den sphäroidischen Höhen oder den normal-orthometrischen Höhen könnte man auch *normal-dynamischen Höhen* berechnen. In der älteren Literatur wie [Bäschlin 1948] finden sich dazu auch Definitionen und Formeln zur entsprechenden Reduktion der Nivellementmessungen.

2.3.8 Die ellipsoidische Höhe, die Geoidundulation N und die Höhenanomalie ζ

Die *ellipsoidische Höhe* h_P eines Punktes P ist definiert als der Abstand des Punktes P vom Referenzellipsoid. Dieses System ist rein geometrisch festgelegt und unterliegt dadurch keinen Einflüssen des tatsächlichen Schwerefeldes oder der zeitlichen Schwerefeldänderungen. Die ellipsoidischen Höhen werden somit nicht zu den eigentlichen physikalischen Höhensystemen gezählt. Die ellipsoidische Höhe kann trotzdem als Differenz des Normalschwerepotentials U dargestellt werden (vgl. Abb. 2.3-2):

$$h_P = \frac{-(U_P - U_0)}{\bar{g}_{norm}^{(P)}} \quad (2.3-14)$$

Die ellipsoidischen Höhen haben enorm an Bedeutung gewonnen, weil sie mit den satellitengeodätischen Methoden direkt gemessen werden können. Eine der aktuellen Herausforderungen der Geodäsie ist deshalb die exakte Geoidbestimmung, um den Bezug zum Schwerefeld und den nationalen Höhensystemen zu gewährleisten. Wie bereits in 2.2-4 erwähnt, bestehen zwischen

den ellipsoidischen, den orthometrischen und den Normalhöhen die einfachen aber wichtigen Zusammenhänge:

$$h_{ell} = H_{orth} + N = H_{norm} + \zeta \quad (2.2-4)$$

2.3.9 Die Reduktion des Nivellements: Schleifenschluss und orthometrische Korrektur

In der klassischen Landesvermessung führte die Berechnung von "wahren" (orthometrischen) Höhen mit Hilfe von Nivellement- und Schweremessungen nicht wie in Kapitel 2.3.2 angedeutet über die geopotentiellen Koten, sondern über die sog. Reduktion und Ausgleichung der Nivellements. In [Schürer 1944] wurden die Ausgleichung der 18 Hauptpolygone des schweizerischen Landesnivellements (vgl. Abb. 6.5-1) und die Berechnung ausgewählter orthometrischer Höhen in ausgezeichneter Weise beschrieben. Das Verfahren kann in drei Schritte aufgeteilt werden:

1. Berechnung der *theoretischen Schleifenschlüsse* der 18 Nivellementschlaufen
2. Verteilung der *beobachteten Schleifenschlüsse* (bedingte Ausgleichung) auf die 48 Polygonseiten der 18 Nivellementschlaufen. Daraus resultieren die ausgeglichenen Nivellementhöhen.
3. Berechnung der *orthometrischen Korrekturen* zur Reduktion der ausgeglichenen Nivellementhöhen in orthometrische Höhen.

Im Folgenden werden die wesentlichen Formeln zur Herleitung der Grössen in Schritt 1 und 3 wiedergeben.

2.3.9.1 Der Schleifenschluss beim Nivellement

Wie in den Kapiteln 2.3.1 und 2.3.2 angedeutet, ist die Summe der gemessenen Höhendifferenzen einer geschlossenen Nivellementschleife nicht gleich Null. Die Summe dieser gemessenen Höhendifferenzen ergibt den *beobachteten Schleifenschluss* w_0 , welcher natürlich auch von den zufälligen Fehlern der Messungen beeinflusst ist (vgl. Abb. 2.3-1):

$$\sum_A^{P=A} \delta H_i' = w_0 \quad (2.3-15)$$

Unter der Annahme fehlerfreier Messungen bezeichnet man die Summe aus Formel 2.3-15 als den *theoretischen Schleifenschluss* z_0 . Um z_0 herzuleiten, bedienen wir uns der Definition, dass die Summe der Potentialdifferenzen Null ist:

$$\sum_A^{P=A} g_i' \delta H_i' = 0 \quad (2.3-16)$$

Unter Zuhilfenahme einer beliebigen Konstanten $g_0 \neq 0$, der Bildung der Differenz:

$$g_i = g_0 + (g_i - g_0)$$

und der Annahme, dass die beobachteten Höhendifferenzen $\delta H'_i$ frei von zufälligen Messfehlern sind, kann die Gleichung 2.3-16 folgendermassen umgeschrieben werden:

$$\sum_A^{P=A} (g_0 + (g'_i - g_0)) \delta H'_i = g_0 \sum_A^{P=A} \delta H'_i + \sum_A^{P=A} (g'_i - g_0) \delta H'_i = g_0 z_0 + \sum_A^{P=A} (g'_i - g_0) \delta H'_i = 0$$

und somit gilt für den theoretischen Schleifenschluss z_0 :

$$z_0 = -\frac{1}{g_0} \sum_A^{P=A} (g'_i - g_0) \delta H'_i \quad (2.3-17)$$

wobei anstelle der gemessenen Höhendifferenzen $\delta H'_i$ auch genäherte Werte eingesetzt werden können.

Wie bereits in [Jung 1957] postuliert, sollte die immer noch verwendete Bezeichnung "theoretischer (Schleifen-)Schlussfehler" vermieden werden, da es sich bei z_0 nicht um einen Fehler handelt. Allenfalls als Schlussfehler könnte die Differenz $w = w_0 - z_0$ benannt werden, da sie den Unterschied zwischen beobachtetem und theoretischem Schleifenschluss darstellt und bei entsprechender Sorgfalt in den Messungen nur noch eine Folge der zufälligen Fehler mit dem Erwartungswert $E(w) = 0$ ist. [Niethammer 1945] verwendete dazu den bezeichnenden Wert *Widerspruch*.

Der Teil der Oberflächenschwere g , welcher sich als rationale Funktion der Höhe darstellen lässt, liefert keinen Beitrag zum theoretischen Schleifenschluss z_0 . Denkt man sich nämlich g zerlegt in einen höhenabhängigen Teil $g(H)$ und einen Restbetrag g_r , sodass $g = g(H) + g_r$, dann resultiert aus 2.3-17:

$$z_0 = -\frac{1}{g_0} \sum_A^{P=A} (g'_i(H) + g_{i,r} - g_0) \delta H'_i = -\frac{1}{g_0} \sum_A^{P=A} (g_{i,r} - g_0) \delta H'_i - \frac{1}{g_0} \sum_A^{P=A} g'_i(H) \delta H'_i$$

$$z_0 = -\frac{1}{g_0} \sum_A^{P=A} (g_{i,r} - g_0) \delta H'_i$$

da das zweite Glied über eine geschlossene Schlaufe den Wert 0 ergibt. Bereits aus [Helmert 1890] wusste man, dass die Höhenabhängigkeit der gravimetrischen Beobachtungen keinen Einfluss auf den theoretischen Schleifenschluss hat (vgl. auch [Jung 1957]). Dies ist auch ein wichtiger Anhaltspunkt, wieso selbst im Hochgebirge mit grossen Höhenunterschieden die Schleifenschlüsse verhältnismässig klein bleiben (vgl. Kapitel 7.6.3).

Ersetzt man in Formel 2.3-17 die gemessenen Schweren durch Normalschwerewerte, so resultiert der sog. *sphäroidische* oder *normale Schleifenschluss*:

$$z_{oS} = -\frac{1}{g_0} \sum_A^{P=A} (g_{norm}^{\varphi_i, h_i} - g_0) \delta H_i' \quad (2.3-18)$$

In Kapitel 7.6 werden die unterschiedlichen Schleifenschlüsse am Beispiel der wiederholten Landesnivellement-Messungen behandelt.

2.3.9.2 Die orthometrische Korrektur des Nivellements

Die *orthometrische Korrektur E* ist die Differenz zwischen der orthometrischen Höhe und der rohen Nivellementhöhe eines Punktes B *entlang eines vorgegebenen Nivellementweges* vom Punkt A nach B. Sie darf nicht verwechselt werden mit der Differenz zwischen der orthometrischen und der ausgeglichenen Nivellementhöhe (Gebrauchshöhe) eines Punktes B.

Die Formeln zu den Korrekturen sind beispielsweise in [Elmiger und Chaperon 1997] und in [Wirth 1990] hergeleitet. Die orthometrische Korrektur setzt sich zusammen aus einem wegabhängigen Anteil E_1 , welcher zum (negativen) Schleifenschluss in 2.3-17 führt, und einem Potentialteil E_2 .

$$E = E_1 + E_2 = \frac{1}{g_0} \sum_A^B (g_i' - g_0) \delta H_i' + H_A \left(\frac{\bar{g}_A - g_0}{g_0} \right) - H_B \left(\frac{\bar{g}_B - g_0}{g_0} \right) \quad (2.3-19)$$

[Jung 1957], welcher ebenfalls eine hilfreiche Herleitung festhält, bezeichnet die Korrektionsanteile treffend als "potentielle Weg-Reduktion" (PWR) und "vertikale potentielle Reduktion" (VPR).

Analog kann man für die *Korrektur der Normalhöhen* schreiben:

$$E_N = E_1 + E_2 = \frac{1}{g_0} \sum_A^B (g_i' - g_0) \delta H_i' + H_A^N \left(\frac{\bar{g}_{norm}^A - g_0}{g_0} \right) - H_B^N \left(\frac{\bar{g}_{norm}^B - g_0}{g_0} \right) \quad (2.3-20)$$

Die *sphäroidische Korrektur* erhält man wiederum durch das Ersetzen der beobachteten Schweren g durch die Werte der Normalschweren.

2.3.10 Die lokalen quasi-dynamischen Höhen H^{LQ}

Bis anhin wurden ausschliesslich die Höhenarten betrachtet, welche erlauben, absolute Höhen über Meer für die Zwecke der Landesvermessungen zu definieren. Für grosse und anspruchsvolle Ingenieurprojekte wird in der Theorie meist stipuliert, die orthometrischen Höhen zu verwenden. Wegen den fehlenden Schweremessungen und den ungenügenden Kenntnissen der Dichteverteilungen im Erdinneren werden in der Praxis oft trotzdem nur die rohen Nivellementmessungen als lokale Höhengrundlage verwendet.

In [Brunner 2002] werden deshalb die lokalen quasi-dynamischen Höhen vorgeschlagen. Wie der Name besagt, handelt es sich um dynamische Höhen, welche den lokalen Gegebenheiten eines Projektes optimal angepasst wurden. Da dabei die absolute Höhe nur von untergeordneter Bedeutung

ist, nähern wir uns den quasi-dynamischen Höhen über die nivellierten Höhendifferenzen resp. über die Potentialdifferenzen an.

Es gilt für die Potentialdifferenzen: $-dW = g' \cdot \delta H'$

und für die Definition der dynamischen Höhen: $-dW = g_{norm}^{45^\circ} \cdot dH^D$

Wegen den unerwünschten Massstabsdifferenzen der dynamischen Höhen zum geometrischen Nivellement ist nun anstelle des globalen Normalschwerewertes auf 45° Breite eine lokale, an das Projektgebiet angepasste Konstante Γ gesucht, sodass für die Potentialdifferenz in Abhängigkeit der Änderung der quasidynamischen Höhe gilt:

$$-dW = \Gamma \cdot dH^{LQ} \quad (2.3-21)$$

Setzt man g' mit $\Gamma + (g' - \Gamma)$ ein und kombiniert dies mit den obigen Formeln, so resultiert für die lokale quasi-dynamische Höhendifferenz die Formel:

$$dH^{LQ} = \delta H' + \frac{g' - \Gamma}{\Gamma} \delta H' \quad (2.3-22)$$

und mit dem zweiten Term erhalten wir die Reduktionsformel für die rohen Nivellementdifferenzen.

Gesucht ist nun aus den lokalen Schwerefelddaten ein optimaler Wert für Γ , welcher den metrischen Eigenschaften der dynamischen Höhendifferenzen am nächsten kommt. Wie in 2.3.9.1 dargelegt, hat die Höhenabhängigkeit der gravimetrischen Beobachtungen keinen Einfluss auf den Schleifenschluss. Deshalb definiert man Γ in Abhängigkeit einer Funktion der dynamischen Höhen als:

$$\Gamma = g_0 + f(H^D) \quad (2.3-23)$$

Γ kann nun beispielsweise aus einer Regression der beobachteten Schwerewerte innerhalb eines Projektgebietes gewonnen werden mit der Gleichung:

$$g' = g_0 + f(H^D) + g_r \quad (2.3-24)$$

Aus Untersuchungen in [Brunner 2002] hat sich gezeigt, dass für die höhenabhängige Funktion mit Vorteil der Koeffizient $\alpha = -0.1967 \text{ mgal} \cdot \text{m}^{-1}$ verwendet wird, welcher dem Freiluftgradienten minus dem Einfluss der Bouguerplatte entspricht, also:

$$\Gamma = g_0 + \alpha \cdot H^D = g_0 - 0.1967 \frac{\text{mgal}}{\text{m}} \cdot H^D \quad (2.3-25)$$

Der Restbetrag g_r entspricht den Residuen der beobachteten Schweren nach der linearen Regression und ist nur noch von der Position abhängig. Er ist der verantwortliche Term für den Schleifenschlussfehler.

Setzt man nun 2.3-23 - 2.3-25 in 2.3-22 ein, so resultiert:

$$dH^{LQ} = \delta H' + E^{LQ} \quad (2.3-26)$$

mit
$$E^{LQ} = \frac{g_r}{g_0 - 0.1967 \frac{\text{mgal}}{\text{m}}} \cdot \delta H' \quad (2.3-27)$$

als Reduktionswert für das geometrische Nivellement. Die Summe der E^{LQ} über eine geschlossene Schleife entspricht dabei exakt dem theoretischen Schleifenschluss (vgl. Formel 2.3-17).

Die lokalen quasi-dynamischen Höhen sind speziell nützlich für Ingenieurprojekte, weil sie konstante Werte entlang den Äquipotentialflächen aufweisen, hypothesenfrei berechnet werden können und geeignete metrische Eigenschaften aufweisen. Testberechnungen in [Brunner 2002] zeigen auch, dass die Abweichungen gegenüber den Nivellementhöhen sehr klein sind.

Die am Anfang der Untersuchung von [Brunner 2002] gestellte Frage, wieso bei der Verwendung von rohen Nivellementmessungen in anspruchsvollen Ingenieurprojekten bisher keine Probleme aufgetreten sind, ist dadurch ebenfalls beantwortet. Nivellementmessungen sind lokal oder regional betrachtet näherungsweise konsistent mit den quasi-dynamischen Höhen und daher speziell für ingenieurgeodätische Projekte geeignet! Dieser Vorteil kommt nicht zu tragen, wenn als Grundlage für ein Projekt potentialtheoretisch strenge Höhen verwendet werden.

2.3.11 Bemerkungen zur Terminologie

Wer sich mit älteren Publikationen befasst, bemerkt die laufende Änderung der Bezeichnungen der Höhen- und der Reduktionsarten. Insbesondere der Begriff "orthometrisch" wurde im Laufe des 19. und 20. Jahrhunderts für die nach obiger Theorie unterschiedlichen Reduktionsarten verwendet. Dies im Übrigen immer in der hehren Absicht, die Herleitung der sog. "wahren Höhen" zu erklären.

Bevor es möglich war, bei der Reduktion des geometrischen Nivellements von gemessenen Schwerewerten auszugehen, beschränkte man sich darauf, wenigstens den Einfluss der normalen Schwere zu berücksichtigen. So berichtete beispielsweise [Hilfiker 1902] in seinem Werk zur Festlegung des Höhenhorizontes für die Schweiz noch von orthometrischen Korrekturen, obwohl nach strenger Terminologie es sich eigentlich um sphäroidische Korrekturen handelte.

Auch in den ersten Berichten zum Vergleich der europäischen Mittelwasser [Börsch 1891] wurden die sphäroidischen Korrekturen als 'orthometrisch' bezeichnet, trotzdem wurde bereits auf die von [Helmert 1890] durchgeführten Studien zum wirklichen Verlauf der Schweren hingewiesen.

Die ersten Erwähnungen der auch in dieser Arbeit verwendeten Terminologie finden sich in Studien von [Bäschlin 1925] und [Niethammer 1932]. Ihre Veröffentlichungen waren Studienaufträge zur Reduktion des schweizerischen Präzisionsnivellements (s. Kapitel 5.4). Mittlerweile haben sich diese Bezeichnungen im deutschen Sprachraum festgesetzt. Eine Verwirrung bezüglich der in der Praxis verwendeten Landeshöhen besteht jedoch weiterhin. Auch die Frage nach den tatsächlich *wahren*

Höhen scheint nach wie vor ein ungelöstes, beinahe philosophisches Problem zu sein. Oft steht die Forderung im Vordergrund, dass Höhen geometrisch deutbar sein müssen (bspw. orthometrische Höhen) im krassen Gegensatz zur Praxistauglichkeit [s. a. Lelgemann und Petrovic 1997].

2.4 Definition eines Höhenreferenzsystems

Um ein strenges physikalisches *Höhenreferenzsystem*³ eindeutig zu definieren, genügen zwei Angaben:

1. Die *Ausgangshöhe*
2. Die *Art der verwendeten Höhen*

Als *Ausgangshöhe* eines Punktes, von welchem aus die Höhendifferenzen berechnet werden, dient in der Regel eine Pegelstation, welcher die Höhe 0 zugeordnet wurde. Aus praktischen Gründen oder bei Ländern ohne Anschluss ans Meer wird oft die Höhe eines beliebigen stabilen Punktes von einem Pegelanschluss aus abgeleitet. Künftig wäre aber auch eine Definition denkbar, welche sich einzig auf ein globales Geoid als Ausgangshöhe bezieht. Dazu würde in einem Fundamentalpunkt die ellipsoidische Höhe in einem wohl definierten internationalen Referenzsystem (z.B. ITRS) festgehalten und mit den Undulationen aus einem globalen Geoidmodell der Bezug zu den physikalischen Höhen hergestellt. Die Festlegung wäre dadurch losgelöst von der Realisierung über die mittleren Meereswasser eines Pegelanschlusses.

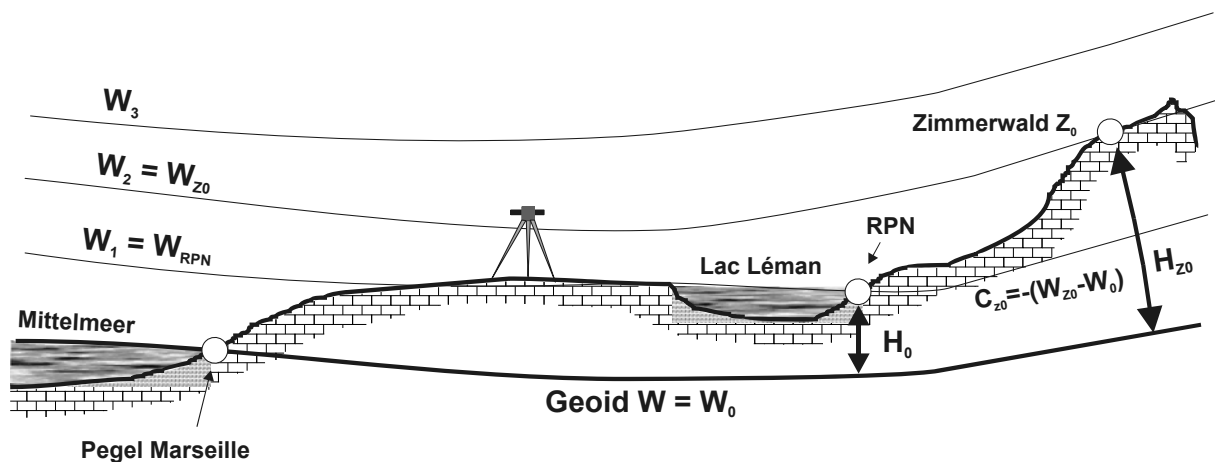


Abbildung 2.4-1: Schematische Darstellung der (orthometrischen) Ausgangshöhe RPN und Zimmerwald Z0.

Die *Art der Höhen* als zweite Festlegung des Höhensystems beschreibt die Formel zur Berechnung der Höhendifferenzen aus den geopotentiellen Koten oder aus den reinen Nivellementmessungen. Die verschiedenen Möglichkeiten wurden in den Kapiteln 2.3.2- 2.3.7 beschrieben. Die Definition der *Gebrauchshöhen* genügt im Prinzip den gleichen Ansprüchen. Sie gelten aber nicht als strenge,

³ Die Begriffe *Höhensystem* und *Höhenreferenzsystem* sind in dieser Arbeit gleichbedeutend

physikalisch definierte Höhenart; ein Gebrauchshöhensystem ist daher auch kein streng definiertes und eindeutiges Höhensystem.

Der strenge Bezug zu den satellitengeodätisch bestimmaren ellipsoidischen Höhen mit Formel 2.2-4 ist nur bei der Verwendung von orthometrischen oder Normalhöhen gegeben. Die Wahl der Höhenart bestimmt also, ob für die Bezugsfläche ein *Geoid*- oder ein *Quasigeoid*-Modell eingesetzt werden muss. Diese Tatsache hat viele Landesvermessungsämter bewogen, ihre Gebrauchs- oder normal-orthometrischen Höhensysteme auf die strengen orthometrischen oder Normalhöhensysteme umzustellen.

2.5 Die Realisierung eines Höhenreferenzrahmens

Die *klassische Realisierung* eines strengen *Höhenreferenzrahmens*⁴ erfolgt nach wie vor über die aufwändigen Nivellement- und Schweremessungen. Sämtliche Länder Europas hatten dazu Mitte des 19. Jahrhunderts begonnen, Nivellementnetze höherer Ordnung zu erstellen. Später wurden diese Netze meist mit Schweremessungen ergänzt und im Laufe der Zeit vollständig überarbeitet und neu gemessen. Die Verdichtung dieser 1.-Ordnungsnetze erfolgte durch Nivellements tieferer Ordnung und/oder klassische trigonometrische Messungen.

Wegen der unterschiedlichen Verfügbarkeit der Schweremessungen, dem Fehlen einer einheitlichen Ausgangshöhe oder dem Festhalten an den bestehenden Höhenwerten entstanden unter den Ländern Europas eine Vielzahl unterschiedlicher Höhenreferenzsysteme und -referenzrahmen.

Arbeiten zur Vereinheitlichung der Höhensysteme und -rahmen in Europa sind seit Langem im Gange (vgl. a. Kapitel 5.6 und 6.3). Seit Mitte der 50er-Jahre wurden ausgewählte Messungen der einzelnen Länder gesammelt. Unter dem Namen UELN⁵ (United European Levelling Network) wurden seither mehrere Lösungen in Form von geopotentiellen Knoten der Knotenpunkte präsentiert (UELN-73, UELN-95 etc.). Die Kombination von UELN mit GPS-Messungen und Pegelbeobachtungen wird seit 1997 mit dem Projekt EUVN (European Vertical Reference Network) vorangetrieben [Ihde und Augath 2003]. Ein zweites Projekt EVS2000 (European Vertical System) befasst sich auch mit der kinematischen Ausgleichung mehrerer Nivellementmessepochen.

Moderne Realisierungen von Höhenrahmen werden deshalb aus der Kombination von Nivellement- und Schweremessungen mit den modernen GPS-Messungen abgeleitet (vgl. Kapitel 10). Grund dafür sind die Konsistenzanforderungen an die 'geometrischen' (ellipsoidischen), die physikalischen Höhen und die Geoidmodelle.

⁴ Die Begriffe *Höhenrahmen*, *Höhenbezugsrahmen* und *Höhenreferenzrahmen* sind in dieser Arbeit gleichbedeutend

⁵ oft wird auch die Abkürzung REUN (Réseau Européen Unifié de Nivellement) verwendet

2.6 Zusammenfassung und Vergleich der Höhensysteme

Die Suche nach den "wahren Höhen über Meer" beschäftigte eine Vielzahl von Geodäten über grosse Zeiträume. Es ist für den Laien nur schwer verständlich, wieso eine internationale Normierung immer noch nicht stattgefunden hat. Es gibt aber mehrere, teilweise gegenläufige Gründe, wieso die Frage nach der geeigneten Höhe nicht abschliessend beantwortet werden kann. Folgendes Kapitel versucht, die unterschiedlichen Anforderungen an ein Höhensystem mit den unterschiedlichen Erwartungen der Benutzerkreise zu bündeln und einen Überblick über Eignung und Verwendung zu geben. Den geschichtlichen Hintergrund zu den Höhen in der Schweiz liefern dabei die Kapitel 4 und 5.

Angaben zu den numerischen Unterschieden ausgewählter Höhenarten am Beispiel der Schweiz sind im Kapitel 12 ersichtlich.

2.6.1 Die technisch-philosophische Betrachtungsweise: Arbeit vs. Länge

[Jung 1957] teilte die Frage nach den Höhen in zwei Hauptanschauungen ein:

- Potentialkoten – im Speziellen die dynamischen Höhen – werden immer dann gebraucht, wenn es gilt, *eine Arbeit zu messen*.
- Orthometrischen Höhen werden immer dann verwendet, wenn es gilt, *Längen zu messen*.

Der lebendige Fluss des Wassers verführt zur Betrachtungsweise, dass Höhenlinien in Karten zweckmässiger Schnitte mit Niveauflächen als mit Parallelf lächen zum Geoid sein sollten. Nivellementmessungen und unter gewissen Voraussetzungen auch die trigonometrische Höhenbestimmung in der Landesvermessung nähern sich den orthometrischen Höhen mehr an, als die dynamischen Höhen. Insbesondere beim Nivellement werden unmittelbar *Längendifferenzen* gemessen. Historisch gesehen haben nebst den rein wissenschaftlichen Überlegungen wohl in erster Linie die messtechnischen Gründe dazu geführt, dass man sich hauptsächlich um die Gruppe der orthometrischen Höhen bemüht hat.

Die Basis für die einzelnen Höhenarten werden aber weiterhin die geopotentiellen Koten sein, deren Herleitung aus Nivellement- und Schweremessungen mit den heutigen Messtechniken zwar aufwändig aber technisch betrachtet nahezu problemlos ist. Schon seit Längerem werden im europäischen Raum die Höhen in dieser Form bestimmt und ausgeglichen. Es wird den einzelnen Landesvermessungsämtern überlassen sein, die für ihr Land geeignete Höhenart festzulegen.

Die Höhenbestimmung mit satellitengeodätischen Methoden wird nach wie vor an Bedeutung gewinnen, da viele Länder aus Kostengründen nicht mehr in der Lage sein werden, ihre Höhennetze mit Nivellementmessungen zu unterhalten. Der Bezug von den ellipsoidischen zu den potentialtheoretisch strengen Höhensystemen führt dabei über die Geoid- resp. Quasigeoid-Modelle und dadurch einzig zu den orthometrischen oder den Normalhöhen.

2.6.2 Die praktische Betrachtungsweise

Wie oft in der Wissenschaft war die Theorie der Praxis weit voraus geschritten. Der potentialtheoretische Hintergrund der Höhen war bereits F.R. Helmert Ende des 19. Jahrhunderts bekannt. Drei wesentliche Gründe waren dafür verantwortlich, dass die Theorie meist nicht in die Praxis umgesetzt werden konnte:

1. Die Schweremesstechnik war noch nicht soweit fortgeschritten, als dass die notwendige Anzahl der Schwerebeobachtungen für die strengen Höhenarten effizient hätte gemacht werden können.
2. Vor der Einführung der ersten Rechenmaschinen und Computer war der Aufwand für die Berechnung der strengen Schwerereduktionen enorm, sodass von einer praktischen Anwendung der orthometrischen Höhen von Anfang an abgesehen wurde.
3. Die enorme technische Entwicklung im Eisenbahn- und Strassenbau erforderten eine schnelle Erstellung von Vermessungsgrundlagen auch für die Höhen. Wegen den obigen beiden Punkten konnten die strengen Höhenarten nicht oder nicht so schnell in der Praxis eingeführt werden. Stattdessen wick man auf normal-orthometrische, sphäroidische oder oft auf (Nivellement)-Gebrauchshöhen aus. Waren diese Höhen einmal flächenmässig und verbindlich eingeführt, scheiterte die allgemeine Umstellung auf ein strenges Höhensystem oft am Willen der Anwender, welche den Nutzen eines Systemwechsels (oft auch berechtigterweise) nicht erkennen können (s. a. Kapitel 5).

Um den Bezug zu den historischen Gebrauchshöhen auch mit den satellitengeodätischen Messmethoden zu gewährleisten, müssen Transformationsmethoden, -parameter und -flächen zwischen potentialtheoretisch strengen Höhen und den Gebrauchshöhen erarbeitet werden (vgl. Kapitel 12).

2.6.3 Zusammenstellung und Klassierung der Höhenarten

Kriterium	Geopotentielle Koten	Dynamische Höhen	Quasidynamische Höhen	Orthometrische Höhen	Helmert'sche ortho. Höhen	Normalhöhen	Gebrauchshöhen	Normalorthometrische Höhen	Sphäroidische Höhen	Ellipsoidische Höhen
Theoretische Kriterien										
Potentialtheoretisch streng (auf geopotentiellen Koten aufgebaut)	Ja	Ja	Nein	Ja	Ja	Ja	Nein	Nein	Nein	Nein
Hypothesen zu Dichteverteilung in der Erdkruste notwendig	Nein	Nein	Nein	Ja	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
Hydrologische Eignung	Ja	Ja	Ja	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein
Geometrische Anschaulichkeit der Bezugsflächen	Äquipotentialflächen	Äquipotentialflächen	lokale Äquipotentialflächen	Geoid	Geoid	Quasigeoid	Keine	Keine	Keine	Ellipsoid
Modellierbarkeit der Bezugsflächen	Ja	Ja	Keine	Ja	Ja	Ja	Keine	Keine	Keine	Ja
Gleiche Höhen bilden Äquipotentialflächen	Ja	Ja	Ja	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein	Nein ⁶
Praktische Kriterien										
Metrische Eigenschaften (Abweichung zu den terrestrischen Messmethoden)	Schlecht (Massstab)	Mässig (Massstab)	Gut	Gut	Gut	Gut	Gut	Gut	Mässig	Schlecht
Schwerebeobachtungen notwendig	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Ja	Nein	Nein	Nein	Nein
Einfache Berechnung aus Potentialwerten	Ja	Ja	Nicht möglich	Nein	Ja	Ja	Nicht möglich	Nicht möglich	Nicht möglich	Nicht möglich
Verbreitung / Akzeptanz	Gut	Schlecht	Unbekannt	Mässig	Gut	Sehr gut	Gut	Gut	Mässig	Sehr gut
Anschaulichkeit der Höhen	Gut	Gut	Gut	Sehr gut	Mässig	Mässig	Mässig	Mässig	Mässig	Sehr gut

Tabelle 2.6-1: Zusammenstellung und Klassierung der Höhenarten

⁶ Nur bezüglich einem Normalellipsoid

3. Höhenmessverfahren und ihr Bezug zu den Höhenrahmen

Das vorliegende Kapitel hat nicht zum Ziel, Höhenmessverfahren im Detail zu erläutern. Viel mehr wird versucht, den Bezug zwischen den Höhenmessverfahren und den Höhenbezugsrahmen resp. den Höhenarten aufzuzeigen. Dies ist insofern von Bedeutung, da nicht mit allen Messverfahren reine Höhenarten reproduziert werden. Einige Messmethoden alleine liefern sog. "Mischhöhen", welche sich zur Interpolation zwischen Ausgangshöhen eignen oder zuerst mittels Transformationen in ein übliches Höhensystem umgewandelt werden müssen.

Die Ideen zu diesem Kapitel wurden teilweise [Elmiger und Chaperon 1997] sowie [Weber 2001] entnommen.

3.1 Das geometrische Nivellement

Als historische und in vielen Ländern immer noch aktuelle Methode gilt das Präzisionsnivellement nach wie vor als Grundlage für die Landes-Höhenbestimmung. Die weitaus kostengünstigeren satellitengeodätischen Methoden sind nur dann eine ernsthafte Konkurrenz, wenn die Kenntnisse des lokalen Schwerefeldes resp. des Geoids oder Quasi-Geoids auch eine gleichwertige Bestimmungsgenauigkeit zulassen. Zurzeit ist der Trend eher dahin gerichtet, dass die beiden Methoden zusammen mit Schwerefeld-Messungen herangezogen werden, um die lokale Geoidbestimmung zu verbessern. Erst dann ist die Voraussetzung geschaffen, dass die GNSS-Methoden das Präzisionsnivellement in der Landesvermessung ablösen. Diese Arbeiten sind unter dem Stichwort CGN (Combined Geodetic Network) bekannt. Diesem Thema ist speziell das Kapitel 10 gewidmet.

Trotz dem Nachteil der höheren Kosten haben Nivellementmessungen weiterhin ihre Bedeutung im urbanen Siedlungsraum und überall dort, wo eine hohe Nachbargenauigkeit zwischen den Höhenfixpunkten gefragt ist.

Rohe Nivellementmessungen ergeben aufgrund der nicht parallelen Niveauflächen nur genähert orthometrischen Höhen. Man spricht deshalb auch von geometrischen resp. Gebrauchshöhen (s. Kapitel 2.3.1). Bei Fixpunktnetzen mit nur geringer Ausdehnung von wenigen km ist dies bedeutungslos. Erst die Schweremessungen entlang den Nivellementlinien erlauben, die Krümmungen der Niveaulinien zu erfassen und für die Berechnung der Höhen zu verwenden, um daraus sog. "wahre" oder schwerefeldbezogene Höhen zu bestimmen. Abbildung 3.1-1 soll nochmals die unterschiedlichen Wege von den Nivellement- und Schweremessungen zu den strengen und genäherten Höhenarten gemäss Kapitel 2.3 aufzeigen.

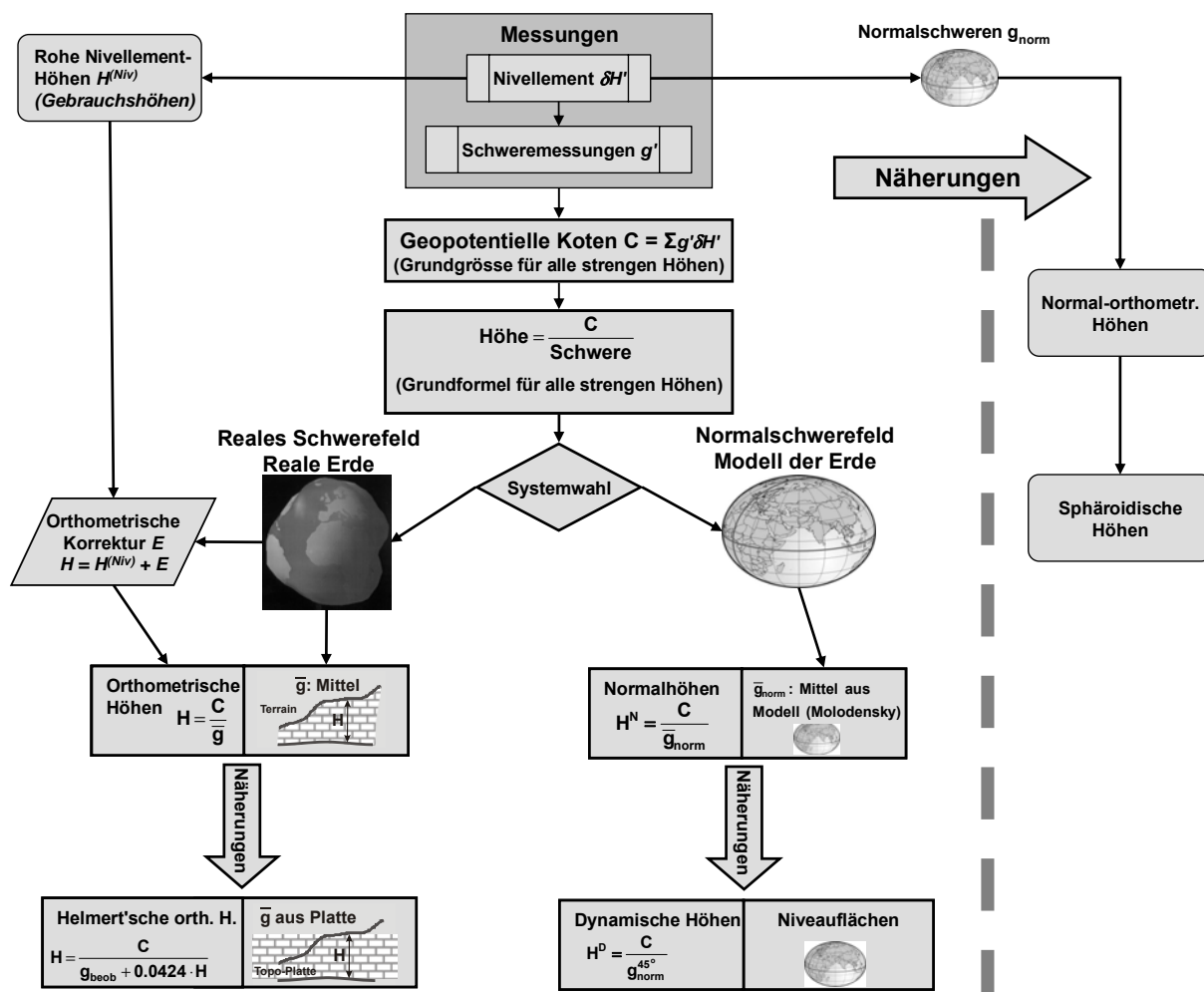


Abbildung 3.1-1: Der Weg von den Nivellementmessungen zu den strengen und den genäherten Höhenarten (nach [Elmiger und Chaperon 1997]; s. a. Kapitel 2.3)

3.2 Die trigonometrische Höhenbestimmung

Während das Nivellement methodenbedingt meist entlang von Strassen (in anderen Ländern auch entlang von Bahnlinien) geführt wurde⁷, erzeugte man die herkömmliche flächendeckende Höhenbestimmung von Fixpunktfeldern durch trigonometrische Messungen. Aufgrund des Genauigkeitsverlustes über grosse Distanzen erfolgte die Festlegung der Höhen aller Punkte immer über die Triangulationen tieferer Ordnung. In der Schweiz ist dies die Triangulation IV. Ordnung, welche ein Bestandteil der amtlichen Vermessung (AV) ist.

Die Anbindung an einen Höhenrahmen erfolgte aber immer über die übergeordneten Landeshöhenetze, welche mittels Präzisionsnivellement erstellt wurden. Die Triangulation und damit die trigonometrische Höhenbestimmung hat in der Landesvermessung vollständig an Bedeutung verloren, da die Lagekoordinaten durch die GNSS-Messungen weitaus genauer und kostengünstiger erzeugt werden

⁷ Im Gegensatz zur Schweiz wurden die Nivellementmessungen in vielen Ländern motorisiert durchgeführt.

können. Trigonometrische Höhenbestimmungen haben dort noch ihre Berechtigung, wo aufgrund der Zugänglichkeit der Objekte oder der Horizontabdeckungen keine anderen Methoden möglich sind.

Aus reinen trigonometrischen Messungen ohne Schwerefeldkorrekturen können nur genähert orthometrische Höhen resp. Höhendifferenzen erzeugt werden. Man bezeichnet sie wie bei den rohen Nivellementmessungen als Gebrauchshöhen.

Die Berücksichtigung des Schwerefeldes erfolgt über die Korrektur der Lotabweichungen resp. der Lotkrümmung an den gemessenen Höhenwinkeln.

- Berücksichtigt man die *Lotabweichung*⁸ ϵ , so resultieren *ellipsoidische Höhen(-differenzen)*
- Berücksichtigt man die *Lotkrümmung*⁹ κ , so resultieren *orthometrische Höhen(-differenzen)*. Gleichbedeutend ist die Verwendung der Kombination von Lotabweichungen mit den Differenzen der Geoidundulationen zwischen Stations- und Zielpunkten (Anwendung bspw. im Ausgleichsprogramm LTOP der swisstopo [Gubler 2002]).

Deutlich zum Ausdruck kommt dies in einer Skizze aus [Wirth 1990]:

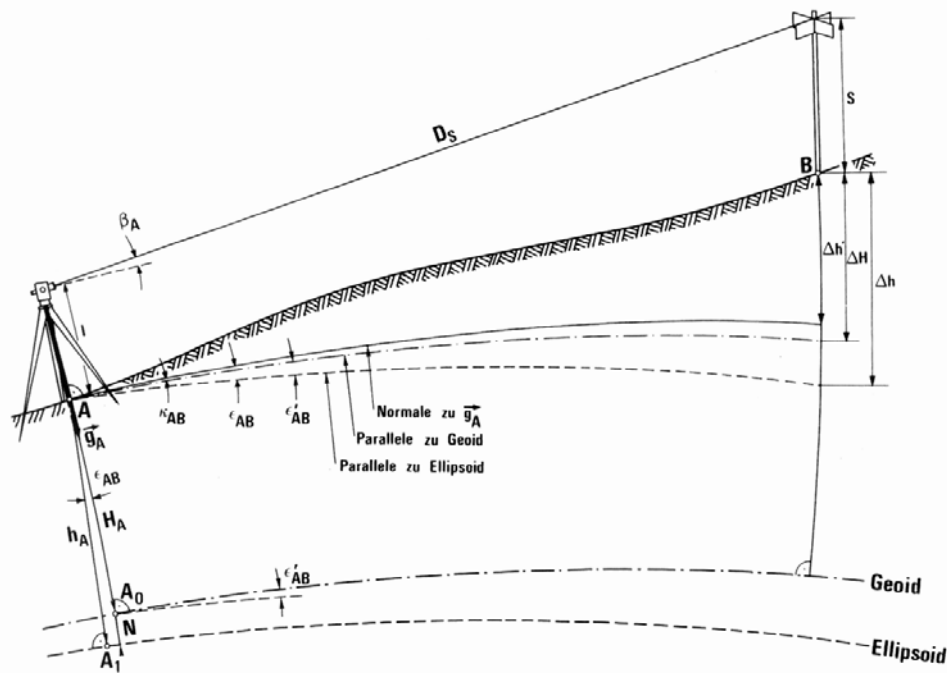


Abbildung 3.2-1: trigonometrische Höhenbestimmung und die resultierenden Höhenarten (aus [Wirth 1990])

Die Berücksichtigung der Lotabweichungen im Gebirge führt zu einer Verbesserung der Messgenauigkeit a posteriori bei gegenseitig ausgeführten Messungen, da der Einfluss des Schwerefeldes mit berücksichtigt wird. Oft wird bei der Anbindung an bestehende Höhen vernachlässigt, dass durch

⁸ Differenz zwischen der Lotlinie und der Ellipsoidnormalen an der Erdoberfläche resp. auf Punkthöhe

⁹ Differenz zwischen der Lotabweichung an der Oberfläche und der Lotabweichung auf dem Geoid

Lotabweichungskorrekturen grundsätzlich unterschiedliche Höhenarten resultieren. Die Methode der trigonometrischen Höhenbestimmung ist ein typisches Beispiel, wie bei der Vernachlässigung/Berücksichtigung des Schwerefeldeinflusses Mischhöhen entstehen können, falls die Anschlusshöhen nicht in derselben Höhenart vorliegen.

3.3 Satellitenmessverfahren

Die GNSS-Messverfahren (GPS, GLONASS) aber auch die Laser-Distanzmessungen zu Satelliten liefern in erster Linie Koordinaten in einem erdfesten geozentrischen kartesischen Koordinatensystem, dessen Ursprung im Massenschwerpunkt M der Erde liegt. Diese geozentrischen Koordinaten können bezüglich einem beliebig dimensionierten, gegenüber M evtl. verschobenen Referenzellipsoid mit dem Zentrum O im Ursprung in ellipsoidische Koordinaten und Höhen umgerechnet werden (s. Abb. 3.3-1 links). Die ellipsoidischen Höhen h sind vom lokalen Schwerefeld unbeeinflusst und können nur mit detaillierter Kenntnis der Undulationen N des zum entsprechenden Referenzellipsoid gehörenden Geoids (resp. Quasigeoids) in orthometrische Höhen H (resp. Normalhöhen) umgerechnet werden (s. Abb. 3.3-1 rechts).

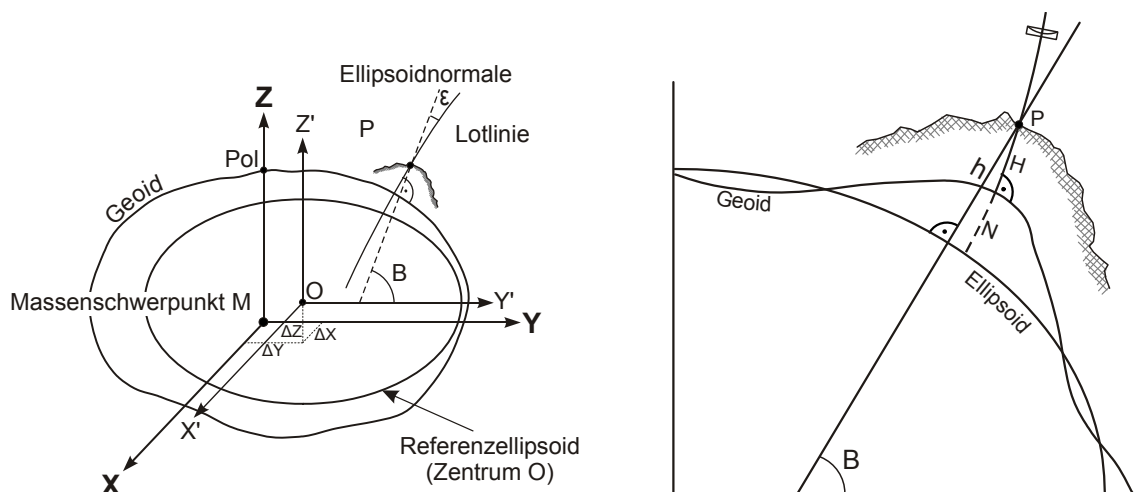


Abbildung 3.3-1: links: geozentrisch kartesisches Koordinatensystem mit Ursprung im Massenschwerpunkt M der Erde und der Z -Achse durch den Pol sowie dem Referenzellipsoid, dessen Ursprung O von M verschoben ist.
rechts: Zusammenhang zwischen den ellipsoidischen und den orthometrischen Höhen resp. zwischen dem Ellipsoid und dem Geoid als Referenzflächen.

Mit GNSS können ellipsoidische Höhendifferenzen über sehr grosse Distanzen (einige 100 km) mit sehr hoher Genauigkeit (einige mm bis wenige cm) bestimmt werden. Die grosse Herausforderung liegt z. Z. darin, lokale Geoidmodelle und globale Schwerefeldmodelle zu bestimmen, welche eine Transformation der ellipsoidischen Höhen in die schwerefeldbezogenen Höhensysteme erlauben, ohne dass ein wesentlicher Genauigkeitsverlust in Kauf genommen werden muss.

Die GNSS-Messverfahren haben die trigonometrischen Methoden für die (Lage)-Fixpunktbestimmung komplett abgelöst und die Qualität der Resultate geradezu revolutioniert. Und wo keine wesentlichen

Einschränkungen bezüglich Horizontabdeckung bestehen, verdrängen die GNSS-Messungen auch die tachymetrischen Methoden in der klassischen Detailaufnahme.

Für Vermessungsarbeiten wird GPS ausschliesslich in einem differentiellen Messmodus eingesetzt, sei dies unter Einsatz eines Korrektur- oder Positionierungsdienstes oder durch relative Messungen zwischen zwei oder mehreren Empfängern. Ohne Korrektur durch ein Geoidmodell resultieren ellipsoidische Höhen resp. Höhendifferenzen. Werden diese Messungen durch Anschluss an Referenzpunkte in einem Landeshöhenbezugsrahmen gelagert, so weichen die neu bestimmten (ellipsoidischen) Höhen je nach horizontaler und vertikaler Gebietsausdehnung und örtlicher Variation des Geoids mehr oder weniger von den strengen Höhenarten ab. Es entsteht ein weiteres Beispiel für ein Mischhöhenystem. Im Kapitel 12 ist ausführlich dargelegt, wie GPS-Messungen in die üblichen Höhenbezugsrahmen der Schweizerischen Landesvermessung transformiert werden können.

3.4 Photogrammetrie und Laseraltimetrie

Bei der herkömmlichen photogrammetrischen Höhenbestimmung ist die Art der resultierenden Höhen jeweils abhängig von den verwendeten Höhenpasspunkten. Liegen diese in Gebrauchshöhen vor, so sind die Resultate von derselben Art.

Aktuelle Aero-Photogrammetrie aber auch die Laseraltimetrie erfolgen meist unter gleichzeitiger Bestimmung des Kamerastandortes resp. der Flugtrajektorie mittels GNSS-Methoden. In erster Linie liegen Kamera- und Laserhöhen als ellipsoidische Höhen vor. Die gemessene oder abgeleitete senkrechte Distanz zwischen dem Aufnahmestandort und dem Terrain ist nach allenfalls systembedingten Korrekturen eine rein geometrische Höhendifferenz. Die daraus abgeleitete Höhe eines Terrainpunktes entspricht somit der Höhenart des Kamerastandortes resp. der Flugtrajektorie. Die Abweichung zwischen gekrümmter Schwerefeldlinie und dem senkrechten Messstrahl ist dabei bedeutungslos (s. a. 2.3.1). Erst die Berücksichtigung eines Geoidmodells erlaubt die Herleitung von Höhen, welche ans Erdschwerefeld gebunden sind. Ob die Geoidundulationen auf Flug- oder Terrainhöhe angebracht wird, ist gleichbedeutend.

Dies gilt aber nicht für die Umwandlung von ellipsoidischen Höhen in Normalhöhen. Die Höhenanomalien sind auf Flug- und Terrainhöhe unterschiedlich. Streng genommen dürfen nur die ellipsoidischen Höhen des Terrains in Normalhöhen umgewandelt werden. Es ist dies eine der wesentlichen Unzulänglichkeiten der Normalhöhen, dass die Normalhöhendifferenz einer senkrechten Distanz nicht der gemessenen Längendifferenz entspricht.

3.5 Die barometrische Höhenbestimmung (Hypsometrie)

Die barometrische Höhenbestimmung wird heute vor allem in der Avionik / Aviatik / Flugzeugnavigation noch eingesetzt. Zudem dient sie als günstige Höhenmessmethode für meteorologische Ballonsonden. Was die Vermessung betrifft, ist die Hypsometrie eine historische Messmethode und findet seit längerem in der Landesvermessung keine Anwendung mehr. Diese Art der Höhenbestimmung hatte ihre Bedeutung in der Erkundung des Alpenraumes und in der einfachen Bestimmung von Höhen für die Landestriangulation oder einzelnen Höhenkoten für Landeskarten zur Zeit des 18. und 19. Jahrhunderts (s. Kapitel 4). Die Messmethode ist zudem mit einer Genauigkeit von wenigen Metern über eine Ausdehnung von mehreren Kilometern zu wenig genau, um zwischen verschiedenen Höhensystemen zu unterscheiden.

3.6 Messgenauigkeit und Höhenart: eine Grobübersicht

Die Idee zur nachfolgenden Tabelle stammt von [Weber 2001] und zeigt in einer Grobübersicht die wichtigsten Höhenmessverfahren, deren Genauigkeit und ihre Hauptanwendungszwecke in der praktischen Landesvermessung. Einige der Verfahren gehören längst der Geschichte an, wie beispielsweise die Hypsometrie (barometrische Höhenbestimmung) oder die Tachymetrie (hier im Sinne von Messtischaufnahmen).

Ursprüngliche Höhenart ¹⁰	Strenge Höhen (Schwerefeld) oder Gebrauchshöhen	"Mischhöhen": zur Interpolation zwischen Ausgangshöhen geeignet ¹¹				Höhen über dem Ellipsoid	
Messverfahren	Präzisionsnivellement Schweremessungen	Trigonometrische Höhenbestimmung	Tachymetrie (Messtisch)	Barometrische Höhenbestimmung	Photogrammetrie	Laserscanning Radar-Altim.	GNSS-Methoden
Genauigkeit über 1km ¹²	1 mm	Bei günstiger Verteilung der Anschlusspunkte				30 cm - 1m	5mm bis 5cm je nach Messdauer
Hauptsächliche Anwendung	Lokale und nationale Höhenbezugsrahmen	Höhenbestimmung von LFP	(Hist.) topografische Geländeaufnahmen, Höhenlinien	Topografische Einzelpunkte	Höhenlinien, digitale Gelände- und Oberflächenmodelle	Höhen der LFP, Permanentstationen, Einzelpunkte	
Anwendungszeit in der Schweiz ¹³	Seit 1864 bis heute	1825/32 bis ca. 2000 ¹⁴	Beginn des 19. Jahrhunderts	18./19. Jahrhundert	terrestrisch ab 1924 Luftphoto. ab 1928	Seit 2000	Seit 1985

Tabelle 3.6-1: Höhenmessmethoden, Genauigkeiten und Anwendung in der praktischen Landesvermessung

¹⁰ Intrinsische Höhenart, welche in erster Linie aus der Messmethode anfällt. Hier wird vernachlässigt, dass durch Transformationen oder schwerefeldbezogene Korrekturen aus den Messverfahren grundsätzlich auch andere Höhenarten hergeleitet werden können. Dies erfolgt grundsätzlich nie ohne Genauigkeitsverlust!

¹¹ Bewusst oder vielfach unbewusst entstehen sog. Mischhöhen durch die Einzwängung der Messungen in Anschlusspunkte mit anderen Höhenarten (gegenüber den Messungen). Ein klassisches Beispiel ist die Anbindung von GPS-Messungen ohne Schwerefeldkorrektur (ellipsoidischen Höhendifferenzen) an die Gebrauchshöhen der Anschlusspunkte. Auf diese Art bestimmte Höhen von Neupunkten sind streng genommen Mischhöhen.

¹² Ungefähre Angaben für den Haupteinsatz in der Landesvermessung. Jedes Messverfahren kann für spezielle Anwendungen und mit entsprechender Sorgfalt bedeutend genauere Höhen liefern.

¹³ Bezüglich dem praktischen Einsatz in der Landesvermessung.

¹⁴ Die klassische trigonometrische Lagefixpunktbestimmung ist durch die GNSS-Methoden in der Landesvermessung beinahe vollständig abgelöst worden. Somit erfolgt auch die Höhenbestimmung der LFP durch die satellitengeodätischen Methoden.

Teil II

4. Erste Höhenbestimmungen in der Schweiz

Das vorliegende Kapitel befasst sich mit der Chronologie der Höhenbestimmung in der Schweiz bis zum Ende des 19. Jahrhunderts. Dabei ist nicht das Messen von Objekthöhen von Interesse wie die Bestimmung der Höhe eines Kirchturmes oder einer Brücke. Ganz im Sinne der Geodäsie steht die Festlegung und Abbildung der physischen Erdoberfläche oder noch einfacher ausgedrückt die Festlegung von absoluten Höhen resp. 'Höhen über Meer' im Vordergrund. Bedenkt man, dass die Schweiz nicht an ein Meer angrenzt, war dies ein Unterfangen, bei dem man je länger je mehr auf die Arbeiten der benachbarten Länder angewiesen war. Deshalb ist der Einfluss der französischen Messungen bis zum heutigen Tage prägend für die Festlegung des Höhenhorizontes in der Schweiz.

Die Geschichte der ersten Höhen in der Schweiz deckt sich über weite Strecken auch mit der Entstehung der ersten massstabstreuen Karten und Panoramen. Der geschichtliche Abriss im vorliegenden Kapitel endet mit der Erstellung des ersten flächendeckenden Nivellementnetzes Ende des 19. Jahrhunderts und den ersten Versuchen zur Festlegung eines einheitlichen Höhenhorizontes über Europa.

4.1 Arbeiten im 17. und 18. Jahrhundert: Die Höhenbestimmung der Alpenpioniere und die höchste Erhebung der Alpen

Die Anfänge der Höhenbestimmung in der Schweiz sind eng verbunden mit der sog. *Hypsometrie*¹⁵. Mit der einsetzenden Erforschung des Alpenraumes in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhunderts war das Messen von barometrischen Höhen eine grosse wissenschaftliche Herausforderung. Ob dies auch mit der Hypsophobie¹⁶ zusammenhing, sei dahin gestellt. Jedenfalls bestand damals in den gebildeten Kreisen eine Abneigung gegenüber dem Gebirge, welche erst mit dem Geiste der Aufklärung überwunden wurde und sich später in eine überschwängliche Alpenbegeisterung wandelte [Cavelti 2001].

4.1.1 Die Arbeiten der Brüder Johann Jakob und Johannes Scheuchzer

Johann Jakob Scheuchzer (1672 – 1733), einer der bedeutendsten Universalgelehrten der Schweiz, sowie sein jüngerer Bruder *Johannes Scheuchzer* (1684 – 1738) gehörten zu den Pionieren der Alpenforschung. Wohl führten ihre Reisen noch nicht auf die hohen Gipfel der Alpen, doch soll Joh. Jakob

¹⁵ Hypsometer: Gerät, das der Bestimmung des Luftdruckes bzw. der Höhenmessung dient [Duden 1989]. Anstelle der Hypsometrie ist heute eher der Begriff 'barometrische Höhenbestimmung' gebräuchlich.

¹⁶ Auftreten von Angst- und Schwindelgefühlen beim Blick von grossen Höhen in die Tiefe [Duden 1989]).

Scheuchzer bereits 1694 die Rigi und den Pilatus bestiegen haben. Die beiden unternahmen jedoch kaum Exkursionen ohne ihr sog. Wetterglas (Barometer), welches aus einem Glasrohr bestand und vor Ort mit mitgeführtem Quecksilber gefüllt wurde. Bereits ihr Vater Joh. Jakob Scheuchzer (- 1688) soll auf seinen naturkundlichen Alpenreisen vermutlich als einer der ersten mit einer "Bleiwaage" barometrische Höhenbestimmungen durchgeführt haben [Cavelti 2001, Fueter 1938, Grob 1941].

Johann Jakob Scheuchzer bediente sich bei seinen Reisen sowohl der trigonometrischen wie auch der barometrischen Höhenbestimmung. Bei der trigonometrischen Methode bemerkte er vermutlich als einer der Ersten, dass diese Höhenmessart durch die Refraktion massgeblich verfälscht wird und widmete sich fortan mehr der Hypsometrie. Seine barometrischen Beobachtungen verglich er mit den von *Cassini* und *Moriotte* aufgestellten Tafeln, um daraus Meereshöhen abzuleiten. Er zweifelte aber deren Genauigkeit an, weil er (richtigerweise) vermutete, dass die Temperatur einen wesentlichen Einfluss auf das Resultat haben müsse. Aus Vergleichsmessungen mit Hilfe einer Schnur an einer 230 m hohen Felswand in Pfäfers (Bad Ragaz) leitete er eine eigene Formel zur Bestimmung von barometrischen Höhendifferenzen her. Die auf den Reisen ermittelten Höhen fanden aber aufgrund der stark unterschiedlichen Ergebnisse nur ein einziges Mal Eingang in seine berühmte Karte 'Nova Helvetiae Tabula Geographica' von 1712/13. Die Höhe des Piz Stail oder Steilerhorns nördlich von Splügen (Inscription auf der Scheuchzerkarte s. Abb. 4.1-1: "Stellamons: Rhætiae representatur 12'000 pedes altus initio facto a Mari Mediterraneo ...") gilt als erste Höhenangabe in einer Schweizer Karte [Wolf 1879, Grob 1941, Zölly 1948].

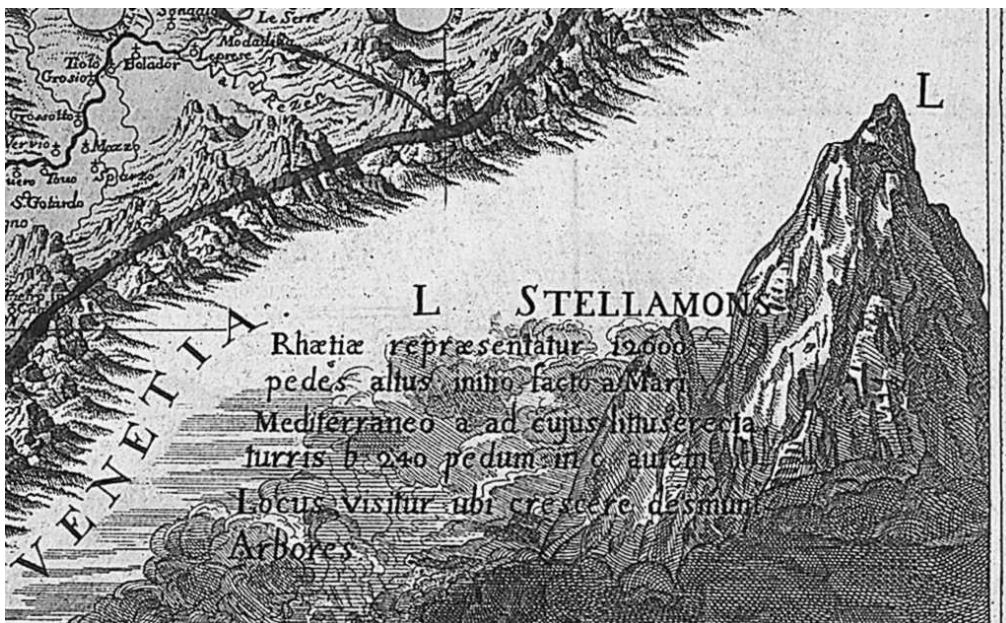


Abbildung 4.1-1: Erste Höhenangabe auf einer Schweizer Karte; Ausschnitt aus der Scheuchzerkarte von 1712/13 mit der Höhenangabe des Piz Stail nördlich Splügen/GR (Sammlung Rhyner, Stadt- und Universitätsbibliothek Bern).

Nach dem Prinzip der korrespondierenden Beobachtungen verglich Johann Jakob Scheuchzer Messungen auf dem Gotthard Hospiz und in Zürich und publiziert 1731 eine Meereshöhe für das Hospiz zu

"938 Klafter und 2 Fuss"¹⁷, was umgerechnet ca. 1830 m entspricht. Aufgrund dieser Messungen galt nach Scheuchzers Meinung der Gotthard als das höchste Gebirgsmassiv Europas [Wolf 1879, Cavelti 2001].

Streng seiner Idee folgend, in allen Naturerscheinungen eine physikalische Ursache zu suchen, liess ihn gelegentlich über das Ziel hinaus schiessen. So glaubte er, das berühmte schweizerische Heimweh mit dem Barometerstand erklären zu können [Fueter 1938].

4.1.2 Erste trigonometrische Höhenbestimmungen: Jean Christophe und Nicolas Fatio

Die Gebrüder *Jean Christophe Fatio* (1656 – 1720) und *Nicolas Fatio* (1664 – 1753) zeichneten sich durch ihre genauen astronomischen Ortsbestimmungen und vor allem durch ihre ersten präzisen trigonometrischen Lage- und Höhenbestimmungen aus. Sie führten diese Messungen hauptsächlich in Duillier nördlich von Nyon und rund um den Lac Léman durch. Ihre Höhen bezogen sich auf den See-spiegel des Lac Léman; für La Dôle ermittelten sie die Höhe von 654 Toisen¹⁸, was einer Höhe von ca. 1647 m ü. M. entspricht und gegenüber der aktuellen Kote in der Landeskarte (LK) ca. 30 m zu tief ist. Leider ist aus den Quellen nicht ersichtlich, ob Erdkrümmung und Refraktion berücksichtigt wurden, daher wird hier auf eine Würdigung der Genauigkeit verzichtet. Den Mont Blanc bestimmten sie zu 2426 Toisen über dem See, was zwar nicht den gesuchten 4'807 m ü. M. entspricht, aber zumindest mit der Höhe von ca. 4728 m ü. M. eine respektable Annäherung ergibt [Quelle: Clouzot 1934, Wolf 1897].

Die erste Erwähnung der für die absoluten Höhen in der Schweiz so wichtigen Pierres du Niton in einer geodätischen Publikation findet sich ebenfalls im Nachlass von Jean Christoph Fatio (s. Abb. 4.1-2). Er hatte 1686 in der Bucht von Genève von 3 Stationen aus nebst einer Vielzahl von bekannten Hochpunkten auch die beiden erratischen Blöcke in seinen Messungen einbezogen. Diese Aufnahmen schienen aber nie eine praktische Verwendung gefunden zu haben [Zölly 1948].

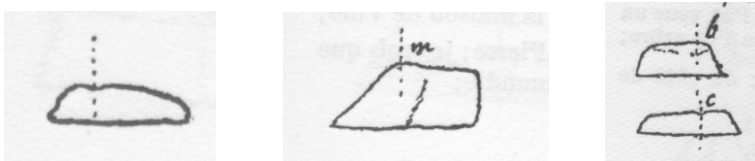


Abbildung 4.1-2: Skizzen der Gebrüder Fatio von den Pierres du Niton aus dem Jahre 1686 (aus [Clouzot 1934]). Der Kleinere (in den Abbildung links und rechts unten) beherbergt nach wie vor den Fundamentalpunkt des Höhenrahmens LN02.

¹⁷ die genaue Beziehung zum Metermass ist hier nicht bekannt

¹⁸ alte französische Längensmasse: 1 Toise (Klafter = 1.94900 m) unterteilt in 6 pieds du Roi (Fuss); 1 pied du Roi (Fuss, 0.3248 m) unterteilt in 12 pouces (Zoll); 1 pouce (Zoll, 0.0271 m) unterteilt in 12 lignes (Linien); 1 ligne (Linie, 0.0023 m) [Rickenbacher 1995]

4.1.3 Kombinierte Höhenbestimmung aus dem fernen Verliess: Micheli du Crest

Eine faszinierende und zugleich tragische Persönlichkeit der ersten Höhenbestimmungen in der Schweiz war der aus Genf stammende Staatsmann, Physiker und Geodät *Jaques-Barthélemy Micheli du Crest* (1690 – 1766). Seiner Zeit weit voraus forderte er bereits im Jahre 1731 die Volkssouveränität (ein halbes Jahrhundert vor der französischen Revolution) und wurde dafür zu Tode verurteilt. Seine Flucht vor der Genfer Staatsmacht führte ihn zwar mit Grössen wie *Ferchaud de Réamur*, *Mau-pertius*, und *Daniel Bernoulli* zusammen. 1745 wurde er jedoch als politischer Gefangener des alten Standes Bern auf der Festung Aarburg verwahrt, wo er das letzte Viertel seines Lebens verbringen musste.

Als Physiker beschäftigte er sich hauptsächlich mit der Konstruktion von Barometern und mit der Temperaturmessung. Seine faszinierende Leistung als Geodät bestand darin, mit einfachsten Mitteln vom Orte seiner Verwahrung aus die Höhe von 43 Bergspitzen zu bestimmen. Die Meereshöhe seiner Zelle im Schloss von Aarburg ermittelte er mit Hilfe eines eigens konstruierten Barometers zu 236 Toisen (460 m). Sie basiert auf einer vierjährigen Reihe von Beobachtungen und liegt nur 7.5 m über dem heutigen Horizont! Die Höhendifferenzen zu den Berggipfeln wurden mit Hilfe einer Dachrinne ermittelt. Die mit Wasser gefüllte Rinne legte ihm die horizontale Visurlinie fest. Die Distanzen zu den Erhebungen musste er aus der Schweizerkarte von Scheuchzer aus dem Jahre 1712 entnehmen. In [Rickenbacher 1995] wird die Methode eindrücklich geschildert und die Resultate entsprechend gewürdigt, welche Micheli du Crest im sog. 'Prospect Géométrique' publizierte und welcher als erstes, wissenschaftlich erstelltes Panorama gilt. Hätte Micheli du Crest über bessere Kartengrundlagen für die Distanzen verfügt und zudem noch die Refraktion berücksichtigt, so würden vierzig der untersuchten Höhen durchschnittlich nur 30 m von den Angaben in der heutigen LK abweichen [Quellen: Burckhardt 1934, Cavelti 2001, Rickenbacher 1995, Wolf 1879].

4.1.4 Die Blütezeit der Hypsometrie im 18. Jahrhundert

Neben Micheli du Crest erwarben sich vor allem *Jean-André Deluc* (1727 – 1817) und *Horace-Bénédict de Saussure* (1740 – 1799) grosse Verdienste in der Konstruktion von Reisebarometern sowie der von Thermo- und Hygrometern. Namentlich Deluc gelang es, durch Einbezug der Temperatur die hypsometrische Formel wesentlich zu verbessern. Durch die immer verlässlicheren korrespondierenden Beobachtungen mit hypsometrischen Permanentstationen war es nun für die mit Barometer Reisenden keine Schwierigkeit mehr, einigermaßen zuverlässige Höhenbestimmungen durchzuführen [Wolf 1879].

De Saussure gelang es bereits 1787, nach einer der ersten Besteigungen den Mont Blanc als höchsten Berg der Alpen nachzuweisen (und somit Scheuchzers Einschätzung vom Gotthard zu widerlegen). Eine Vielzahl weiterer Naturforscher und Alpenpioniere wie beispielsweise *Franz Ludwig Pfyffer* (1716 – 1802), *Hans Conrad Escher von der Linth* (1767 – 1823) und *Christoph Jetzler* (1734 – 1791)

prägte diese Blütezeit der barometrischen Höhenmessung. Letzterer verunglückte tödlich im Appenzellerland quasi im Dienste der Hypsometrie [Cavelti 2001, Wolf 1879].

Pfyffers jahrzehntelangen sorgfältigen Aufnahmen resultierten in einem 4 x 7 m grossen Relief der Urschweiz, welches in damaliger Zeit als einzigartiges Wunderwerk galt und noch heute im Museum des Gletschergarten in Luzern bestaunt werden kann. Nicht wegen den barometrischen Höhenbestimmungen sondern weil Pfyffer der Erste war, welcher konsequent und unermüdlich das Prinzip der trigonometrischen Landesaufnahme und der dreidimensionalen Landschaftsdarstellung auf einen grossen Teil der Schweiz angewendet hat, gilt sein Werk als Meilenstein der schweizerischen Kartographie und Landesvermessung [Niederöst 2002].

Eine liebevoll erarbeitete Dokumentation der ältesten Höhenbestimmung in der Basler Landschaft findet sich in [Rickenbacher 2001]. Hier wird beschrieben, wie der berühmte Gelehrte *Daniel Bernoulli* (1700 – 1782) barometrische Höhen der Wandfluh (Juragebirgszug in der Nähe des oberen Hauensteins) in Beziehung zu Basel und zum Meeresanschluss in Amsterdam ermittelte. Nach Johann Jakob Scheuchzers Angabe der Höhe des Steilerhorns ist dies ein weiterer nachweislicher Versuch zur Bestimmung einer der ersten "Höhen über dem Meeresspiegel" in der Schweiz (s. Titelgrafik zur vorliegenden Dokumentation).

4.1.5 Die Kontrolle der hypsometrischen Messungen durch Triangulationsmessungen und erste Nivellements

Die erste Erwähnung der "Pierres du Niton" als Höhenreferenzpunkt geht vermutlich auf *Sir George Shuckburgh* (1751 – 1804) zurück, obwohl bereits die Gebrüder Fatio (s. 4.1.2) die erratischen Blöcke im Hafenbecken von Genève in ihre trigonometrischen Messungen einbezogen hatten. Shuckburgh, welcher als reicher englischer Privatgelehrter am Lac Léman Höhenmessungen durchführte, benutzte diese Blöcke, um über eine genauere Referenz als den schwankenden Seespiegel zu verfügen [Wolf 1879]. Er führte in den Savoyer Alpen trigonometrische Messungen durch und verglich sie mit den zeitgleich gemessenen barometrischen Höhen. Jean-Baptiste Corabeuf wies in [Puissant 1832] nach, dass Shuckburgh die Höhe des Mont Blanc quasi bereits 1775 zu 4806.50 m ü. M. festlegte (heute 4807 m ü. M.), wenn man seine Messungen auf die 1828 bestimmten, absoluten Höhen der Pierres du Niton bezog (s. Kapitel 4.2.3). Es gilt aber zu beachten, dass bei all diesen einseitigen trigonometrischen Höhenbestimmungen¹⁹ nicht nur der Ausgangshorizont von Bedeutung ist. Genauso wichtig ist der gewählte Refraktionskoeffizient, mit welchem das Verhältnis zwischen Erdradius und dem Radius des gekrümmten Lichtstrahls modelliert wird, um die Zenitdistanzmessungen (= Höhenwinkelmessungen) zu korrigieren.

¹⁹ Damals (1755) konnten auf dem Mont Blanc natürlich keine gegenseitigen trigonometrischen Messungen durchgeführt werden.

Alexandre-Salomon Roger von Nyon (1780 -1867) hatte um 1820 durch Triangulationsmessungen die Höhe des Mont Blanc zu 4435.5 m über dem Lac Léman (resp. 3' 9" angl. sous la plus haute des Pierres du Niton) gemessen. Auf trigonometrischem Wege bestimmte er (über die Höhe des La Dôle aus der französischen Triangulation von 1803/04) die Höhe des Lac Léman zu 372.44 m ü. M. Aus seinen barometrischen Beobachtungen resultierten 371.01 m, sodass er das Mittel mit 371.7 m ü. M. festsetzte. Dadurch erhielt Roger eine Höhe des Mont Blanc, welche sogar dem heutigen Wert auf der LK 1:50'000 entspricht [Swiss Map 50].

Zwischen 1836 und 1846 beschäftigte sich Roger von Nyon wiederholt mit der trigonometrischen Höhenbestimmung des Barometers auf dem Gd.-St.-Bernard. Dessen Höhe bestimmte er auf indirektem Wege über die Punkte Mont Blanc und Dent de Morcle im Mittel zu 2102.66 über dem Lac Léman. Er dachte bereits an eine direktere Art der Höhenbestimmung mittels eines Nivellements. Diese Arbeit wurde erst im Sommer 1855 durch Prof. Plantamour und Oberst Bournier nachgeholt [Wolf 1879].

4.2 Die Übergangsperiode 1785 – 1830: erste grossflächige Vermessungen und trigonometrisch abgeleitete Höhen

4.2.1 Einleitung

Der Wunsch nach geometrisch genaueren Karten, hauptsächlich für militärische Zwecke, weckte das Bedürfnis nach geodätischen Grundlagen. Die theoretischen Kenntnisse für die geodätischen Vermessungen und die Kartenprojektionen standen Ende des 18. Jahrhunderts bereit. Die unruhigen Zeiten vom Zusammenbruch der alten Eidgenossenschaft als Folge der französischen Revolution hin zur helvetischen Republik und der Mediationszeit waren jedoch nicht geeignet, ein Kartenwerk über das gesamte Gebiet der Schweiz zu schaffen. Exakte Vermessungen und Karten beruhten damals auf privaten oder kantonalen Initiativen.

Höheninformationen waren vor allem in den Kartenwerken erwünscht. Die strenge Reduktion der zahlreichen Basismessungen zur Festlegung des Massstabes der Triangulationen erforderte nun auch brauchbare Höhen über Meer. Nach wie vor und bis Ende des 19. Jahrhunderts wurden barometrische Höhen für die Festlegung und die Kontrolle von absoluten Höhen verwendet. Mit den Triangulationsmessungen fielen nun systematisch trigonometrisch bestimmte Höhen an. So ist den französischen Ingenieuren der erste direkte, auf trigonometrischem Wege erstellte Meeresanschluss auf Schweizer Boden zu verdanken, welcher die Höhenverhältnisse in der Schweiz noch weit ins 20. Jahrhundert prägte und bis zum heutigen Tage da und dort für Verwirrung sorgt.

4.2.2 Die Höhen der Berner Alpen und eine erste Horizontfestlegung: Die Arbeiten von Johann Georg Tralles und Ferdinand Rudolf Hassler

Im Jahre 1785 wurde *Johann Georg Tralles* (1763 – 1822) als Professor für Mathematik und Physik nach Bern berufen. Tralles legte den Grundstein zu einer allgemeinen Landesvermessung. Er stand am Anfang einer erfreulichen Entwicklung der wissenschaftlichen und praktischen Vermessung in der Schweiz. Zu seinen bedeutendsten Schülern zählten *Ferdinand Rudolf Hassler* (1770 – 1843), *Jean Frédéric d'Ostervald* (1773 - 1850) und *Friedrich Trechsel* (1776 - 1849).

Als die erste veröffentlichte geodätische Arbeit schweizerischer Provenienz wird Tralles 1790 erschienenes Werk 'Bestimmung der Höhen der bekannteren Berge des Canton Bern' bezeichnet [Tralles 1790]. Ausgehend von einer Basismessung in der Ebene von Thun und aufbauend auf einem klassischen Triangulationsnetz bestimmte er die Meereshöhen von gut einem Dutzend Berge. Die absolute Höhe bezog er auf eine 12-jährige Messreihe barometrischer Beobachtungen im Burgerspital von Bern und leitete daraus die Höhe des Thunersees zu '1780 Fuss übers Meer' ab (umgerechnet 20 m höher als der heutige Seestand in der LK).

— 153 —

**Höhe der trigonometrisch gemessenen Berge
des Canton Bern über das Meer.**

Finsteraarhorn	13234 Fuß
Jungfrau	12872 .
Mönch	12666 .
Schreckhorn	12560 .
Eiger	12268 .
Wetterhorn	11453 .
Alt-Eis	11432 .
Frau	11393 .
Doldenhorn	11287 .
Niesen	7340 .
Morgenberghorn	6990 .
Hohgant	6834 .
Stockhorn	6767 .

Nach Schukburg's Messung.

Mont-blanc	14700 *) Fuß
Aiguille d'Argentiere	12550 .

*) Dies ist der höchste Berg in der Alpenkette, welchen der Monte Rosa folgt, welcher 14153 Fuß Höhe hat, nach Beccaria.
Der bisher als der höchste bekannte Berg ist der Chim-

Abbildung 4.2-1: Höhenverzeichnis der Berner Alpen aus [Tralles 1790]

Berg	Höhe Tralles [Fuss]	Höhe Tralles ²⁰ [m]	Heutige Höhe [m]	Differenz [m]
Wetterhorn	11453	3720	3692	+28
Schreckhorn	12560	4080	4078	+2
Hohgant	6834	2220	2196.9	+23
Finsteraarhorn ²¹	13234	4299	4274	+25
Eiger	12268	3985	3970	+15
Mönch	12666	4114	4107	+7
Jungfrau	12872	4181	4158	+23
Morgenberghorn	6990	2271	2249	+22
Niesen	7340	2384	2362.4	+22
Frau (vermutl. Blüemlisalp)	11393	3701	3660	+41
Stockhorn	6767	2198	2190.0	+8
Doldenhorn	11287	3666	3638	+28
Alt Els (vermutl. Balmhorn)	11432	3714	3698	+16
Thunersee	1780	578	558	+20
Mittlere Abweichung				20

Tabelle 4.2-1: Vergleich der Resultate von [Tralles 1790] mit den heutigen Höhen der Berner Alpen aus der LK

²⁰ Umgerechnet mit 1 französischer Fuss = 0.32484 m (s. a. Kapitel 4.1.3)

²¹ Die Höhe des Finsteraarhorns wurde der Tabelle in [Tralles 1790] entnommen, im Panorama zu seiner Publikation wurde sie fälschlicherweise mit 13312 Fuss über dem Thunersee angegeben.

Die mittlere Abweichung seiner Meereshöhen gegenüber den heutigen Höhen in der LK beträgt 20 m mit einer Streuung von ± 10 m. Auch wenn einzelne Differenzen einiges grösser sind, so ist der Mittelwert vermutlich eine direkte Folge der systematischen Verfälschung der barometrischen Ausgangshöhe des Thunersees. Umso mehr zeugen die Resultate für die damalige Zeit von einer bewundernswerten Genauigkeit der trigonometrischen Höhenbestimmung.

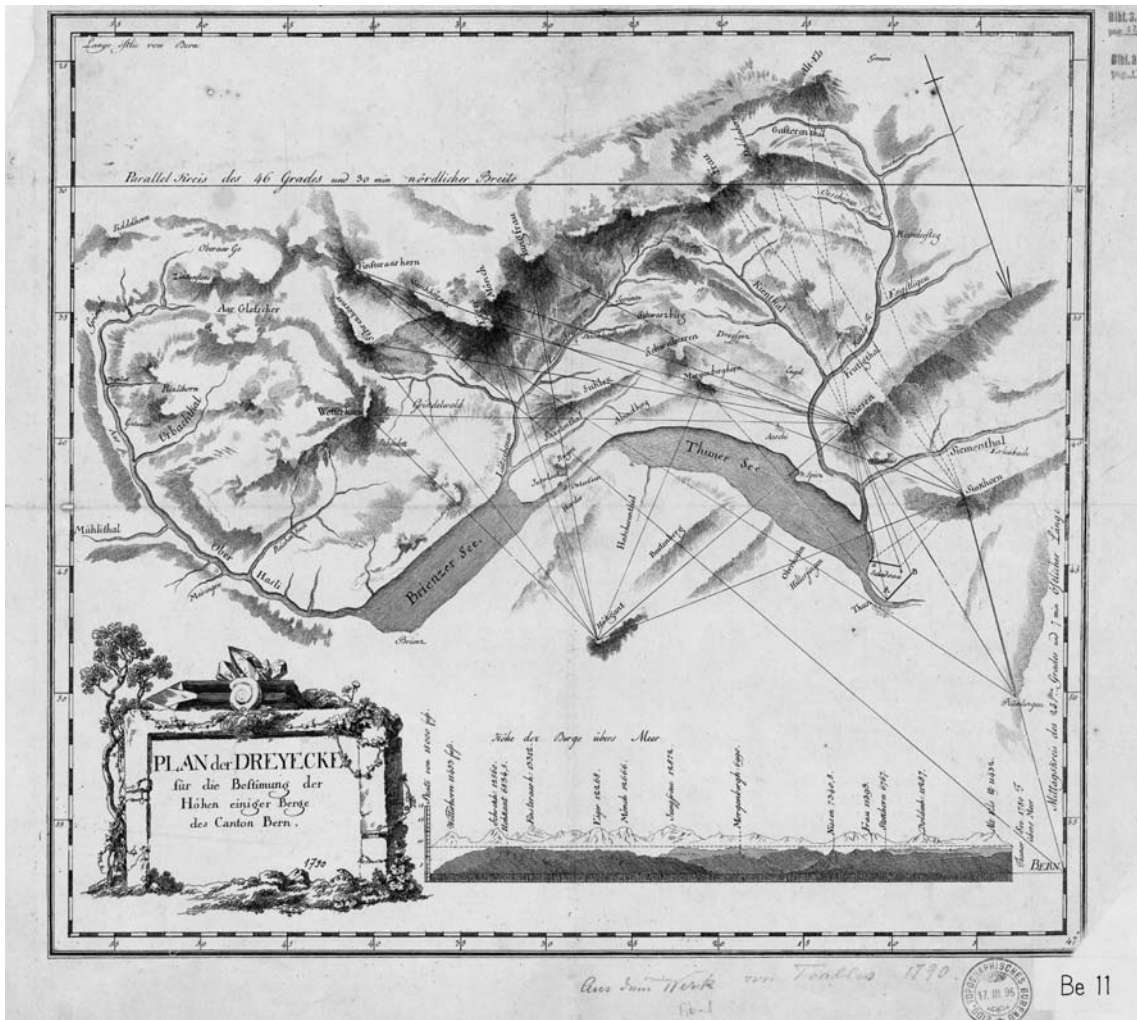


Abbildung 4.2-2: Der Netzplan der trigonometrischen Arbeiten von Johann Georg Tralles mit der Basis südwestlich von Thun und einem Panorama der Berner Alpen [Tralles 1790].

Tralles war zudem der erste Geodät in der Schweiz, welcher seine trigonometrischen Beobachtungen auch direkt auf den Gipfeln ausführte; wenn auch nicht auf den 4000ern der Berner Alpen, so immerhin auf Hohgant, Morgenberghorn, Stockhorn und Niesen. Allen an der Geodäsie interessierten Lesern mit nur geringen alpinistischen Kenntnissen ist die spannende Schilderungen seiner Besteigungen und Messungen in den Berner Voralpen Ende des 18. Jahrhunderts und seinen Bemerkungen zu den "Eingeborenen" wärmstens empfohlen [Quellen: Cavelti 2001, Tralles 1790, Wolf 1879, Zölly 1948].

Bis zum Zusammenbruch der alten Eidgenossenschaft im Jahre 1798 führte Tralles zwei wesentliche Basismessungen und die darauf aufbauenden Triangulationsmessungen durch. Eine erste Standlinie von ca. 5.6 km Länge wurde 1789 im Auftrag von J. R. Meyer aus Aarau zwischen Suhr und Kölliken

festgelegt. Die wichtigste geodätische Arbeit, die dauernden Wert behielt, ist die Erstellung und Messung der 13 km langen Basislinie im grossen Moos zwischen Sugiez und Walperswil unter Mit-hilfe seines Schülers Ferdinand Rudolf Hassler von Aarau im Jahre 1791 (mit einer Nachmessung im Jahre 1797). In der Literatur auch als 'Standlinie im grossen Moos' bezeichnet, wurde sie von den französischen Ingenieur-Géographes nur wenige Jahre später zur Kontrolle in ihre Messungen einbezogen. Der historische Wert liegt vor allem darin, dass diese Standlinie später als Grundlage für die trigonometrischen Arbeiten zur Erstellung der Dufourkarte verwendet wurde. Die Endpunkte sind nach wie vor sichtbar, die Identität der Messmarken mit den ursprünglichen Messungen ist aber in Frage gestellt. Seit den ersten Juragewässerkorrekturen Ende des 19. Jahrhunderts haben sich die Punkte um mehrere dm – m abgesenkt, was sich mit grosser Wahrscheinlichkeit auch auf die Lage ausgewirkt hat [Quellen: Wolf 1879, Zölly 1948 und Hirt 2004].

Tralles und Hassler führten aufbauend auf der Aarberger-Basis einige Triangulationsmessungen und astronomische Ortsbestimmungen aus. Aus dieser Zeit ist noch ein Koordinatenverzeichnis von 51 Punkten (davon 23 mit Meereshöhen) erhalten; dieses Verzeichnis aus dem Nachlass von Hassler ist in [Zölly 1948] abgebildet. Zölly selbst würdigte diese Liste als das erste erhalten gebliebene Koordinaten- und Höhenverzeichnis dieser Epoche. Der Ausgangshorizont für die Höhenangaben ist nicht bekannt. Vermutlich dürfte es aber derselbe sein wie in [Tralles 1790], da die drei Höhen der Punkte *Niesen*, *Stockhorn* und *Hohgant* identisch sind. Vergleicht man die Höhenwerte einiger noch heute existierender Triangulationspunkte 1.-3.^o mit den heutigen Angaben in den LK, so ergibt sich folgendes Bild (s. Tab. 4.2-2):

Ort	Höhe Hassler [Fuss]	Höhe Hassler ²² [m]	Heutige Höhe [m]	Differenz [m]
Bantiger	2979.0	967.7	947.3	20.4
Chasseral	4321.0	1403.6	1607.4	-203.8
Aarberger Basis Nordende	1431.7	465.1	442.8	23.3
Aarberger Basis Südende	1402.3	455.5	432.2	23.3
Hasenmatt	4520.0	1468.3	1444.8	23.5
Belpberg	2821	916	892	24
Gurten	2708	880	858	22
Frienisberg	2596	843	820	23
Rigi	5590.2	1815.9	1797.5	18.4
Lägern	2684.0	871.9	859	12.9
Wisenberg	3144	1021	1001	20
Gisliflüh	2425	787	772	15
Mittlere Abweichung				20.5

Tabelle 4.2-2: Vergleich der Höhen von Tralles und Hassler aus 1797 mit den heutigen Höhen.

²² Umgerechnet mit 1 französischer Fuss = 0.32484 m (s. a. Kapitel 4.1.3)

Im Mittel (ohne Chasseral) liegen die Abweichungen wiederum bei 20 m mit einer Streuung von ca. ± 4 m. Erneut dürfte hauptsächlich der barometrische Ausgangswert für die systematische Abweichung verantwortlich sein. Zudem ist die Punktidentität mit den heutigen Angaben in der LK oft zweifelhaft. Beim Punkt Chasseral handelt es sich eher um einen Fehler in der Liste von Hassler. Die Resultate zeigen aber eine erstaunliche Qualität und Homogenität.

Während der helvetischen Republik waren die Arbeitsmöglichkeiten unbefriedigend. Die französische Obrigkeit wollte ihre Pläne einer gesamthaften Vermessung der Schweiz nicht unter Tralles Leitung stellen. Tralles missfiel die Absicht, sich den französischen Ingenieuren unterordnen zu müssen. Beide Wissenschaftler suchten ihr Glück erfolgreich in der Ferne. Tralles wurde als Professor für Mathematik nach Berlin abberufen, Hassler betätigte sich erfolgreich als Leiter der nordamerikanischen Küstenvermessung [Zschokke 1877, Wolf 1879, Zölly 1948].

4.2.3 Wie die Höhen tatsächlich in die Schweiz kamen: die Zeit der französischen Ingenieure

"Jene Fremdlinge, nachdem sie eine Weile in der Schweiz herum randaliert hatten, verschwanden wieder, wie sie gekommen waren, und von ihrer Thätigkeit oder Unthätigkeit blieb keine Spur übrig".

Diese Aussage von [Zschokke 1877] in einer Biografie über F.R. Hassler entspricht kaum der Wahrheit, denn die erste Festlegung eines offiziellen Höhenhorizontes (vgl. auch 4.5) in der Schweiz beruht zum Einen auf den Messungen des 'Corps des Ingénieurs-Géographes', welches in den Jahren 1803 – 1814 an genauen Vermessungsgrundlagen für eine flächendeckende Karte der Schweiz arbeiteten. Der andere wesentliche Beitrag zum ersten Schweizer Horizont basiert auf dem sog. '*Parallèle de Bourges*', einer Dreiecksreihe zwischen dem atlantischen Ozean und der Schweizer Grenze, welche in den Jahren 1818 bis 1824 gemessen wurde.

Die Messungen innerhalb der Schweiz und für eine erste Schweizer Generalkarte wurden wegen dem Zusammenbruch des ersten französischen Kaiserreichs nie richtig zu Ende geführt. Die Resultate hatten aber einen wesentlichen Einfluss auf die nachfolgenden Arbeiten der Schweizer Geodäten. Dies obwohl nach dem Abzug der französischen Ingenieure aus der Schweiz die wichtigen Triangulationen, Azimut- und Ortsbestimmungen oft totgeschwiegen oder wie mit obigem Zitat missachtet wurden. Die Arbeiten, welche letztendlich vom französischen Nachbarn vollumfänglich finanziert wurden, standen unter der Oberleitung der Geodäten und Ingénieurs-Géographes *Maurice Henry* (1763 – 1825) und *François-Joseph Delcros* (1777 – 1865). Delcros hielt sich auch später noch oft in der Schweiz auf, um barometrische Beobachtungen durchzuführen und wurde 1823 zum Ehrenmitglied der Schweizerischen Naturforschenden Gesellschaft ernannt. An den geodätischen Arbeiten war auch *Johann Heinrich Weiss* (1759 – 1826) beteiligt, welcher sich vorher für Johann Rudolf Meyer aus Aarau für dessen berühmten 'Atlas der Schweiz' mit anerkannten Zeichnungsarbeiten jedoch mit umstrittenen trigonometrischen Messungen einen Namen geschaffen hatte.

Der zweite Hauptanteil an der historischen Höhengrundlage der Schweiz geht auf den sog. 'Parallèle de Bourges' zurück, eine Dreieckskette, welche von *Jean-Baptiste Coraboeuf* (1777-1859) zwischen 1818 und 1824 gemessen wurde und somit ebenfalls französischer Herkunft ist. Die absoluten Höhen der Punkte beruhen auf trigonometrischen Messungen (dem sog. 'nivellement géodésique') zwischen der l'Île de Noirmoutier (südlich der Loiremündung in den Atlantik und der Bucht von Bourgneuf gelegene, knapp 1 km vom Festland getrennte Insel) bis zur Schweizer Grenze. Die Ausgangshöhe wurde von Coraboeuf 1820 auf der besagten Insel direkt zwischen einem geodätischen Festpunkt und dem mittleren Niveau des atlantischen Ozeans bestimmt. In [Puissant 1832] ist festgehalten, dass dieses trigonometrische Nivellement die Höhe der La Dôle äusserst genau (avec une très grande exactitude) festlegte.

Ort	Höhe [m]
Bourges	153.27
Le Chasseron	1609.77
Mont-Tendre	1682.02
La Dôle	1680.85
Lausanne	528.30

Tabelle 4.2-4: Höhen der Schweizer Punkte im Parallèle de Bourges 1818 - 24 [Puissant 1832]

Die diversen Méridiennes und die Parallèles, welche Frankreich durchkreuzten, mussten in ihrem Innern verdichtet werden. Dazu wurde die sog. *Triangulation Intermédiaire* gemessen, eine 1. Ordnung-Triangulation, welche in einzelnen Vierecken (quadrilatères) zwischen den Meridian- und Parallel-Ketten aufgebaut ist. Ziel all dieser Messungen war ja nicht zuletzt, eine Generalkarte Frankreichs auf einheitlicher geodätischer Basis aufzubauen. Die Schweizer Grenze berührten zwei Vierecke, der sog. 'espace entre Vassy, Strasbourg, Pontarlier et Beaune' (gemessen zwischen 1826 und 1829) sowie der 'espace entre Lyon, Belley, Pontarlier et Beaune' (1827 – 1829). Die aus den Messungen abgeleiteten Höhen der Schweizer Netzpunkte beruhen letztlich auf denjenigen des Parallèle de Bourges.

Ort	Höhe [m]	Ort	Höhe [m]
Strasbourg (Flèche) Pavé de l'église	147.71	La Dôle	1680.85
Faux-d'Enson	929.6	Genève (Tour de l'horloge)	405.91
Roemel	830.7	Genève Observatoire ancien	404.34
Chasseral	1608.6	Genève Pierre à Niton la plus haute	377.16
Rötiflüh	1396.4	Genève Pierre à Niton la plus basse	376.55

Tabelle 4.2-5: Höhen der Schweizer Punkte aus der Triangulation Intermédiaire 1827 - 29 [Puissant 1832]

Mit diesen Messungen unter der Leitung von *Charles-Marie Filhon* (1790 – 1857; wie Corabeuf *Ingénieur-Géographe militaire*) zwischen La Dôle und Genève wurden erstmals auch die Pierres du Niton mit einer zuverlässigen absoluten Höhe versehen. Es sind dies im Übrigen auch die Höhen, welche Corabeuf verwendete, um Shuckburghs Messungen aus dem Jahre 1775 für die Höhe des Mont Blanc auszuwerten (s. Kapitel 4.1.5).

Die Höhe des Chasseral in Tabelle 4.2-5 ist der zweite wesentliche Wert, welche in die Festlegung des historischen Horizontes für die Dufourkarte Eingang fand (s. Kapitel 4.3).

4.2.4 Kantonale und private Vermessungen zur Erstellung exakter Karten: Friedrich Trechsel, Johannes Feer, Jean Frédéric d'Ostervald, Antoine Joseph Buchwalder, Johann Baptist von Altermatt und Daniel Huber

Geodätische Arbeiten in den Jahren 1790 – 1830, welche nicht von den französischen Machthabern ausgeführt wurden, beruhten wie bereits einleitend erwähnt, ausschliesslich auf "kantonalen" und privaten Initiativen. Sie wurden hauptsächlich erstellt, um über die exakten Grundlagen für Kartenwerke zu verfügen. In einigen Fällen ist auch bekannt, dass Katasterwerke oder Landesgrenzvermessungen Ziel dieser Arbeiten waren. Die Bedeutung der exakten Höhen war in dieser Zeitspanne eher nebensächlich.

Die Förderung dieser geodätischen Werke ging vor allem von Bern aus. Es waren hauptsächlich die beiden anderen wichtigen Schüler von Johann Georg Tralles, sein späterer Nachfolger an der Universität von Bern, *Friedrich Trechsel* (1776 – 1849) und *Jean Frédéric d'Ostervald* (1773 – 1850), welche geodätische Grundlagen und Kartenwerke für die Kantone Bern und Neuchâtel schufen. Über eine wichtige Horizontfestlegung von Ostervald im Jahre 1841 wird noch im nächsten Unterkapitel ausführlich berichtet.

Trechsel schuf sich vor allem einen Namen durch die systematische und hierarchisch gegliederte Triangulation des Kantons Bern, welche er auf die Basismessungen Aarberg von Tralles und Hassler stützte. Interessant ist aber die Randnotiz in [Zölly 1948], worin beschrieben wird, dass Trechsel in den Jahren 1816 und 1817 ein Nivellement von Murgenthal bis Aarberg und Nidau ausführte. Diese Arbeit gilt als eine der ersten erwähnten Nivellementmessungen in der Schweiz. Bis anhin wurden 'Nivellements' nur als Hilfsarbeiten für die Basismessungen durchgeführt. Leider hatte Trechsel, wie übrigens viele seiner Kollegen in der damaligen Epoche, bei seinen Arbeiten einer dauernden Materialisierung der Endpunkte (Versicherung) nur wenig Gewicht beigemessen. Immerhin scheint gesichert, dass seine Arbeiten als Grundlage in das erste umfassende Projekt der Juragewässerkorrektur eingegangen sind [Vischer und Feldmann 2005].

Weitere wichtige kantonale Triangulationsmessungen, welche teilweise auch Eingang in die Grundlagen für die Dufourkarte fanden (s. Kapitel 4.3), wurden, nur um die wichtigsten zu erwähnen, von

Ab 1803/04 wurde unter Leitung von Henry eine Dreieckskette von Strassburg über die Jurahöhen bis nach Genève gemessen, der sog. 'Mérienne de Strasbourg' (s. Abb. 4.2-3). Diese Triangulation stützte sich auf die 19 km lange Basis von Ensisheim (in der Nähe von Mulhouse). Das Netz wurde ab 1806 mit kriegsbedingten Unterbrüchen in Richtung Nordschweiz und Mittelland erweitert. Teilweise wurden auch Dreieckswinkel zwischen den aus kantonalen Tätigkeiten stammenden Messungen (vgl. Kapitel 4.2.4) ausgetauscht. Die Länge der Dreiecksseiten versuchte man aber von französischer Seite geheim zu halten, da die wesentliche Kunst der Triangulation in der Beobachtung der Basislängen lag. Ein Anschluss an die Standlinie im grossen Moos zeigte eine für damalige Verhältnisse gute Übereinstimmung mit den Messungen von Tralles und Hassler aus dem Jahre 1797 (im Bereich von wenigen Dezimetern) [Wolf 1879].

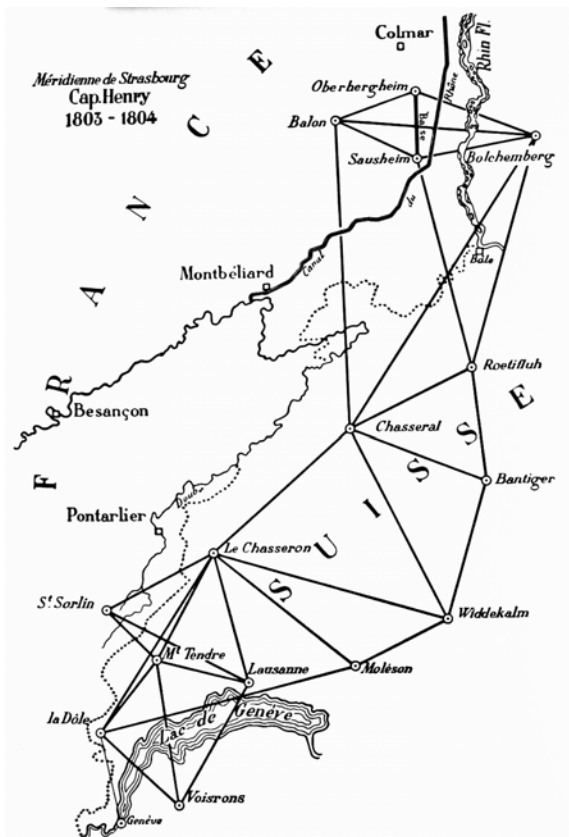


Abbildung 4.2-3: Méridienne de Strasbourg 1803/04 (aus [Zölly 1948])

Ort	Höhe [m]
Strasbourg (Fl. de la cath.)	145.70
Bölchenberg	1414.77
Rötiflüh	1398.52
Chasseral (Signal)	1610.54
Bantiger	951.56
Widderkalm	2178.66
Chasseron (Signal)	1610.91
Moléson (Signal)	2007.14
La Dôle	1680.93
Mont-Tendre	1680.08
Lausanne (Tour de la cath.)	530.90

Tabelle 4.2-3: Höhen der Schweizer Punkte des Strasbourger Meridian 1803/04 [Puissant 1832]

Im Wesentlichen waren es aber genau diese Triangulationsmessungen, insbesondere die Messungen für den Méridienne von Strasbourg, welche bei der Erarbeitung der geodätischen Grundlagen für die Dufourkarte einen grossen Einfluss hatten (s. Kapitel 4.3.2). Die absoluten Höhen der Punkte dieses Méridienne gründen auf einem Ausgangswert an der Kathedrale von Strasbourg (sog. 'flèche de Strasbourg'), welcher auf einer Grosszahl barometrischer Beobachtungen beruht. Die Höhen der bekannten Schweizer Triangulationspunkte sind in Tabelle 4.2-3 aus [Puissant 1832, P. 407ff] wiedergeben.

Johannes Feer (1763 – 1823) in Zürich und St. Gallen, von *Johann Baptist von Altermatt* (1764 – 1849) in Solothurn, von *Daniel Huber* (1768 – 1829) in Basel und von *Antoine Joseph Buchwalder* (1792 – 1883) im Jura durchgeführt. Teilweise waren diese Arbeiten mit eigenen Basismessungen verknüpft, zum Teil stützten sich die Triangulationen direkt auf die Arbeiten der französischen Ingenieure. All diese Arbeiten hatten aber keinen wesentlichen Einfluss auf die Höhenbestimmung resp. Horizontfestlegungen in der Schweiz.

4.3 Die Höhen als Bestandteil der geodätischen Grundlagen für die Dufourkarte und die ersten Horizontfestlegungen

4.3.1 Einleitung und Vorgeschichte

Mit der Erarbeitung der geodätischen Grundlagen zur ersten, auf streng wissenschaftlichen Grundlagen aufgebauten LK der Schweiz im Massstab 1:100'000, der sog. Dufourkarte, wurde auch die erste, landesweit gültige Horizontfestlegung vorgenommen. Wie die Meereshöhen tatsächlich und flächendeckend in die Schweiz kamen, wird in den folgenden Unterkapiteln dargelegt.

Nach dem Ende der Mediationszeit war die Forderung nach einer einheitlichen Kartengrundlage für die Schweiz zwar vorhanden, die föderalistischen Strukturen verhinderten aber ein geeintes und strukturiertes Vorgehen. Es war das Verdienst des damaligen Oberstquartiermeisters und späteren Generalmajors *Hans Conrad Finsler* (1765 – 1839), die Oberaufsicht über die trigonometrischen Vermessungen der eidg. Militäraufsichtsbehörde zu übertragen und somit die Erstellung der Landestriangulation als eidgenössische Aufgabe zu deklarieren. Finsler bemühte sich um das Zusammenführen der bestehenden Triangulationen privater und kantonaler Herkunft. Er erachtete die Nachmessungen der Basen von Aarberg und Zürich und eine alpenquerende Vermessung als dringendste Aufgabe. 1825 konnte er A. J. Buchwalder als wichtigen Mitarbeiter für die anstehenden Vermessungen gewinnen.

Die von der Tagsatzung zur Verfügung gestellten Geldmittel waren sehr gering und die Zeiten vor der Bildung des modernen Bundesstaates zu turbulent, was nach wie vor zu einem schleppenden Gang der Arbeiten führte. 1831 musste Finsler wegen finanziellen Schwierigkeiten in seinem familiären Umfeld von seinen Ämtern zurücktreten. Er wurde durch den Oberstquartiermeister *Johann Ludwig Wurstemberger* (1783 – 1862) ersetzt. Es brauchte aber die nachdrückliche Forderung nach genauen Karten für die wissenschaftlichen Bedürfnisse, vorgebracht von der Naturforschenden Gesellschaft der Schweiz unter Initiative von Prof. Bernhard Studer aus Bern. Studers Bemühungen führten zur Einberufung der massgebenden, mit trigonometrischen Messungen beschäftigten Gelehrten und Ingenieure zu einer Kommissionssitzung in Bern unter Leitung von Wurstemberger im Juni 1832. Nach [Wolf 1879] und vielen jüngeren Quellen zählten die Beschlüsse dieser Kommission für die kommende Landesvermessung als richtunggebend und die Sitzung als eine der *"wichtigsten Momente der Geschichte der schweizerischen Vermessung"*. Bezüglich Höhenbestimmung wurde allerdings nur festgehalten, dass *"die vorhandenen, Zutrauen verdienenden zu sammeln seien"* und dass *"die bisherigen barometrischen Bestimmungen, wegen Fehlerhaftigkeit sowohl der Werkzeuge wie auch der Operationen, nur wenig zuverlässig sind"* [Quellen Wolf 1879, Graf 1896, Zölly 1948].

Die sog. "Katastrophe am Säntis" – Buchwalders Gehilfe Pierre Gobat wurde am 4. Juli 1832 während Triangulationsmessungen auf dem Säntis durch Blitzschlag getötet, er selbst schwer verletzt – führte

nebst Verfassungsänderungen dazu, dass Wurstemberger sich ins Privatleben zurückzog und sein Amt an den Oberstquartiermeister und späteren General *Guillaume-Henri Dufour* (1787 – 1875) übergang.

Eine zweite Kommissionssitzung im März 1833 in Bern unter der Leitung von Dufour und den Teilnehmern Finsler, Trechsel, Oberst Pestalozzi und Oberst Buchwalder sowie dem jungen *Johannes Eschmann* (1808 – 1852) war Anlass, die aufgenommenen Arbeiten fortzusetzen und zu einem guten Ende zu bringen. Eschmann führte die von Buchwalder vorangetriebenen Messungen bis 1837 mit dem Alpenübergang und den Nachmessungen der Basen in Zürich und Aarberg zu Ende. Es gilt hauptsächlich als seine Leistung, die sog. '*Triangulation primordiale*' abschliessend berechnet und deren Resultate 1840 in seinem Hauptwerk publiziert zu haben [Eschmann 1840].

4.3.2 Die Höhengrundlage für die Dufourkarte

Obwohl die Kommission für Landesaufnahme erst in ihrer dritten Sitzung 1836 beschloss, die Höhenkoten in der neuen Karte in ganzen Metern anzugeben²³, begann man ab 1832 die vorhandenen zu sammeln. Im Bundesarchiv existiert ein handschriftliches Verzeichnis von Dufour, welches vor allem auch die Mittelwasser-Höhen der bekannten Schweizer Seen enthält.

Aus seinen eigenen und den Beobachtungen von Buchwalder für die *Triangulation primordiale* war es Eschmann natürlich nur möglich, Höhenunterschiede zu berechnen. Er war also darauf angewiesen, die Meereshöhe eines Anschlusspunktes an der Landesgrenze als Ausgangshöhe zu wählen. 1832 erschien die '*Nouvelle Description géométrique de la France*' [Puissant 1832]. In diesem Werk wurden die Resultate der geodätischen Messungen der französischen Ingenieur-Geografen (s. Kapitel 4.2.3) in mustergültiger Art publiziert. Der Einfluss der französischen Geodäten war prägend für die Anschauungsweise von Dufour und Eschmann. Es ist offensichtlich, dass Eschmann die '*Nouvelle Description*' als Vorlage für seine eigene Publikation über die Resultate der *Triangulation primordiale* benutzte [Eschmann 1840].

1838 publizierte Eschmann anonym unter dem Titel '*Trigonometrisch bestimmte Höhen der Schweiz*' ein Verzeichnis der meisten trigonometrischen Stationen und einiger anderer 'merkwürdiger' Punkte [Eschmann 1838]. Diese Höhen über Meer sind hauptsächlich ein erster Auszug der Resultate aus der *Triangulation primordiale*; Eschmann bezog sie noch auf den alten Wert des Chasserals (1610.54 m) aus der '*Nouvelle Description*'.

Aus Dufours Notizen geht hervor, dass er als Ausgangspunkt für die Höhenbestimmung der Schweiz das mittlere Niveau des Lac Léman (bezogen auf einen der Pierres du Niton) vorgezogen hätte.

²³ "Die Höhe der verschiedenen Punkte über Meer soll in Meter oder Dritteln von Toisen ausgedrückt sein; für die Quoten in der Karte begnüge man sich mit ganzen Zahlen, die Brüche seien als unnütz wegzulassen" [Graf 1896].

Allerdings schien ihm die Bestimmung des Mittelwassers noch als zu unsicher. Im Einverständnis mit Dufour wählte Eschmann letztendlich den Chasseral als Ausgangspunkt der Höhen für die Triangulation primordiale. Er entnahm die beiden unterschiedlichen Angaben aus der 'Nouvelle Description' und bildete das folgende Mittel (s. a. Tab. 4.2-3 und 4.2-5 sowie Abb. 4.3-1):

Chasseral	1610.54 m	Meridienne de Strasbourg: 1803/04
Chasseral	1608.6 m	Triangulation Intermédiaire: 1827-1829
Mittel	1609.57 m	[Eschmann 1840]

NOMS DES OBJETS.	AZIMUTHS.		LATITUDES.		LONGITUDES.		ALTITUDES OU HAUTEURS ABSOLUES.	
	G	N	G	N	G	N	M	M
Balon.....	2.	2096. 3	52.	2239. 44	—5.	2920. 16	"	1429. 10
Chasseral.....	202.	1776. 1	52.	3706. 97	—5.	2485. 92	"	1610. 54
[18]								
Rötifluh.....	0.	0199. 9	52.	5095. 31	—5.	7693. 24	"	1308. 52
Bantiger. (Signal).....	200.	0200. 9	52.	1983. 16	—5.	7691. 81	"	951. 56
[19]								
Chasseral.....	328.	5323. 6	52.	3706. 74	—5.	2486. 03	"	1610. 54
Bantiger.....	128.	9134. 4	52.	1983. 15	—5.	7691. 87	"	951. 56

526 DESCRIPTION GÉOMÉTRIQUE DE LA FRANCE.										
PARTIE ORIENTALE. POSITIONS GÉOGRAPHIQUES. 1 ^{er} ORDRE.										
(VARSY, STRASBOURG, FONTARLIER, REAUNE.)										
NOMS DES OBJETS.	AZIMUTHS.		LATITUDES.		LONGITUDES.		ALTITUDES OU HAUTEURS ABSOLUES.		M	M
	G	N	G	N	G	N	M	M		
Roemel.....	42.	5528. 32	52.	7176. 21	—5.	6494. 66	839.	4	830.	7
Chasseral.....	242.	2632. 41	52.	3706. 36	—5.	2485. 48	1615.	3	1608.	6
[=3]										

Abbildung 4.3-1: Die Höhenangaben des Chasserals in der 'Nouvelle Description géométrique de la France' in [Puissant 1832]

In seinen Ergebnissen über die trigonometrischen Vermessungen der Schweiz schrieb er unter anderem: "Obwohl, wie die Verschiedenheit dieser Zahlen vermuthen lässt, ihre Genauigkeit nicht verbürgt werden kann, so schien es doch das Geeignetste, demjenigen Punkte des Dreiecksnetzes, der auf dem Wege mit der See²⁴ in Verbindung steht, als Grundlage zu den schweizerischen Höhenbestimmungen zu benutzen" [Eschmann 1840]. Eine Skizze des Signals aus dem Jahre 1869 ist in Abb. 4.4-5 dargestellt.

Ab 1835 begannen die eidgenössisch finanzierten, topografischen Aufnahmen an der Dufourkarte. Dufour musste schon vor Abschluss der trigonometrischen Vermessungen einen Horizont festlegen. Er stand in schriftlichem Kontakt mit Filhon, welcher als französischer Ingenieur-Geograf die Höhendifferenz zwischen der La Dôle und dem Lac Léman sowie zwischen dem Mittelwasser und den Pierres du Niton bestimmt hatte (s. Kapitel 4.2.3 und 4.5)²⁵. Aufgrund dieser Resultate und der absoluten Höhe der La Dôle²⁶ aus der Triangulation Intermédiaire (auch diese Arbeiten stammten von Filhon) berechnete Dufour im Jahre 1833 die Höhe des geodätischen Fixpunktes auf dem kleineren der Pierres du Niton (RPN) zu 376.64 m. Dieser Wert diente in der Folge als erster Ausgangshorizont für die topografischen Aufnahmen der Kantone Waadt und Genf.

²⁴ Mittelwasser des Atlantiks bei der Île de Noirmoutier

²⁵ Durch seine Berechnungen hatte Filhon auch den Glauben zerstört, dass die La Dôle der höchste Punkt der Jurakette sei. Diese "Ehre" gebührt einer Erhebung auf der Crêt de la Neige (F).

²⁶ 1680.85 m (s. a. Tabelle 4.2-4). Wert aus der 'Nouvelle Description géométrique de la France' [Puissant 1832].

Eschmann bestimmte die Höhe des Lac Léman trigonometrisch vom Chasseral aus über die Jura-punkte und fand den Wert 374.6 m (s. S. 231 in [Eschmann 1840]). Die beiden Pierres du Niton hat er nicht in seine Messungen einbezogen. Verbindet man diese Seespiegelhöhe mit den Angaben von Filhon und Dufour, so resultiert für RPN (quasi als Adoption des Horizontes vom Chasseral mit 1609.57 m) der Wert 376.2 m.

Die beiden Werte aus 1833 und 1840 liegen ca. 3 m über dem heutigen Horizont und legten ihrerseits die Basis für den sog. 'alten Horizont der Schweiz' (s. a. 4.5).

4.3.3 Würdigung der Arbeiten von Eschmann und die Höhe der Môle de Neuchâtel von Jean Frédéric d'Ostervald

Eschmann wird in der Literatur zwischen den Zeilen vorgeworfen, er habe einen falschen Entscheid getroffen [bspw. Zölly 1930 und 1948]. Mit den neueren Höhen der 'Nouvelle Description', welche sicherlich die Genaueren waren, hatte Ostervald 1841 in Neuchâtel einen eigenen Höhenhorizont erstellt. Er würde einem Horizont des RPN von 374.0 und auf den Dezimeter genau der Höhe entsprechen, welche direkt auf dem RPN im Jahre 1862 mit dem ersten französischen Nivellement von Bourdalouë erzielt wurde. Hätte Eschmann seine Höhenfestlegung besser vornehmen können? Wir versuchen, dieser Frage mit einer kritischen Würdigung nachzugehen und betrachten gleichzeitig die Horizontalalternative von Ostervald an der Môle de Neuchâtel.

In der Nouvelle Description sind die Arbeiten von Henry zum Méridienne de Strasbourg sehr kritisch beschrieben²⁷. Zudem basieren die Höhen auf einem rein barometrisch bestimmten Referenzwert in Strasbourg. Dass Eschmann diese Umstände nicht mehr gewichtet hatte, kann ihm wohl zum Vorwurf gemacht werden. Mit dem Mittelwert zwischen den beiden Höhen (s. Abb. 4.3-1) führte er eine Horizontänderung ein, welche nur der halben Differenz entspricht, nämlich 0.97 m. Bezüglich den unterschiedlichen Höhen in der 'Nouvelle Description' dürfen zwei Fakten nicht unerwähnt bleiben:

Mit dem Nivellement von Bourdalouë wurde im Jahre 1862 ebenso festgestellt, dass der geodätische Fixpunkt in Bourges mit der Messung des gleichnamigen Parallèle 2.487 m zu hoch festgelegt wurde [Vincent 2004]. Dieser Punkt diente als Ausgangsmarke für den östlichen Teil des Parallèles und somit für die vermeintlich genauere Höhe des Chasseral und die übrigen Schweizer Punkte aus dem Jahre 1829. Aus diesem Blickwinkel betrachtet, lag Ostervalds Horizont eher zufällig in der Nähe des heutigen Wertes. Vergleicht man zudem die unterschiedlichen Höhen der La Dôle, welche zu den glei-

²⁷ ...et que cet officier n'a pas porté dans le canevas trigonométrique de la carte qu'il était chargé de diriger, toute la précision qui a été exigée plus tard pour la triangulation du royaume. Cette remarque critique s'applique également à la détermination des hauteurs absolues des points de cette chaîne méridienne...[Puissant 1832; p. 404]

chen Epochen wie diejenigen des Chasseral ermittelt wurden, so erkennt man eine Differenz von nur 8 cm (s. Tab. 4.2-3 und 4.2-4).

Ostervald hatte bereits 1801 die Idee, am Ufer des Lac de Neuchâtel einen Fixpunkt festzulegen, welcher als Ausgangsbasis für die Höhenbestimmung im damaligen Kantonsgebiet dienen sollte. Zusammen mit Tralles bestimmte er mit gleichzeitigen und gegenseitigen Messungen²⁸ die Höhendifferenz zum Moléson und Chasseron. Die Höhendifferenz zum Chasseral bestimmte er 1807 nur einseitig. Er stand in brieflichem Kontakt mit den französischen Ingenieur-Géographes, insb. mit Henry. Erst 1836 veröffentlichte er aufgrund von Höhen, die er direkt von Henry übermittelt erhielt, den Horizont seines Referenzpunktes, der sog. *Môle de Neuchâtel* zu 437.7 m.

In der Zwischenzeit war auch Ostervald die 'Nouvelle Description' bekannt. Er revidierte mit den gleichen Messungen aus 1801/07 die Höhe der Môle um 3 m auf 434.7 m über Meer. [Zölly 1930] hatte nachgewiesen, dass mit der Höhendifferenz aus dem Nivellement de Précision aus den Jahren 1865/66 zwischen der Môle de Neuchâtel und dem RPN für Letzteren eine Höhe von 373.98 m also rund 374 m über Meer resultiert.

Die in [Ostervald 1836] und [Ostervald 1845] publizierten Ausgangshöhen sind folgende:

Ort	Höhe Henry 1836	Höhe 1841	Differenz
Strasbourg ²⁹	145.9	-	-
Chasseron	1612	1609.1	- 2.9 m
Chasseral	1611.7	1608.8	- 2.9 m
Moléson	2009.3	2005.2	- 4.1 m
Môle de Neuchâtel	437.7	434.7	- 3.0 m

Tabelle 4.3-1: Höhen der Anschlusspunkte, welche Ostervald für seine beiden Festlegungen der Môle de Neuchâtel verwendete.

Wieso die Anschlusshöhen 1841 von den neueren Werten der 'Nouvelle Description' abweichen, ist unbekannt (vgl. Tab. 4.2-4 und 4.2-5). Jedenfalls ist es nicht so, dass Eschmann und Ostervald von den gleichen Höhen ausgegangen sind. Die Annäherung von Ostervalds Horizont an den heute gültigen Wert ist erstaunlich. In Anbetracht der Unsicherheit der Ausgangshöhen bleibt der Verdacht, dass das Resultat doch etwas zufällig oder zumindest nicht mit der vordergründigen Genauigkeit behaftet ist. Wie [Zölly 1930] bemerkte, ist es natürlich schade, dass die beiden bedeutenden Gelehrten und Praktiker Eschmann und Ostervald zur gleichen Zeit (1840/41) auf verschiedenen Wegen zu verschiedenen Höhen kamen. Hätten sie sich vielleicht auf Ostervalds Werte geeinigt, wäre es vermutlich nicht

²⁸ Den beiden war bewusst, dass sie mit gegenseitigen Messungen zum gleichen Zeitpunkt den Einfluss der Refraktion beseitigen konnten.

²⁹ exakt: Strassbourg (le pied de la tour) est également déterminé par une moyenne entre plusieurs années de bonnes observations barométriques...

zu einer Anpassung des Horizontes im Jahre 1902 gekommen. In Anbetracht der Zufälligkeit des Resultates von Ostervald ist es aber nicht gerechtfertigt, Eschmann einen Vorwurf zu machen, seine Werte stünden weniger mit der Wahrheit im Einklang (s. [Zölly 1930]).

Ostervalds geodätischer Fixpunkt auf der alten Môle de Neuchâtel wurde schon kurz nach seinem Tode durch eine Erneuerung der Quai-Mauer zerstört. Dass seine Arbeiten trotzdem bis heute erhalten blieben, verdanken wir der Naturwissenschaftlichen Gesellschaft von Neuenburg, welche 1854 veranlasste, die Höhenmarke an einem sicheren Orte rückzuversichern. Auf zwei Kalkquader am alten Gymnasium und am Hôtel de Ville wurden zwei Höhenmarken in Form von horizontalen Linien vier resp. ein Meter über dem alten Referenzpunkt eingemeisselt; beide sind heute (2004) noch sichtbar (s. Abb. 4.3-2).

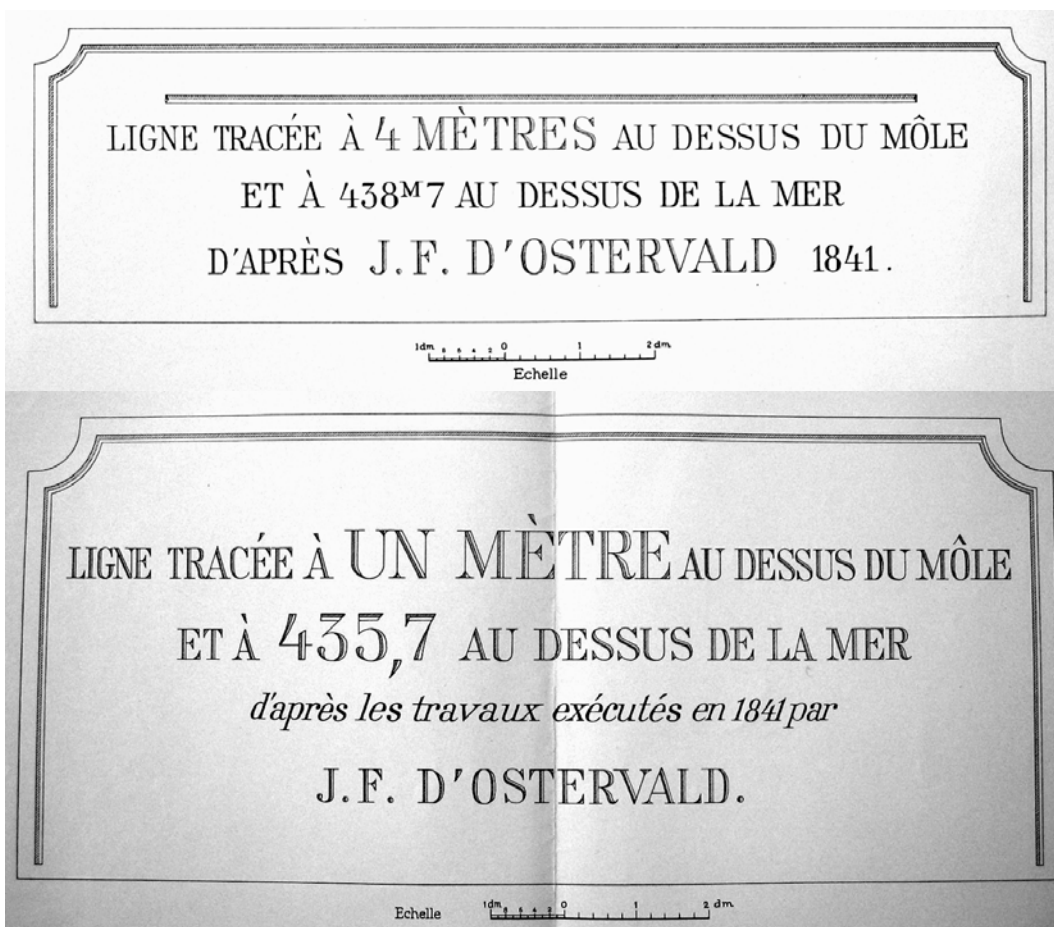


Abbildung 4.3-2: Kopien der Inschriften der beiden Rückversicherungen der Môle de Neuchâtel am Hôtel de Ville (oben) und am alten Gymnasium (heute Collège Numa-Droz; unten).

Aufgrund der letzten Anschlussmessungen im Rahmen des Landesnivellements aus dem Jahre 2002 resultieren an den beiden Rückversicherungen die Gebrauchshöhen 438.322 m resp. 435.230 m. Während die Horizontmarke am Hôtel de Ville sich als stabil erwies, senkte sich die zweite Marke am Gymnasium in den rund 150 Jahren um ca. 9 cm. Der Unterschied zwischen RPN=373.6 m und dem

Horizont am Hôtel de Ville beträgt im Jahre 2002 gegenüber der ersten Bestimmung aus dem Jahre 1841 unverändert 0.38 m.

Eschmann musste an der Ostgrenze der Schweiz feststellen, dass Differenzen von ca. 6 m zu den Österreichischen Höhen bestanden. In einem Brief an Dufour aus dem Jahre 1846 legte er dar, weshalb sein Ausgangshorizont, der auf den französischen Messungen beruhte, der Richtigere sein musste. Zudem erkannte er, dass die Probleme der verwendeten und der eigens ausgeführten trigonometrischen Messungen an den Refraktionseinflüssen lagen, insbesondere dann, wenn zwischen den Stationen grosse Distanzen bewältigt werden mussten. Bei seinen eigenen Versuchen im Kanton Zürich stellte er fest, dass mit eingeschalteten Zwischenpunkten, welche die Distanz halbierten, die Genauigkeit der Höhen wesentlich gesteigert werden konnte. Zudem bemerkte er Dufour gegenüber, dass man mit einem "direkten" Nivellement das gleiche Resultat in kürzerer Zeit erzielt hätte und verweist auf ein doppelt gemessenes Nivellement für den Bahnbau zwischen Zürich und Baden. Wenn man dessen Ergebnisse auf eine Distanz vom Meer bis nach Genève umrechnen würde, so ergäbe dies eine Genauigkeit von einem Meter [Graf 1896].

4.4 Das 'Nivellement de Précision 1864-91' der Schweizerischen Geodätischen Kommission

4.4.1 Vorgeschichte

Eschmanns Bemerkungen am Ende des vorangegangenen Abschnittes zeigen, dass die exakteren Nivellementmessungen die trigonometrische Höhenbestimmung zu verdrängen begannen. Bevor diese Methode in der Landesvermessung Einzug hielt, wurde sie erfolgreich für die grossen Entwässerungsprojekte, den Bahnbau und allgemeine bauliche und technische Zwecke eingesetzt. Eine der ersten Erwähnungen eines Nivellements in der Schweiz im heutigen Sinne geht auf Trechsel zurück, der in den Jahren 1816/17 Messungen für eines der frühen Projekte der Juragewässerkorrektion ausführte (s. a. Kapitel 4.2.4). 1855 führten *Emile Plantamour* (1815 – 1882), der spätere Leiter des Nivellement de Précision, und Oberst *Frédéric Burnier* (1818 - 1879) das erste, für wissenschaftlich-geodätische Zwecke dienende Nivellement auf den grossen St. Bernhard aus. Die meteorologische Station auf dem Hospiz wurde dabei mit einem Höhenunterschied von 2101.70 m gegenüber RPN abgeleitet. Ein Wert, welcher ca. 53 cm kleiner ist, als die Messungen von Hilfiker und Gassmann aus den Jahren 1905/06 ergaben. Hilfiker führte den Unterschied auf die Unsicherheit des Lattenmeters zurück, denn Lattenvergleiche wurden 1855 noch nicht ausgeführt [Hilfiker 1907].

Der Ingenieur *Paul-Adrien Bourdalouë* (1798 - 1868) führte zwischen 1857 und 1864 ein Nivellement von über 10'000 km Länge im Auftrag seiner Regierung in Frankreich durch. Ihm wurde vorgeschrieben, seine Arbeiten auch den grossen Flussläufen entlang zu führen und an passenden Stellen Fixpunkte zu erstellen, deren Koten sich auf ein und denselben Horizont beziehen, nämlich das Mittelwasser des Mittelmeeres in Marseille (als Nullpunkt). Als nun Bourdalouë der Rhone entlang bis nach Genève vorrückte, ergab sich mit seinen Ergebnissen aus dem Jahre 1863 erstmals ein durch geometrisches Nivellement erhaltenes, direktes Anschlussresultat an das Meer. Er legte den geodätischen Fixpunkte auf dem kleineren der Pierres du Niton zu 374.052 m gegenüber dem Pegel Marseille fest. Dies entsprach natürlich einem Unterschied von rund 2.15 m gegenüber dem Horizont von Eschmann; eine Differenz, welche auf wenige Dezimeter auch aus den gleichzeitig in Basel eintreffenden Eisenbahn-Nivellements resultierte [Hilfiker 1902]. Für die technischen Aspekte im Innern des Landes war es ja nahezu belanglos, welcher Horizont den Koten zu Grunde lag. Gefragt waren exakte Höhenunterschiede zwischen den Fixpunkten. Anders war dies bei kartografischen Aufnahmen oder hydrologischen Untersuchungen von Gewässern, welche mehrere Länder durchfliessen. Die Unterschiede der Horizonte in dieser Grössenordnung waren äusserst unbefriedigend.

Die Eidg. Hydrometrische Kommission unter Prof. Ch. Dufour regte das Eidg. Departement des Innern an, die Frage der Höhen und eines einheitlichen Horizontes eingehend zu prüfen. In einem Gutachten schlug G.H. Dufour 1864 vor, alle Höhen auf RPN mit der Höhe 374 m zu beziehen und sämtliche Koten der Generalskarte um 2 m herabzusetzen. Andere, wie der Geodät und Ingenieur

Johann Heinrich Denzler (1814 - 1876) wiesen darauf hin, dass sich der Chasseral wenig als Ausgangspunkt der Höhen eignet und ein Punkt in zentralerer Lage des Landes besser passen würde. Das eidg. Departement des Innern überwies das Studium der Höhenfrage der Schweizerischen Geodätischen Kommission (SGK), welche 1861 als Teil der Schweizerischen Naturforschenden Gesellschaft gegründet wurde.

4.4.2 Die Organisation und Durchführung der Messarbeiten durch die SGK

Mit der Schaffung eines Präzisionsnivellements befasste sich die SGK an ihrer Sitzung vom 24. April 1864 in Neuchâtel. Auf Vorschlag von Prof. *Adolphe Hirsch* (1830 – 1901) wurde beschlossen:

1. Als Ausgangshorizont den Bronzepunkt auf Pierre du Niton im Hafen von Genève zu wählen.
2. Die Fragen nach absoluten Höhen noch zurückzustellen, da dies Aufgabe einer internationalen geodätischen Kommission sei.
3. Alle für die schweizerischen Eisenbahnen ausgeführten Nivellements zu sammeln, zu vergleichen und zu verifizieren.
4. Die Eidgenossenschaft soll ein Präzisionsnivellement zwischen Genève, Basel, Luzern und Romanshorn und sobald wie möglich zwischen Luzern und dem Tessin ausführen. Entlang den Linien sollen Höhenfixpunkte ähnlich demjenigen auf RPN errichtet werden. Die Anschlüsse mit den französischen, badischen und italienischen Höhennetzen sind zu realisieren. Zudem soll der alte Ausgangspunkt Chasseral mit einbezogen werden.

Hirsch wurde zudem bevollmächtigt, die Schweiz an der internationalen Konferenz für die mitteleuropäische Gradmessung in Berlin vom September 1864 zu vertreten und die Anlage eines internationalen Nivellementnetzes anzuregen, welches die verschiedenen Meere miteinander verbinden soll. Hirschs Anträge, welche in der Forderung nach einem für ganz Europa gültigen Nullpunkt gipfelten, wurden von dieser Generalkonferenz einstimmig zum Beschluss erhoben³⁰.

Mit der Leitung des sog. *Nivellement de Précision* (NdP) wurden die Professoren Hirsch und Plantamour betraut. Bereits 1865 lagen die beiden bei der Firma Kern in Aarau bestellten Instrumente (s. auch Abb. 6.5-5) und Miren für erste Messungen vor. Die Geräte waren reine Libellennivelliere, deren Libellen eine sehr hohe Empfindlichkeit aufwiesen. Sie wurden nicht mit höchst möglicher Genauigkeit eingespielt sondern ihre Blasenenden zum Zeitpunkt der Lattenablesungen ebenfalls mit gemessen. Die eigentlichen Lattenablesungen erfolgten an drei Fernrohrfäden. Der Eichung der Fäden und der Libellen wurde sehr hohes Gewicht beigemessen. Von der Kommission war gefordert, dass der zufällige Fehler an einer Zielung von 100 m den Betrag von 1 mm nicht überschreiten durfte.

³⁰ Anm.: Noch heute (2004) liegt in Europa kein eindeutiger, von allen Landesvermessungen verwendeter Höhenreferenzpunkt vor.

Bedeutend weniger Beachtung wurde hingegen den Miren geschenkt. Sie bestanden aus einer auf Holz aufgetragenen cm-Teilung. Die Kontrolle der Masshaltigkeit geschah nicht im Felde, sondern nur am Anfang und Ende einer Feldkampagne. Man glaubte, die Behandlung der Holzmiren im siedenden Öl genüge, um den Lattenmeter zu garantieren. Obwohl der Kommission von Anfang an klar war, dass die Kenntnis der Lattenlänge in einem Gebirgsland von entscheidender Bedeutung ist, unterschätzte sie die Masshaltigkeit der eingesetzten Holzmiren.

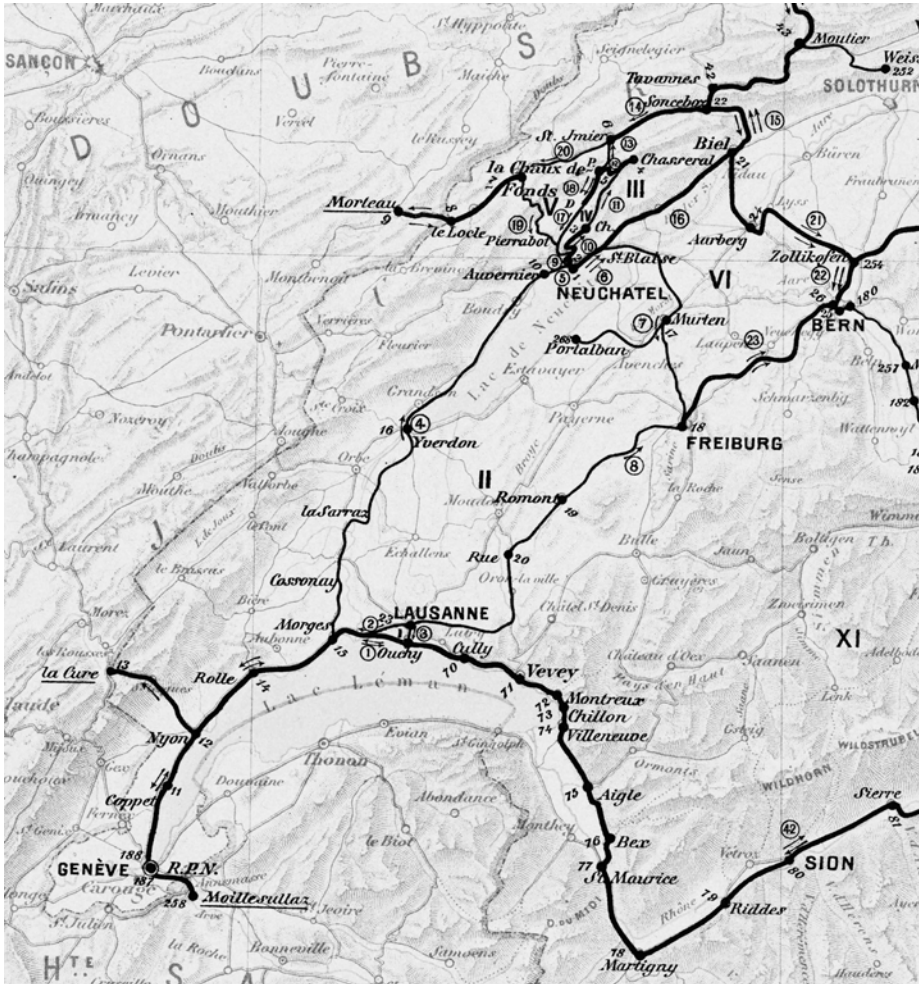


Abbildung 4.4-1: Ausschnitt aus der Übersichtskarte des Nivellement de Précision 1864 – 1891 mit der Verbindung RPN - Chasseral (aus [Hirsch et Plantamour 1891])

Die ersten Messungen im Jahre 1865 führten von Genève über Morges - Yverdon - Neuchâtel bis zum Chasseral. Bis 1883 resultierten 16 Polygone mit ca. 4350 km Linien, welche entlang von Strassen, Eisenbahnen, grossen Flussläufen und auch über Hochgebirgspässe wie bspw. Grimsel und Gotthard angelegt wurden (s. Abb. 4.4-1 und 4.4-2). Das Netz weist gegenüber den heutigen Linien des LN einige Besonderheiten auf:

- Zwei Schleifen konnten nur durch Messungen über italienisches Gebiet geschlossen werden: das Polygon XII führt vom Simplonpass über Domodossola und das Centovalli ins Tessin; das Polygon XVI schliesst vom Bergell über Chiavenna und den Splügenpass.

- Einige wichtige Stationen der Triangulation 1. Ordnung wurden ans Netz angeschlossen: bspw. Chasseral, Rötifluch (SO), die Rigi sowie die Basis Weinfelden.

Die Messungen wurden einfach, doppelt in gleicher Richtung oder doppelt in entgegengesetzter Richtung ausgeführt. In Abbildung 4.4-2 sind diese Linienmesstypen in unterschiedlichen Graustufen dargestellt, da sie für die Fortpflanzung systematischer Fehler wie das Latteneinsinken bedeutend sind. Die Reduktion der Messungen (Korrektion der Instrumenten- und Lattenfehler) erfolgte anfänglich an den Sternwarten Bern und Genève und später durch die Beobachter selbst. Insgesamt beteiligten sich sieben Beobachter an den Mess- und Auswertarbeiten.

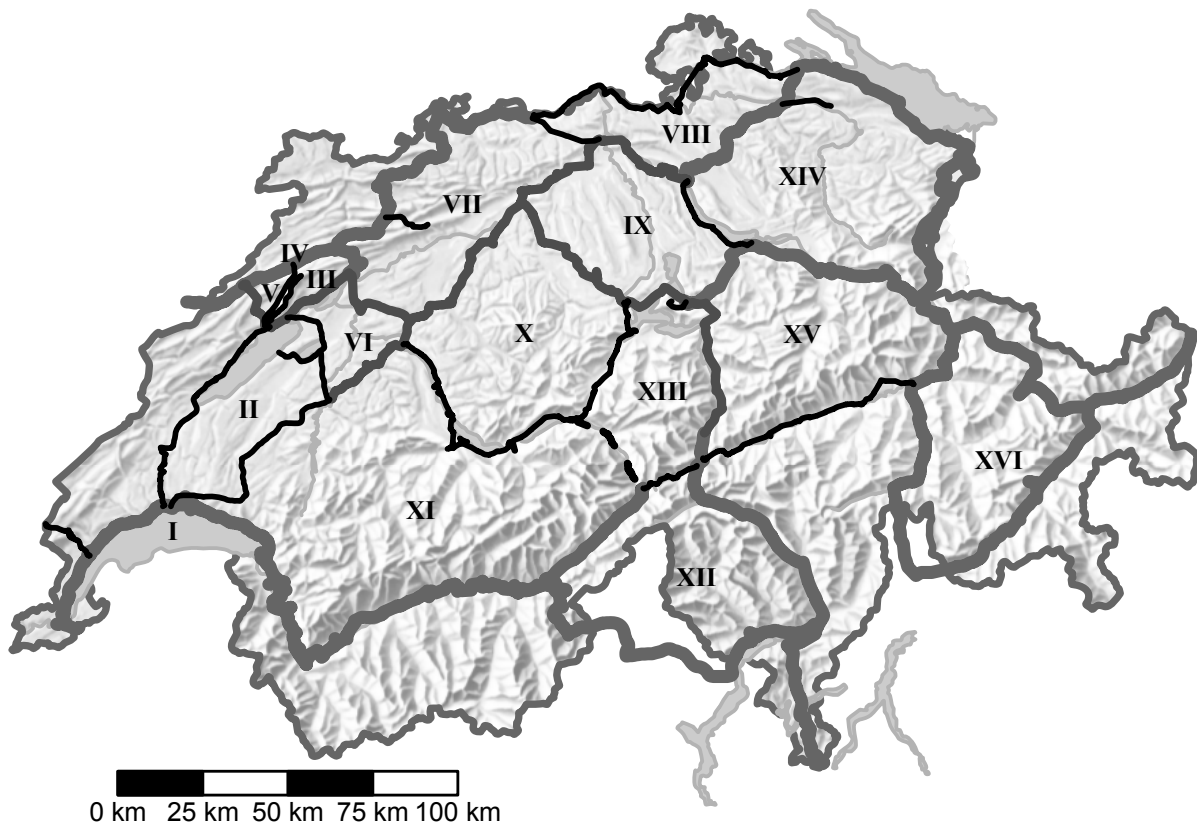


Abbildung 4.4-2: Die 16 Polygone und die Messarten auf den Linien des NdP; schwarz/dünn: einfache Messung; dunkelgrau: doppelte Messung in gleicher Richtung; hellgrau/breit: doppelte Messung in entgegengesetzter Richtung; unterbrochen: Grimselpass.

Vorgängig den eigentlichen Nivellierarbeiten wurden in den Hauptortschaften jeweils ein einzelner Fixpunkt aus Bronze (vertikal eingelassen mit kreisrunder, horizontaler Oberfläche; ähnlich dem Punkt auf Pierre du Niton) in soliden Gebäudefundamenten oder im Fels versichert. Insgesamt wurden nur 255 Punkte 1. Ordnung eingelassen. Auf die Versicherung der ca. 2'200 Zwischenpunkte (Punkte 2. Ordnung) legte man nur geringes Gewicht. Sie befanden sich an Durchlässen, in Treppenstufen, auf Grenz- und Kilometersteinen und waren oft nur mit Ölfarbe gekennzeichnet. Eine im Jahr 1886 durchgeführte Punktbegehung ergab bereits ein betrübliches Ergebnis. Es existierten noch 229 Punkte 1. Ordnung, von den Punkten 2. Ordnung waren nur noch 1428 (resp. 63%) intakt geblieben. Die 26

verlorenen Punkte 1. Ord. liess die Kommission 1887 wieder neu versichern und ans Netz anschliessen (s. Kapitel 5.2).

4.4.3 Die Ausgleichung des Netzes und die Publikation der Resultate

Unmittelbar nach den Messungen und Reduktionen wurden die Resultate der einzelnen Abschnitte in 9 Lieferungen (sog. *Livraisons des Nivellement de Précision de la Suisse exécuté par la Commission Géodésique Fédéral sous la direction de A. Hirsch et E. Plantamour*) bis 1891 veröffentlicht. Die 9. Lieferung dokumentiert zusätzlich die Ausgleichung des Netzes [Hirsch et Plantamour 1891]. Die 10. Lieferung und zugleich letzte Dokumentation der SGK über das NdP ist auch unter dem Begriff *Catalogue des Hauteurs Suisses* (CdH) bekannt. Sie beinhaltet sämtliche ausgeglichenen Koten der Fixpunkte 1. und 2. Ordnung über RPN, welche in den vergangenen 26 Jahren bestimmt worden sind.

Polygon	Länge [km]	Höhendifferenz ³¹ [m]	Schleifenschluss [mm]
I	26.2	166	-16.7
II	196.8	257	-7.6
III	90.6	791	+44.5
IV	34.5	602	+15.1
V	60.6	451	+5.9
VI	135.4	169	-10.8
VII	269.9	492	+90.9
VIII	222.4	112	-73.9
IX	215.1	178	-92.8
X	245.8	179	+64.7
XI + XIII	553.3	1530	-179.4
XII	303.8	1530	-52.1
XIV	275.1	109	+95.8
XV	269.9	1413	+70.8
XVI	261.2	1178	+41.3
Umfang	1193.6	3354	-4.3
Total ³²	4354.2	12511	866.6

Tabelle 4.4-1: Die beobachteten Schleifenschlüsse im Nivellement de Précision aus [Hirsch et Plantamour 1891]

Die Gesamtausgleichung des Netzes wird hier nur rudimentär skizziert, obwohl die resultierenden Höhendifferenzen teilweise heute noch die Grundlagen der Gebrauchshöhen (LN02) bilden (s. Kapitel 5.2). Sie wurde von Ingenieur *Scheiblaue* mit Unterstützung durch *Dr. Messerschmitt* durchgeführt. Aus Sitzungsberichten geht hervor, dass sich die SGK zwischen 1880 und 1890 mit der Frage der

³¹ Zwischen dem höchsten und dem tiefsten Punkt des Polygons (beim Umfangspolygon fraglich...)

³² Summe der (absoluten) Zahlenwerte inkl. dem Umfangspolygon

Schwerefeld-Reduktionen befasste; letztendlich beschloss sie aber, auf deren Einführung gänzlich zu verzichten. Um ein Bild über die erreichte Genauigkeit zu verschaffen, wenden wir uns zuerst den (rohen) Schleifenschlüssen zu (s. Tab. 4.4-1).

Die beiden Polygone XI und XIII mussten zusammengelegt werden, weil bei den doppelten Beobachtungen über den Grimselpass ein Widerspruch von 40 cm auftrat (s. Abb. 4.4-2). Insgesamt standen also 15 Schleifen für eine bedingte Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate zur Verfügung. Die Gewichtung der insgesamt 57 Linienabschnitte, welche auf unterschiedliche Art gemessen wurden (s. Abb. 4.4-2), haben die Verfasser auf folgende Fehlerarten abgestützt:

- zufälliger, distanzabhängiger Fehler x : $\pm x\sqrt{k}$; k = Linienlänge.
- zufälliger Fehler aufgrund der Abweichung des Lattenmeters während der Dauer einer Linienmessung y : $\pm y \cdot H$; H = Höhenunterschied zwischen den Endpunkten der Linie.
- zufälliger Fehler durch das Einsinken der Latten zwischen zwei aufeinander folgenden Instrumentenaufstellungen z : $-z \cdot k$; k = Linienlänge.

Mit speziellen Gleichungen für die unterschiedlichen Linienabschnitte konnten die Unbekannten x , y und z durch sukzessive Näherung berechnet werden. Mit Hilfe dieser Werte war es dann möglich, für die 57 Abschnitte die Gewichtung für die bedingte Ausgleichung festzulegen. Es resultierte ein Lattenmassstabsfehler von $\pm 0.038 \text{ mm} \cdot \text{m}^{-1}$ resp. $\pm 38 \text{ ppm}$, welcher ca. 10 Mal grösser ist, als die Masshaltigkeit einer Invarlatte.

Eigentlich gibt es beim NdP keinen mittleren Fehler pro km, weil vorgängig der Ausgleichung die drei Unbekannten x , y und z eingeführt wurden. [Kobold 1962] bezeichnet die Methode, mit welcher die Verfasser trotzdem eine streckenabhängige Genauigkeit herleiteten, als zweifelhaft. Sie erhielten im Mittel für die drei Messarten (einfache, doppelte und doppelte, in entgegen gesetzter Richtung ausgeführte Messungen) den Wert von $\pm 3.8 \text{ mm} \cdot \text{km}^{-1}$.

Berechnet man den mittleren Kilometerfehler nach der einfachen Formel:

$$m = \sqrt{\frac{\frac{w^2}{L}}{n}}$$

wobei:

- | | |
|---|---|
| w | Schleifenschluss |
| L | Länge der Schleife |
| n | Anzahl der Polygone (ohne das Umfangspolygon) |

so resultiert für das NdP ein Wert von $\pm 4.3 \text{ mm} \cdot \text{km}^{-1}$, welcher natürlich leicht grösser sein muss, als die von der SGK publizierte Zahl, da die obigen, zufälligen Fehleranteile darin nicht berücksichtigt sind.

In [Börsch 1891] ist eine Untersuchung über die Mittelwasser der Meere, welche den Kontinent umrahmen, aufgrund der damals verfügbaren Präzisions-Nivellementmessungen der einzelnen Länder dokumentiert. A. Börsch erhielt für den Schweizer Anteil nach obiger Formel einen mittleren Fehler von $5.9 \text{ mm}\cdot\text{km}^{-1}$. Der Schweizer Anteil tangierte nur vier von insgesamt 48 Polygonen; Börsch berechnete die Genauigkeit jedoch aus 12 Polygonen des NdP, weil sonst ein Fehler von $\pm 10.5 \text{ mm}\cdot\text{km}^{-1}$ resultiert hätte. Verglichen mit den Resultaten der sechs anderen beteiligten nationalen Institute war der Schweizer Wert der schlechteste. Man begründete die Abweichungen mit der Aussage, dass die Schleifenschlüsse der Alpenpolygone "durch Berücksichtigung der orthometrischen Reductionen nicht unbeträchtlich verkleinert werden". Die Kommission für die Mitteleuropäische Gradmessung, welche sich auch um die Einführung eines europäischen Horizontes bemühte, forderte 1867 von den beteiligten Ländern eine Genauigkeit von $\pm 4.5 \text{ mm}\cdot\text{km}^{-1}$. [Zölly 1948] bemerkte dazu, dass die Resultate des Nivellement de Précision "trotz des grossen Aufwandes" knapp unter dieser Toleranz liegen.

Die Dokumentation in [Hirsch et Plantamour 1891] schliesst mit zwei interessanten Detailstudien von Scheiblauser, welche nicht mehr im direkten Zusammenhang mit der Gesamtausgleichung stehen. Einerseits untersuchte er den Einfluss der sphäroidischen Korrekturen³³ (s. a. Kapitel 2.3.9.1) auf die Schleifenschlüsse. Er bemerkte zwar, dass bei den Alpenpolygonen die Normalschwere nicht ohne Einfluss sei, im Allgemeinen aber die Korrekturen weit unter der Messunsicherheit lägen, sodass die im CdH publizierten Koten diesbezüglich nicht in Frage gestellt werden müssten.

Die zweite Untersuchung befasst sich mit den Anschlüssen an die Netze der benachbarten Länder, welche ans Meer anstossen (Frankreich, Italien, Österreich und Deutschland). Mit dem ihm zur Verfügung stehenden Material konnte er 10 Jahre vor der offiziellen Festlegung von Hilfiker für den RPN einen Horizont von **373.54 m** ermitteln, welcher nur 6 cm vom heute gültigen Wert abweicht.

Dieser Wert hatte nie offiziellen Charakter. Mit den nach und nach erschienenen Lieferungen I - IX des NdP mit den provisorischen Höhendifferenzen bezüglich RPN hoffte man immer noch, es werde innert absehbarer Zeit ein Höhenreferenzpunkt der internationalen Geodätischen Kommission festgelegt. Das Eidg. Departement des Inneren forderte im Jahre 1878 von der SGK die möglichst baldige Veröffentlichung von ausgeglichenen Koten, welche sich "auf das Meer" bezogen. Oberst *Hermann Siegfried* (1819 - 1879) liess kurz vor seinem Tode aufgrund einer provisorischen Ausgleichung des NdP von Prof. Plantamour ein 'Registre des repères du nivellement de précision de la Suisse' für

³³ In [Hirsch et Plantamour 1891] wird der Begriff "orthometrische" Korrektur resp. Höhen verwendet, welcher nicht mehr den aktuellen Definitionen entspricht.

praktische Anwendungen³⁴ veröffentlichen [Siegfried 1879]. Den alten, von Eschmann verwendeten Horizont des Chasserals liess er unverändert bei 1609.57 m und legte mit der nivellierten Höhendifferenz von 1232.71 m den Horizont des RPN mit **376.86 m** fest (s. Abb. 4.4-3). Dies ist der offizielle, dem sog. Siegfried-Atlas (Vorgänger der heutigen LK) zugrunde liegende Horizont, welcher auch für zahlreiche Vermessungsarbeiten für technische und amtliche Werke bis weit ins 20. Jahrhundert verwendet wurde.

Ordre	N ^o des repères	Cote sur mètre	Distance au repère précédent	Description des repères.
		mètres		<u>Sur la ligne de Genève à Morges.</u>
1.		376.86		Repère de la Pierre du Niton.
2.		378.83	416	Repère en bronze sur la colonne du nouveau limnètre.

Abbildung 4.4-3: Die Erwähnung des Repère Pierre du Niton im ersten offiziellen Höhenverzeichnis der Fixpunkte des NdP aus dem Jahre 1879 [Siegfried 1879].

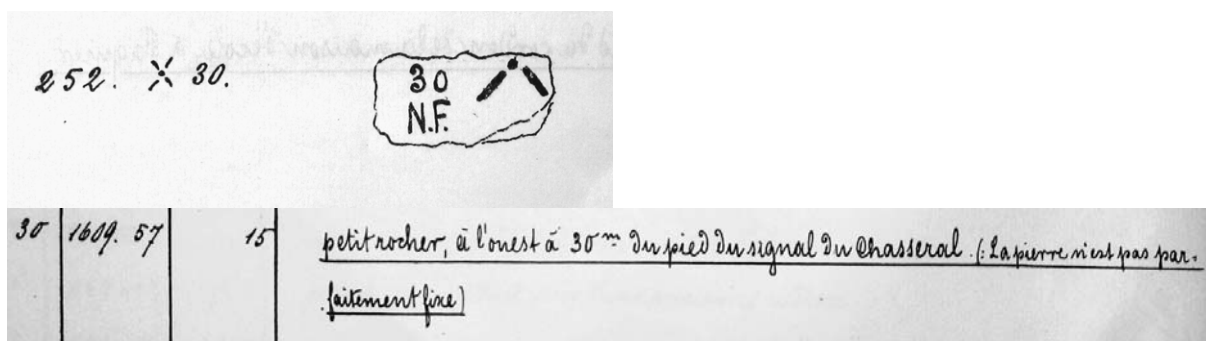


Abbildung 4.4-4: Der Ausgangspunkt auf dem Chasseral für die Horizontfestlegung von 1879 im Verzeichnis von [Siegfried 1879].

Heute mutet es erstaunlich an, dass im Standardwerk über die geodätischen Grundlagen der Schweiz von [Zölly 1948] Eschmann für seine Festlegung des Chasserals im Jahre 1840 kritisiert wurde, während man über die Festlegung der Höhen "für die Bedürfnisse der Praktiker" durch Oberst Siegfried im Jahre 1879 mit demselben Ausgangswert nur wenige Worte verlor. Zu diesem Zeitpunkt (1879) war die Kenntnis weit verbreitet, dass der Horizont über 3 m falsch sein musste. Der Einfluss dieser Festlegung auf die anstehenden Vermessungs- und Kartenwerke war nun wesentlich grösser. Überraschend ist die Festlegung von Siegfried auch deshalb, weil aufgrund der Beschreibung im Register nicht klar ist, ob der Ausgangspunkt der besagten Höhe auf dem Chasseral mit dem Signal identisch war, welches die französischen Ingenieure und später auch Eschmann verwendet hatten. Das in einen Stein gemeisselte Kreuz mit der Kote 1609.57 m ist folgendermassen umschrieben: "petit ro-

³⁴ Im Gegensatz zum 1891 erschienenen Catalogue des Hauteurs enthielt dieses erste, vollständige Verzeichnis der Höhenfixpunkte der Schweiz auch ergänzende Skizzen und Krokis.

cher, à l'ouest à 30 m du pied du signal du Chasseral. (:La pierre n'est pas parfaitement fixe)" (s. Abb. 4.4-4).

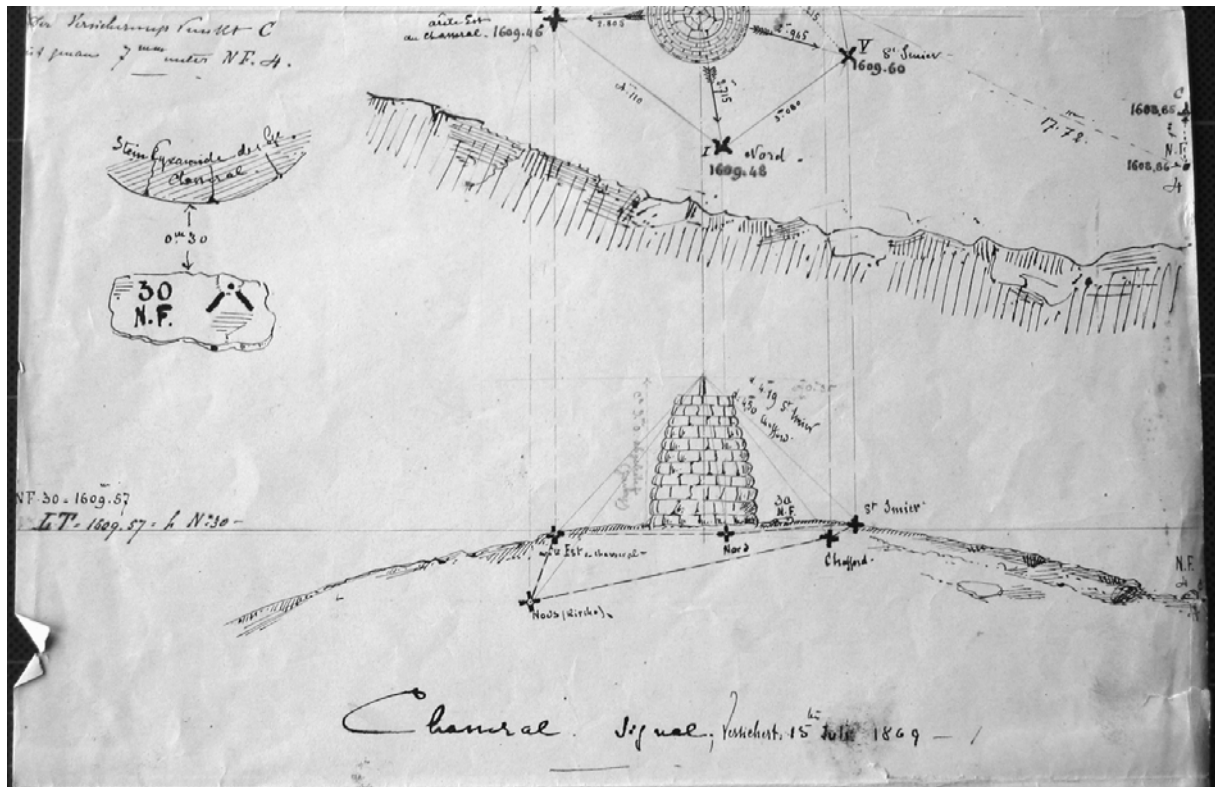


Abbildung 4.4-5: Skizze des Signals auf dem Chasseral aufgrund einer Begehung im Jahre 1869: Der eigentliche Referenzpunkt, welchem die Höhe 1609.57 von Eschmann zugeordnet wurde, ist das gemeisselte Kreuz Nr. 30 aus dem Nivellement de Précision (vgl. a. Kapitel 4.4.3 und Abb. 4.4-4).

4.4.4 Die Bedeutung des Nivellement de Précision für die Gebrauchshöhen (LN02)

Das Nivellement de Précision hat bis zum heutigen Tag einen entscheidenden Einfluss auf die offiziellen Höhen in der Schweiz. Der Abschluss der Messungen der Hauptlinien des Landesnivellements (ca. 1927) und deren strenge Ausgleichung konnte zu Beginn der Grundbuchvermessung im Jahre 1911 nicht abgewartet werden. Für die laufenden Triangulationen und Vermessungen mussten provisorische Höhen zur Verfügung gestellt werden. Die Eidg. Landestopographie entschloss sich damals, die neuen Messungen fortlaufend in den festen Rahmen des NdP einzuzwängen und auf den neuen Horizont von [Hilfiker 1902] zu transformieren. Im Kapitel 5.2 sind diese Arbeiten und einige Untersuchungen dazu ausführlicher dokumentiert.

Wenn nicht speziell vermerkt, sind die Quellen zum Kapitel 4.4 [Siegfried 1879], [Hirsch und Plantamour 1891], [Hilfiker 1902], [Zölly 1948] und [Kobold 1962].

4.5 Übersicht über die Herkunft und die Bedeutung der historischen und aktuellen Horizontfestlegungen am Repère Pierre du Niton

Im Hafenbecken von Genève befinden sich zwei erratische Blöcke aus Granit, die beiden Pierres du Niton. Sie überragen bei mittlerem Wasserstand den Seespiegel um ca. 1-2 m und liegen 40 m und 115 m vom linken Seeufer entfernt (s. Abb. 4.5-1). Auf dem niedrigeren, vom Ufer weiter entfernten Block befindet sich ein in horizontaler Fläche eingelassener Bronze-Fixpunkt. Seine Oberfläche bildet eine kreisrunde Scheibe mit 85 mm Durchmesser (s. Abb. 4.5-2 sowie 6.2-2). Sie befindet sich 27 mm (also ca. 3 cm) tiefer als der höchste Punkt des Blockes. Der Punkt wurde im Jahre 1820 auf Anordnung des damaligen 'Ingénieur du Canton et de la Ville de Genève' und späteren General G.H. Dufour gesetzt. Er diente damals nebst einer Eisenstange und einer Reihe von sieben horizontal versetzten, vom Ufer aus sichtbaren Bolzen als Referenzmarke für die Messung des Wasserstandes des Sees³⁵ (s. Abb. 4.5-3). Der ursprüngliche Grund für diese Massnahme waren Streitigkeiten zwischen den Kantonen Waadt und Genf wegen der Seespiegelhöhe, welche mit der sog. 'machine hydraulique' am Ausfluss der Rhone von den Genfern variiert werden konnte [Røesgen 1918]. Den Fixpunkt nennt man Repère³⁶ Pierre du Niton oder kurz RPN. Die Referenzmarken wurden tatsächlich auch für wissenschaftliche Zwecke verwendet. Von [Plantamour 1874] existiert eine ausführliche Dokumentation der Beobachtungen des Wasserstandes zwischen 1838 und 1873.



Abbildung 4.5-1: Die beiden Pierres du Niton im Hafenbecken von Genève (Aufnahme während den Anschlussmessungen im April 1998 [Schlatter et al. 2000])

Für die geodätischen Grundlagen der Schweiz hat der RPN eine besondere Bedeutung. Er dient als realer Fundamentalpunkt für das Gebrauchshöhensystem LN02 und gleichzeitig als quasi ideeller Höhen-Ausgangspunkt für die neue Landesvermessung der Schweiz LV95 resp. das neue Landes-

³⁵ Die Eisenstange war schon bald verschwunden, die Bolzen waren anlässlich der Messungen 1998 immer noch sichtbar [Schlatter et al. 2000].

³⁶ repère: Orientierungspunkt, Anhaltspunkt [Pons 1996]

höhenetz LHN95 (s. Kapitel 6). Er legt mangels Meeresanschluss den Schweizer Horizont dauernd fest. Die Pierres du Niton geniessen aber auch einen hohen Stellenwert, weil sie seit Ende des 17. Jahrhunderts als Referenzpunkte für Höhenmessungen verwendet wurden. Es ist daher nahe liegend, den Horizont von RPN für Vergleichszwecke von Höhenmessungen etwelcher Art bei zu ziehen.



Abbildung 4.5-2: Der kleinere der beiden Pierres du Niton im Jahre 1911 mit dem sog. Repère Pierre du Niton (rechts)

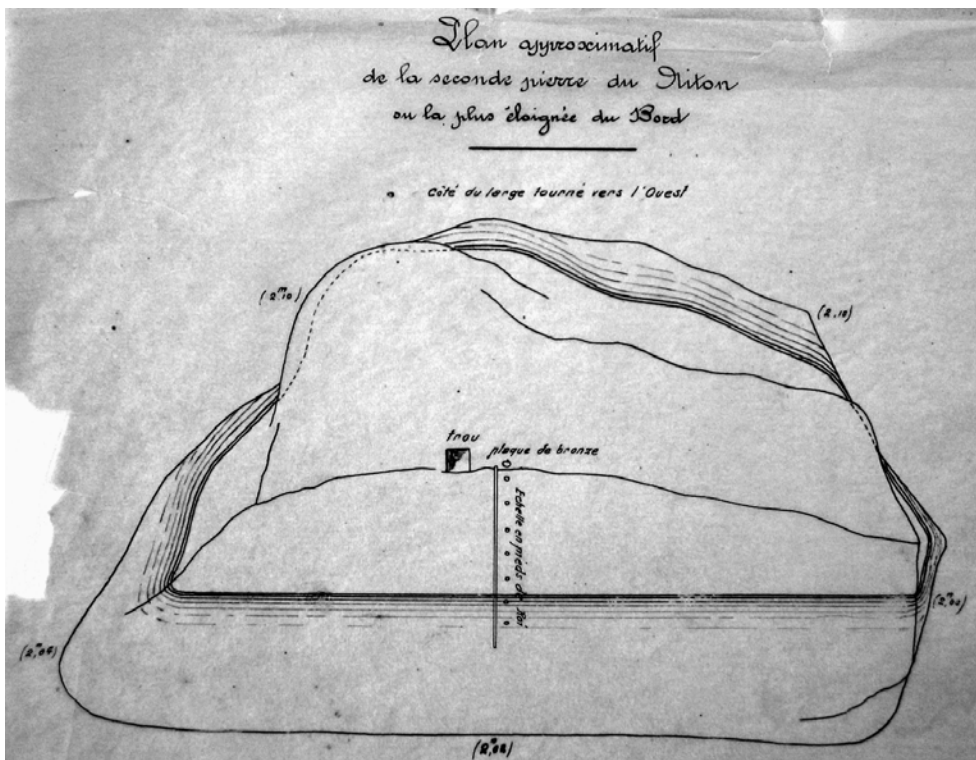


Abbildung 4.5-3: Skizze von G.H. Dufour aus dem Jahre 1846 mit der Bronzeplatte, der Eisenstange und der Bolzenreihe als vom Ufer aus sichtbare Referenzmarken resp. Pegel für den Wasserstand des Sees (Archiv Geodäsie swisstopo).

Die französischen Höhenbestimmungen vor 1833 bezogen sich in der Regel auf die obersten Punkte (sog. 'somet') der beiden Blöcke und/oder auf den mittleren Wasserspiegel bei der 'machine hydraulique' resp. den mittleren Seewasserspiegel bei den Pierres du Niton, welcher ca. 12 cm höher ist als beim Ausfluss der Rhone. Filhon bestimmte 1833 den Unterschied zwischen dem mittleren Seewasserspiegel und dem 'somet' des niedrigeren Pierre du Niton zu 1.75 m. Mit diesen Angaben und der genauen Kenntnis zwischen dem 'somet' und dem Fixpunkt lassen sich Seespiegelhöhen jederzeit auf den RPN umrechnen [Zölly 1917].

In der nachfolgenden Tabelle 4.5-1 werden die wichtigen Meereshöhen-Festlegungen in der Schweiz seit dem 18. Jahrhundert mit Hilfe der Horizonthöhe des RPN gewürdigt. Zudem sind die Herkunft und die Bedeutung der wesentlichen Horizontfestlegungen für die geodätischen und kartografischen Grundlagen der Schweiz dokumentiert. Die Resultate greifen ab 1891 den Erläuterungen in den nachfolgenden Kapiteln vor.

Jahr	Höhe	Entstehung / Bedeutung	Kapitel
ca. 1680	-	Erste Verwendung als Zielpunkt trigonometrischer Messungen der Gebrüder Fatio.	4.1.2
1712/13	-544	Mit der heutigen Höhe des Steilerhorns von 2980 m ü. M. hätte Johan Jakob Scheuchzer mit seiner gemessenen Höhe von 12'000 Fuss für RPN eine Höhen von -544 m über dem Mittelmeer festgelegt.	4.1.2
1731	113	1830 m ü. M. erhielt Scheuchzer 1731 für die barometrische Höhe des Gott-hard Hospiz. Verglichen mit den heutigen 2091 m. ü. M. wäre RPN immerhin schon 113 m über dem Meeresspiegel gelegen.	4.1.2
1750	371	Mit einem eigens konstruierten Barometer bestimmte Micheli du Crest die Höhe seines Verlieses auf der Aarburg anhand einer vierjährigen Beobachtungsreihe und lag 7.5 m über dem heutigen Horizont. Eine äusserst beachtliche Leistung gemessen an der Zeit und den äusseren Umständen.	4.1.3
1775	-	Erste Erwähnung der Pierres du Niton als <i>Höhenreferenzpunkte</i> (ohne absolute Höhe) durch Shuckburgh.	4.1.5
1790	394	Aus dem Vergleich der Höhen der Berner Alpen aus Tralles trigonometrischen Messungen resultiert eine Horizontverschiebung von ca. 20 m. Seinen Ausgangshorizont in Bern legte Tralles barometrisch fest.	4.2.2
1803/04	376	Dieser Wert resultiert, wenn man mit den Kenntnissen der Ostervald'schen Horizontfestlegungen (1841) die Höhe des RPN aus der Höhe des Chasserals aus dem Jahre 1803/04 bestimmt. Die Ausgangshöhe des Chasserals wurde durch den Méridienne de Strassbourg 1803/04 festgelegt.	4.2.3
1820	373.3	Alexandre Roger de Nyon bestimmte 1820 die mittlere Seespiegelhöhe des Lac Léman aus dem Mittel von trigonometrischen und barometrischen Höhenbestimmungen. Mit der in [Zölly 1918] verwendeten Höhendifferenz des RPN zum Mittelwasser resultierte eine überraschend gute Übereinstimmung zum heute gültigen Horizont. Da er die Ausgangshöhe der La Dôle aus dem Méridienne de Strasbourg benutzte, ist die Genauigkeit wohl eher zufällig.	4.1.5
1832	376.52	In der 'Nouvelle description géométrique de la France' [Puissant 1832] ist die Höhe 'Genève Pierre à Niton la plus basse' mit 376.55 m veröffentlicht. Durch Subtraktion der 3 cm resultiert die erste, direkt bestimmte Höhe des RPN. Diese Zahl wurde von Dufour nicht verwendet. Sie würde quasi einer Höhe in der ersten französischen 'Carte General' entsprechen.	4.2.3 (Tab. 4.2-5)

Jahr	Höhe	Entstehung / Bedeutung	Kapitel
1833	376.64	Erster offizieller Horizont für ein Schweizer Kartenwerk: Dieser Wert lässt sich aus Filhons Festlegung des mittleren Wassers bei der sog. 'machine hydraulique' in Genève gegenüber La Dôle ableiten. Die Höhe der La Dôle stammte wiederum indirekt aus dem Prallèle de Bourges (1818-1824) über die Triangulation Intermédière (1827-1829). Filhon bestätigte gegenüber Dufour diesen Wert; er wurde in der Folge für die Aufnahme der topografischen Karten der Kantone Genf und Waadt zwischen 1833 – 1854 eingesetzt (Grundlagen für die spätere Dufourkarte).	4.2.3 4.3.2
1840	376.2	Horizont der Dufourkarte: Eschmanns Veröffentlichung des mittleren Wasserspiegels des Lac Léman zu 374.6 m erzeugt durch Addition der Konstanten (Seespiegel - RPN) eine Höhe des RPN zu 376.2 m ü. M. Die Höhe des Sees resultierte auf trigonometrischem Weg vom Chasseral aus. Für Chasseral wurde das Mittel der beiden in [Puissant 1832] publizierten Werte verwendet (1609.57 m). Dieser Horizont diente als Grundlage für die <i>Triangulation primordiale</i> und die topografischen Aufnahmen für die Dufourkarte (mit den beiden oben genannten Ausnahmen Waadt und Genf).	4.3.2
1841	374.0	Die exaktere Alternative: Ostervald stützte sich für seine Untersuchungen nur auf die neueren Höhen französischer Herkunft aus den Jahren 1827-29 (Triangulation Intermédière) und legte in Neuchâtel 1841 einen eigenen Höhenhorizont fest, welcher aufgrund seiner Rückversicherungsmarken noch heute indirekt sichtbar ist. Mit der Höhendifferenz aus dem Nivellement de Précision zwischen der sog. <i>Môle de Neuchâtel</i> und RPN resultiert eine Höhe von 374.0 m. Hätte Dufour von diesen Resultaten Kenntnis gehabt, wäre diese Kote vielleicht heute noch der gültige Höhenhorizont für die Schweiz.	4.3.3
1862	374.052	Die erste nivellitische Höhenbestimmung des RPN erfolgte durch das erste französische Präzisionsnivellement, dem sog. <i>Nivellement Bourdalouë</i> . Die Höhe gegenüber dem Meerespegel in Marseille fand auch Eingang in die praktischen Arbeiten für die Jura-Gewässerkorrektur. Die relativ grosse Differenz zum offiziellen Horizont der Dufourkarte gab Anlass zur Erstellung des ersten Schweizer Präzisionsnivellements als Beitrag zu einer europäischen Horizontfestlegung.	4.4.1
1865	-	Erste Anschlussmessung an RPN im Rahmen des Nivellement de Précision durch Ing. Benz (Juli 1866) und Ing. Schönholzer (Sept. 1866)	4.4
1879	376.86	Alter Horizont: Der direkt nivellierte Höhenunterschied zwischen dem Chasseral und RPN aus dem NdP im Jahre 1868 verleitete Oberst Siegfried dazu, unter Beibehaltung des alten Horizontes des Chasserals von Eschmann (1609.57 m), RPN zu 376.86 m festzulegen. Dieser sog. 'alte Horizont' diente als Grundlage für den Siegfriedatlas, ein gesamtschweizerisches Kartenwerk im Massstab der Originalaufnahmen der Dufourkarte und der Vorgänger der heutigen Landeskarten.	4.4.3
1891	373.54	Ingenieur Scheiblauber führte die Gesamtausgleichung des NdP durch. Mit dem zur Verfügung stehenden Material über die Auslandanschlüsse mit Frankreich, Deutschland, Italien und Österreich berechnete er für RPN eine Höhe, welche nur wenige cm vom heute gültigen Wert aus 1902 abweicht.	4.4.3

Jahr	Höhe	Entstehung / Bedeutung	Kapitel
1891	±0.000	Ausgangshöhe des Nivellement de Précision (SGK): Die angrenzenden Länder (mit Meeresanschluss) hatten ihre Präzisionsnivellements gleichzeitig mit der Schweiz begonnen und teilweise abgeschlossen. Man wollte also abwarten, um möglichst zuverlässige Meereshöhen für die Fixpunkte zu erhalten. 1891 schien ein gemeinsamer europäischer Horizont in weite Ferne gerückt, so dass sich die SGK entschlossen musste, die Höhenangaben nicht als Meereshöhen zu publizieren, sondern als Höhendifferenzen, welche auf RPN als Nullpunkt bezogen waren.	4.4.3
1893-98	-	Diverse Anschlussnivellements im Rahmen des Versicherungsnivellements: Beobachter unbekannt (1893/95), Messungen Dr. Epper (1897/98) und Dr. Hilfiker (1898).	5.1
1902	373.6	Neuer Horizont im Höhensystem LN02: Dr. J. Hilfiker kam in seinen Untersuchungen zum bekannten Schluss, <i>dass als Ausgangshorizont des schweizerischen Höhennetzes das Mittelwasser des Mittelländischen Meeres im Hafen von Marseille einzuführen sei, das mit Abschluss der Mareographenangaben vom 1. Januar 1900 11 mm über "zéro normal du nivellement général de la France" liegt. Demgemäss sei die absolute Höhe von Pierre du Niton auf 373.6 m festzusetzen</i> (man beachte die Angabe in Dezimeter).	5.2.1
1905	373.600	Erste Anschlussmessung im Rahmen des Landesnivellements durch R. Gassmann, welcher eine Senkung des RPN von 4 mm in 7 Jahren konstatierte. Er hatte sich aber im Vorzeichen geirrt, tatsächlich senkten sich die Uferpunkte und das nahe Stadtgebiet gegenüber dem RPN (s. Abb. 4.5-4).	5.2.2
1910	373.6	Gesetzliche Verankerung der Höhe: Die Höhe findet in den bundesrechtlichen Instruktionen für die Ausführung der Grundbuchvermessung vom 15. Dezember 1910 Art. 21 erstmals Eingang in die Schweizerische Gesetzgebung.	5.3
1917	373.6	Verankerung für die Bedürfnisse der Wasserwirtschaft Die Abteilung für Wasserwirtschaft des Schweiz. Departementes des Innern beschliesst am 26. 4. 1917, ab diesem Zeitpunkt alle Messungen und Höhenangaben auf den neuen Horizont zu beziehen [Bosshard 1917].	5.3
1927	373.6	Verankerung für die Bedürfnisse der Bahnvermessung Erst am 18. März 1927 beschlossen die Schweizerischen Bundesbahnen, die Vielfältigkeit der Horizontangaben in der Bahnvermessung aufzuheben und den neuen Horizont einzuführen.	5.3
1952	373.600	Zweite Anschlussmessung im Rahmen der Neumessung des Landesnivellements von Genève bis Martigny (Beobachter Hunziker).	6.5.1
1969	373.92	1969 wurden die Resultate des dritten Präzisionsnivellements von Frankreich (IGN) veröffentlicht. Eine Hauptlinie endete in Annemasse (F)/Moillesulaz (CH), welcher gleichzeitig einer der Verknüpfungsorte des europäischen Nivellements (UELN) zwischen Frankreich und der Schweiz ist. Der Anschluss zum RPN wurde von den französischen Geodäten nicht mehr gemessen. Mit den letzten Schweizer Messungen in 1998 resultiert eine Differenz von -32 cm (CH-F). Der französische Horizont von RPN liegt also leicht höher und sehr nahe an den Bestimmungen von Ostervald und Bourdalué aus den Jahren 1841 und 1862.	11.6
1973/86	373.45	Mit den Daten aus 1973 und der Berechnung aus 1986 besteht am UELN-Knoten Moillesulaz (Grenzübergang Annemasse/Genève) ein Unterschied von -0.147 m zwischen den europäischen Normalhöhen und den Gebrauchshöhen LN02. Die für RPN berechnete Höhe würde sich auf den Pegel Amsterdam beziehen.	11.5
1995/98	373.43	Mit der UELN-Lösung 1995-98 resultiert im Knoten Moillesulaz zwischen den Normalhöhen und LN02 ein Unterschied von -0.173 m.	11.5

Jahr	Höhe	Entstehung / Bedeutung	Kapitel
1998	373.600	Ideeller Höhenhorizont LHN95 (CH1903+): Am 15. Januar 1998 beschliesst der Ausschuss 'Höhensystem' der Arbeitsgruppe LV95, dass die orthometrische Höhe im System CH1903+ des Fundamentalpunktes der neuen Landesvermessung LV95 in Zimmerwald so festzulegen sei, dass der RPN zur Epoche 1993.0 aus den Nivellementmessungen Stand 1998 eine orthometrische Höhe von 373.600 m erhält. RPN bleibt also ideeller Fundamentalpunkt des neuen Landeshöhenetzes LHN95.	6.2.2.2
1998	373.6	Dritte Anschlussmessung im Rahmen der Neumessung der Strecke Nyon – Genève und gleichzeitig erste GPS-Messung auf dem grossen Pierre du Niton (Beobachter A. Schlatter). Weiterhin zählt RPN im Vergleich mit anderen, wiederholt beobachteten Punkten zu den Stabilsten in Genève.	6.5.1
2005	373.595	Resultierende Höhe RPN aus der Schlussberechnung LHN95. Die Einführung von neuen Messungen zwischen Zimmerwald und Genève führte gegenüber der Festlegung der Höhe des Fundamentalpunktes in Zimmerwald im Jahre 1998 faktisch zu einer kleinen Änderung der <i>ideellen Ausgangshöhe</i> CH1903+.	(11.2)

Tabelle 4.5-1: Direkte und indirekte Horizontfestlegungen am Repère Pierre du Niton (RPN).

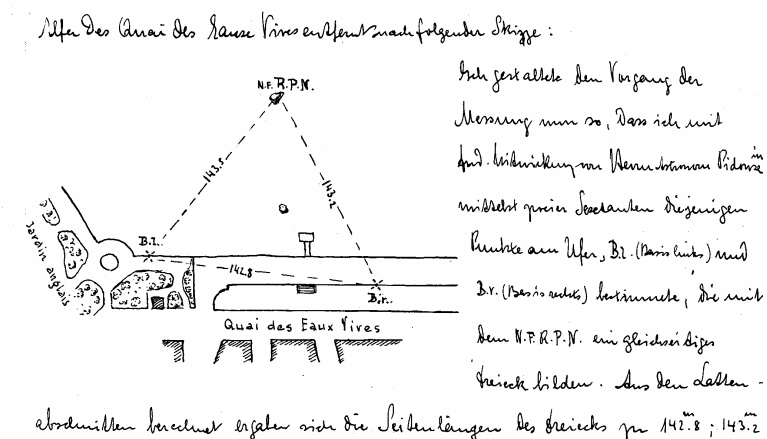


Abbildung 4.5-4: Skizze von Gassmann zu den Anschlussmessungen LN 1905 [Schlatter et al. 2000]



Abbildung 4.5-5: Anschlussmessungen LN 1998 mit Aufnahmen vom grösseren der beiden Pierres du Niton, welcher als Stationspunkt für Nivellement, trigonometrische Höhenübertragung und GPS-Messungen diente. Nahezu aufwändiger als die Messungen war der Transport des Materials per Schlauchboot [Schlatter et al. 2000].

Der Wechsel vom 'alten' auf den 'neuen Horizont' im Jahre 1902 war äusserst einschneidend, da doch schon viele präzise Vermessungswerke für den Bahnbau und die Hydrologie vorlagen. Die Verwechslungen waren voraussehbar. Trotzdem, die Gelegenheit, eine einheitliche Höhengrundlage in der Schweiz zu schaffen, war nie mehr so günstig, wie anfangs des 20. Jahrhunderts. Gleichzeitig mit den Untersuchungen von [Hilfiker 1902] wurde ein neues Projektionssystem für die Schweiz erarbeitet [Rosenmund 1903]. Eine neue einheitliche Landestriangulation und ein neues Landesnivellement waren bereits in Arbeit, ein neues Kartenwerk war in Aussicht und eine einheitliche Grundbuchvermessung lag im Entwurf vor.

5. Höhenbestimmung als Aufgabe der Landes- und der amtlichen Vermessung in der Schweiz

Nach der Veröffentlichung des Catalogue des Hauteurs (CdH), der letzten Publikation über das Nivellement de Précision im Jahre 1891, überliess die SGK die Unterhaltsarbeiten dem damaligen Eidg. Topographischen Bureau³⁷. Die SGK beschäftigte damals nur einen einzigen Ingenieur, welchen sie für neue Aufgaben einsetzen wollte. Damit wurden die Präzisionsnivellements offizieller Bestandteil der Landesvermessung und kurze Zeit später die Grundlage für die Höhenbestimmung in der amtlichen Vermessung der Schweiz.

5.1 Das Versicherungsnivellement von 1893 - 1902

Nach 1891 und bereits unabhängig von der SGK fanden Anschlussmessungen ausgewählter Bahngelände der *Centralbahn* und der Pegel des *hydrometrischen Dienstes* entlang der Aare, Reuss und Thur an das NdP statt. Noch vor Beendigung der Arbeiten am Nivellement de Précision (NdP) zeigte eine Begehung des Netzes im Jahre 1886/87 durch das Topographische Bureau in Zusammenarbeit mit der SGK, dass ein beachtlicher Teil der Punkte zerstört oder deren Lage aufgrund der Beschreibung oder Markierung unsicher war (s. a. Kapitel 4.2.2).

Der schnell fortschreitende Zerfall des Netzes führte dazu, dass das Topographische Bureau in Eigenregie, unterstützt mit jährlichen Beiträgen der SGK, eine Revision mit ergänzenden Neumessungen durchführte. Diese Arbeiten zwischen 1893 und 1902 sind unter dem Begriff *Versicherungsnivellement* (VN) bekannt und wurden durch den Leiter des Bureaus *Jean Jacques Lochmann* (1836 – 1923) angeordnet. Die Schlussdokumentation wurde auf Ersuchen der SGK von *Dr. Jakob Hilfiker* (1851 – 1913) erstellt und listete 3 Ziele für das VN auf [Hilfiker 1905]:

1. Erhaltung und Ausbau des bisherigen Netzes (NdP)
2. Technische Zwecke (Nivellements für unterschiedliche Ziele wie den Bahn- und Tunnelbau, Anschluss meteorologischer Stationen, Pegelanschlüsse etc.)
3. Kritik der bisheriger Arbeiten und Ableitung definitiver Anschlüsse an das Ausland

Das Versicherungsnivellement ist in verschiedener Hinsicht bis in die heutige Zeit von Bedeutung. Einerseits galt es, die Arbeiten der SGK zu erhalten und auszubauen, andererseits wollte man die

³⁷ ab 1838 (gilt als offizielles Gründungsdatum der Landestopografie): *Eidgenössisches Topographisches Bureau*; 1900: Umbenennung in *Abteilung für Landestopographie* des Eidg. Militärdepartementes; 1968: offizielle Umbenennung in *Eidgenössische Landestopographie*; 1979: offizielle Umbenennung in *Bundesamt für Landestopographie*; 2002: *swisstopo* wird als Marke und Logo für den weiterhin offiziellen Namen Bundesamt für Landestopografie eingeführt. Für die Organisation 'Landestopografie' wird in dieser Arbeit ab 1900 die Abkürzung *L+T* und ab 2002 *swisstopo* verwendet ([Zölly 1948] und [Oehrli 2002]).

systematischen Fehlereinflüsse im NdP untersuchen und eruieren, um aus den Erkenntnissen Instruktionen und Grundlagen für die geplanten Arbeiten an Präzisionsnivellements zu erarbeiten.

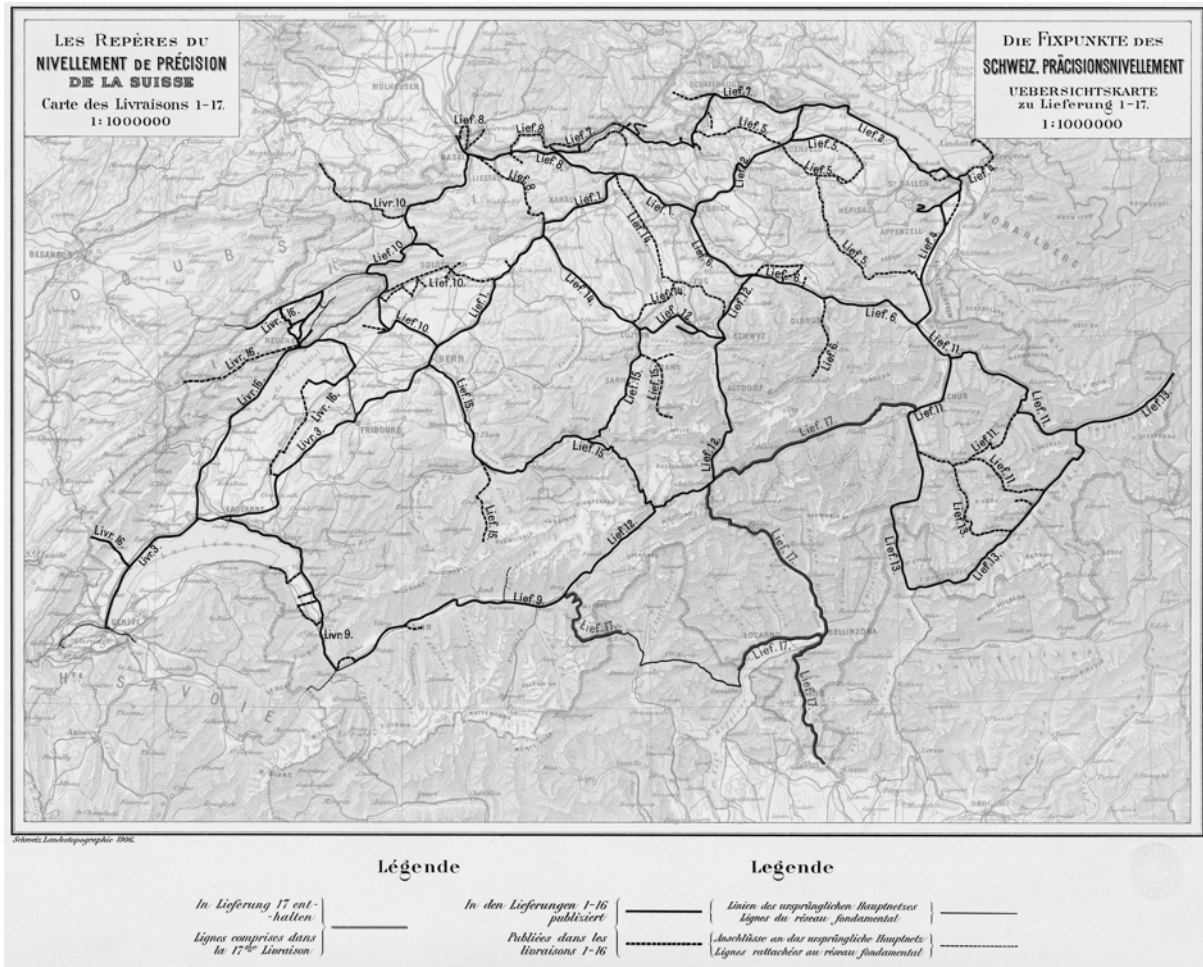


Abbildung 5.1-1: Die Linien und Lieferungen (Punkt-Dokumentationen) des Versicherungsnivellements (1893 - 1902)

Zwischen 1893 und 1902 wurden insgesamt 609 km Kontrollnivellements und 1065 km Neunivellements durchgeführt. Abb. 5.1-1 zeigt die bearbeiteten Linien und gleichzeitig die 17 Lieferungen der umfangreichen Punktdokumentation. Erweiterungen des ursprünglichen Netzes der SGK fanden vor allem in der Nordostschweiz und im Kanton Graubünden statt. Ausserdem wurden diese Arbeiten benutzt, um die Anschlussmessungen zu den Portalen der geplanten Tunneln Lötschberg, Simplon und Albula vorzunehmen. Anfänglich kamen die gleichen Instrumente wie für das NdP zum Einsatz, nämlich die beiden Libellennivelliere von Kern, Aarau. Im Winter 1896/97 wurde ein gleiches Instrument mit wesentlicher unempfindlicherer Libelle angeschafft und die beiden anderen Geräte mit dem neuen Libellentyp von 1 Pars = 1.4" auf 1 Pars = 5" umgerüstet. Die alten Latten der SGK erwiesen sich 1893 nicht mehr als felddauglich. Für die Arbeiten wurden neue Miren angeschafft, teilweise vom gleichen Typ (Holzlatten), teilweise kamen aber auch neuere Konstruktionen wie die *Reversions- und Kompensationsmiren* zum Einsatz (s. a. Kapitel 6.5.1.2).



Abbildung 5.1-2: Feldvergleich der Miren mit Stahlmassstab am Grossen St. Bernhard (1906)

Mit dem Fortschreiten der Arbeiten und den gewonnenen Resultaten wurden laufend die Arbeitsmethoden und die Messvorschriften angepasst und in eigentlichen Instruktionen festgehalten (bspw. [Rosenmund 1898] und [Hilfiker 1905]). Die wichtigsten Massnahmen waren:

- Durchführung von Kontrollen des Lattenmeters im Felde mit einem mitgeführten Stahlmassstab (später mit einem Invarstab; s. Abb. 5.1-2); Anfänglich war in der Ebene ein Vergleich nach acht Tagen und im Gebirge etwas häufiger vorgesehen. Nach umfangreichen Testmessungen auf den Gurten (1902/03) waren minimal tägliche Vergleiche gefordert. Diese Methode wurde bis zur Ablösung durch die Kompensations- und später durch die Invarmiren angewandt.
- Einsatz von zwei Latten pro Instrument und damit rascheres, zeitlich symmetrisches Beobachten des Vor- und Rückblickes zur Elimination der Einsinkeffekte. Verwendung von Latten mit Doppelteilung und eingeritzten Millimeterstrichen sowie Lattengestellen und Fussplatten für eine stabilere Aufstellung.
- Deutliche Reduktion der Zielweiten von den ursprünglich 100 m aufgrund der Vorgaben der SGK auf maximal 20 m. Dies hatte einen negativen Einfluss auf die Tagesleistung einer Equipe.
- Messbeginn bei Tagesanbruch und Messungen bis zur Dämmerung. Die schlechten Bedingungen um die Mittagszeit (ca. 10 – 16 Uhr) wurden für Lattenprüfungen mit dem Normal und für die Vorbereitung des weiteren Verlaufs der Messstrecke ausgenutzt.
- Massnahmen zum Schutz der Instrumente vor der Einwirkung durch Sonne und Wind.

Letztendlich beruhen viele Messvorschriften, welche im späteren Landesnivellement galten, auf den Erfahrungen des VN.

Mit dem Abschluss der Feldarbeiten im Jahre 1902 galten 45 % der Punkte des NdP als vollständig verloren. Im Topographischen Bureau war man sich bereits 1893 bewusst, dass die Versicherungsart

des SGK-Netzes (Bronzeplatten und gemeisselte Punkte) abgeändert werden musste. Von nun an wurden auch Bolzen an vertikalen Flächen horizontal eingelassen. Den Ingenieuren wurde in Instruktionen nahe gelegt, Punkte nur noch in gut fundierten Bauten in möglichst geschützter Lage anzubringen. Von Nivellementstrecken entlang der Bahntrassees wurde gänzlich abgesehen, da die Objekte wie Brücken, Pfeiler, Masten etc. einem fortlaufenden Unterhalt und Ausbau ausgesetzt sind und somit die langfristige Erhaltung der Fixpunkte nicht gewährleistet war. In erster Linie galt es aber, die bestehenden Punkte des NdP zu versichern, damit sie dauernd geschützt resp. ohne grossen Aufwand aus den benachbarten Punkten rekonstruiert oder ersetzt werden konnten; daher auch der später eingeführte Name *Versicherungsnivellement*.

Die L+T unterschied damals zwei Kategorien von Punkten:

1. Hauptpunkte oder Höhenmarken erster Ordnung: Bronzeplatten des NdP und neue Bronzeschilder des VN (s. Abb. 5.1-3)
2. Höhenmarken zweiter Ordnung: Bronzebolzen des VN, gemeisselte Kreuze des NdP sowie Nieten (Eisenschrauben) als Ergänzungen innerhalb von Punktgruppen

Insgesamt wurden 3733 ergänzende Punkte versetzt [Hilfiker 1905].



Abbildung 5.1-3: Bronzeschild Nr. 31 des Versicherungsnivellements am Kloster in Engelberg.

Um den Kantonen, Bahngesellschaften, Technikern etc. die Resultate möglichst rasch zugänglich zu machen, aber auch um den Schutz der Punkte zu fördern, wurden sie zwischen 1894 und 1907 in insgesamt 17 Lieferungen und drei Ergänzungsheften publiziert. Erstmals wurden neben den Beschreibungen und den Koten - nach wie vor als Höhendifferenzen über RPN angegeben - auch Situations- und Detailskizzen veröffentlicht. Diese Publikationen gehören zweifelsohne zu den Schönsten, welche im Rahmen von geodätischen Arbeiten der L+T je veröffentlicht worden sind (s. Abb. 5.1-4). In Anbetracht der Detailtreue dieser Handarbeit ist es umso erstaunlicher, wie die Dokumentationsarbeiten mit den Messarbeiten Schritt halten konnten.

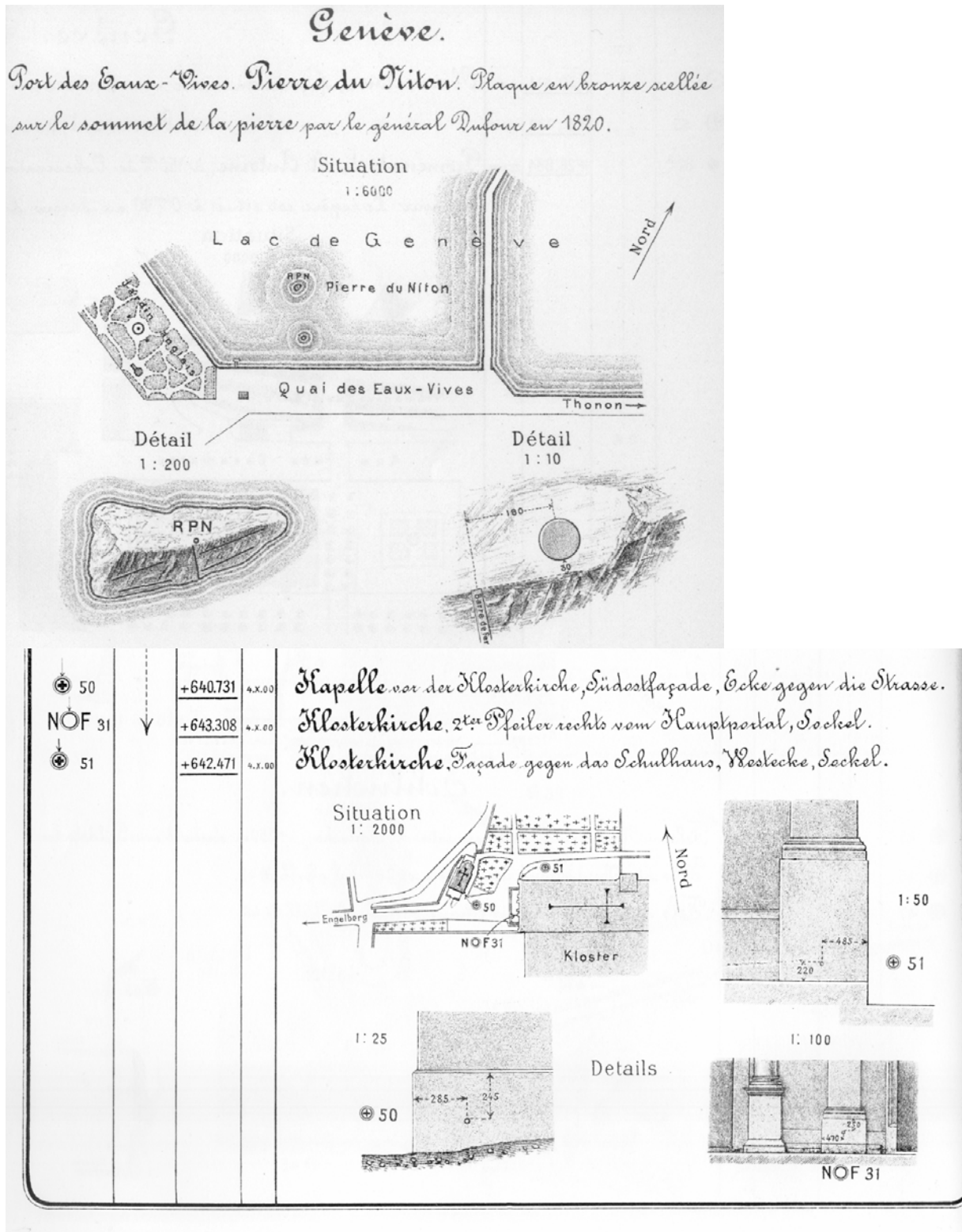


Abbildung 5.1-4: Ausschnitte aus den Punktdokumentationen des Versicherungsnivellements. Oben: Skizze des RPN mit Details aus der Lieferung 3 (1895); Unten: (u. a.) Punkt 31 am Kloster in Engelberg (vgl. Abb. 5.1-3) aus der Lieferung 15 (1903).

Bezüglich der Berechnung der Koten ist in der Dokumentation von [Hilfiker 1905] praktisch nichts zu erfahren. Im einleitenden Text zu den 17 Lieferungen ist jedoch festgehalten:

Da wo die Punkte des ursprünglichen Netzes durch neues Nivellement kontrolliert wurden, sind die Höhenzahlen derselben nach dem "Catalogue des Hauteurs" der schweiz. geodätischen Kommission beibehalten, sofern die Differenz nicht mehr betrug, als der für die neu nivellierte Strecke zulässige Beobachtungsfehler (3 mm auf 1.Km).

In [Rosenmund 1898] wurden die Ingenieure der L+T instruiert, dass bei einer Linie des ursprünglichen Nivellements die Höhendifferenz unverändert beibehalten werden soll, sofern die Kontrollmessung nicht mehr als $3\text{mm} \cdot \sqrt{k}$ differiert (k = nivellierte Kilometer). Wo man also innerhalb der *Messgenauigkeit* des NdP keine Änderung feststellte, wurden die Höhen (resp. Höhendifferenzen) des CdH weiterhin verwendet. Wie wir in den nachfolgenden Kapiteln noch sehen werden, ist dies die gleiche Toleranz, wie sie heute noch für die Gebrauchshöhen im Bezugsrahmen LN02 angewendet wird.

So prächtig die Lieferungen gestaltet waren, hat vermutlich eine Bemerkung, welche noch Ende 1906 gedruckt wurde, den Wechsel auf den neuen Horizont von RPN erschwerend beeinflusst. Obwohl die Koten als Höhendifferenzen zum RPN vorlagen, wurde der Benutzer an prominenter Stelle darauf hingewiesen, dass in sämtlichen offiziellen schweizerischen Kartenwerken "als Ausgang für die auf Schweizergelände bestimmten Höhenzahlen" RPN = 376.860 angenommen wurde (s. Abb. 5.1-5). Trotz der hehren Absicht, gar eine internationale Horizontfestlegung abzuwarten, leistete man der Umrechnung in Höhen bezüglich des alten Horizontes zusätzlich Vorschub.

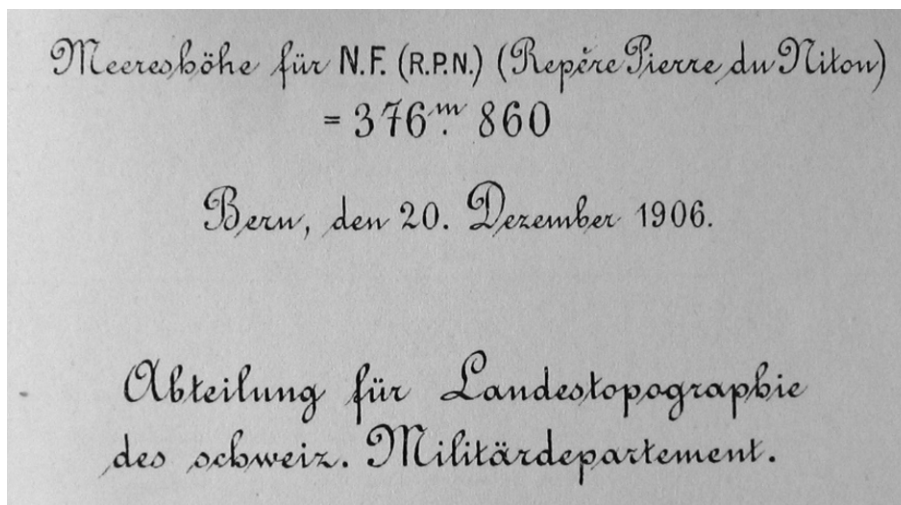


Abbildung 5.1-5: Ausschnitt der Horizontangabe in der Einleitung zur 17. Lieferung des Versicherungsnivellements aus dem Jahre 1906.

5.2 Der neue Horizont des RPN, das Landesnivellement und die Festlegung der Gebrauchshöhen LN02

Die ersten Arbeiten am heutigen Landesnivellement (LN) zu Beginn des 20. Jahrhunderts waren hauptsächlich durch die beiden Ingenieure Jakob Hilfiker und *Robert Gassmann* (1879 – 1937) geprägt. Beide verstarben noch während ihrer Anstellung an der Abteilung für Landestopographie (L+T). Während Hilfiker bereits ab 1892 am Versicherungsnivellement (VN) massgeblich beteiligt war, trat Gassmann 1904 in die L+T ein und betreute nach dem frühen Tode von Hilfiker im Jahre 1913 die Messungen an den Linien des LN mit einer bemerkenswerten und zugleich notwendigen Akribie³⁸.

Wir wenden uns in diesem Unterkapitel hauptsächlich der Festlegung des Horizontes, dem Netzaufbau, der Herleitung der Gebrauchshöhen (Höhen LN02) und allgemeinen Angaben zu, um den geschichtlichen Abriss möglichst abzurunden. Die eigentlichen Messungen von 1902 - 2004 und das dazu verwendete Instrumentarium sind im Kapitel 6 beschrieben, da sie die Hauptgrundlage für die Berechnung des neuen Landeshöhennetzes LHN95 bilden.

5.2.1 Die Festlegung des neuen Horizontes des RPN

Nach dem Rücktritt von Oberst Lochmann auf Ende des Jahres 1900 wurde das Eidg. Topographische Bureau zur selbständigen Abteilung für Landestopographie des Eidg. Militärdepartements erhoben und der damalige Topograf *Leonz Held* (1844 – 1929) als Chef ernannt. Seine ersten Amtshandlungen waren wegweisend für die geodätischen Grundlagen der neuen Landeskarten und der amtlichen Vermessungen. Er beauftragte seine beiden Mitarbeiter Max Rosenmund und Jakob Hilfiker, für die geplanten Triangulationen und die Neuauflage der Karte Studien über die Wahl eines einheitlichen Projektionssystems und eines geeigneten Höhenhorizontes zu erarbeiten. Hilfiker veröffentlichte seine Resultate anfangs 1902 in den bekannten *Untersuchungen der Höhenverhältnisse der Schweiz* [Hilfiker 1902].

Den Studien von Hilfiker um die Jahrhundertwende geht ein längerer Disput um eine einheitliche europäische Horizontfestlegung voraus. Wie im Kapitel 4.4.2 erwähnt, regte Prof. Hirsch 1864 in den internationalen Gremien für die europäische Gradmessungen diesbezügliche Arbeiten an. Diese Untersuchungen gipfelten 1891 in einem Bericht von A. Börsch über *die Vergleichung der Mittelwasser* rund um den Kontinent [Börsch 1891]. Im gleichen Jahr unterbreitete Prof. Helmert als Vorsitzender der internationalen Konferenz für die Gradmessungen aufgrund dieser Arbeit den Antrag, dass von der Wahl eines gemeinsamen Nullpunktes der Höhen in Europa abgesehen werde. Die einzelnen Länder

³⁸ In [Zölly 1948] ist festgehalten: ...*Während der ganzen Dauer der Nivellementsarbeiten war Gassmann der sichere und zuverlässige Nivelleur, der auch seine jüngeren Kollegen in diese äusserst peinlich auszuführenden Arbeiten einführte, vor allem die Ingenieure J. Schwank, A. Ith, J. Favre, H. Härry, F. Kradolfer und A. Charles.*

sollten sich mit Vorteil an ihre eigenen Meeresanschlüsse halten, da *das Meer über grosse Distanzen besser nivelliere, zur Zeit wenigstens, als das beste Instrument in den Händen des geschicktesten Ingenieurs*. Gegen diese Lösung protestierte Prof. Hirsch als Binnenlandvertreter vehement und forderte weitere Massnahmen hinsichtlich einer gemeinsamen Lösung. Weitere Studien wurden in Aussicht gestellt, die Anforderungen an einen internationalen Höhennullpunkt erarbeitet und die Frage der Untersuchung der mittleren Meereshöhen rund um den Kontinent aufgrund von Präzisionsnivelements als ständige Aufgabe betrachtet. Vom ursprünglichen Antrag Helmerts wurde jedoch nicht mehr abgewichen und nach 1893 versandeten die Bemühungen von Hirsch.

Hilfiker nannte zwei Gründe, wieso die Anstrengungen vor der Jahrhundertwende nicht zum gewünschten Erfolg führten. Zum einen hatten grosse Staaten wie Frankreich bereits ein einheitliches System erschaffen, welches sie voraussichtlich nicht preisgeben wollten, solange ihnen dadurch keine Vorteile erwachsen. Zum anderen bestanden nach wie vor Schwierigkeiten, mit den vorhandenen Messungen zu den Meeresspegeln Resultate zu erzeugen, deren Widersprüche die Zweifel an einem gemeinsamen Horizont ausräumten. Da er von internationaler Seite keine weiteren Bemühungen erwartete und der Schweiz auch nahe gelegt wurde, diese Frage mit dem vorhandenen Messmaterial selber zu lösen, sah Hilfiker keinen Grund mehr, länger zuzuwarten.

In [Hilfiker 1902] sind sämtliche theoretischen Überlegungen, die Ausgangsdaten (Pegel- und Nivellementmessungen) der benachbarten Länder, die Berechnungen und der Antrag für den neuen Horizont des RPN ausführlich und akribisch dokumentiert. Letztendlich basierte er seine Berechnungen auf vier unterschiedlichen Meeresanschlüssen, welche ihm von der internationalen Konferenz für die Gradmessungen zu Verfügung gestellt worden sind. Innerhalb der Schweiz musste er sich auf die Messungen des NdP abstützen, welche durch das Versicherungsnivellement mit zusätzlichen Auslandanschlüssen bewusst erweitert wurden. Tab. 5.2-1 fasst das Hauptresultat seiner Studien zusammen:

	Nach Anschluss mit	Höhe über Mittelwasser	Gewicht
1.	Frankreich	in Marseille.....373,633 m	2,8
2.	Italien	der ital. Meere..... 373,760 m	1,0
3.	Oesterreich	in Triest.....373,724 m	0,7
4.	Deutschland	in Swinemünde..... 373,427 m	2,6
Höhe der Bronzeplatte auf Pierre du Niton über dem Mittelwasser der Meere 373,585 m \pm 0,074 m.			

Tabelle 5.2-1: Die Höhen für den RPN aus den vier Anschlüssen an die unterschiedlichen Mittelwasser (aus [Hilfiker 1902])

Hilfiker bildete also zuerst ein gewichtetes Mittel der vier Anschlüsse an die Mittelwasser in Marseille, in Triest, in Swinemünde und rund um Italien. Die Gewichte der Einzelwerte schliessen sich in

erster Linie an die Ergebnisse von [Börsch 1891] an. Er zweifelte jedoch an der Zuverlässigkeit der Anschlüsse über Deutschland und Österreich. Gleichzeitig vermutete er, dass das neue *Nivellement Général de la France* (1884 – 1922) aufgrund der Untersuchungen über systematische und zufällige Fehler durch dessen Directeur *Charles Lallemand* (1857 - 1938) die beste Genauigkeit und Zuverlässigkeit aufweisen musste. Zudem war der Anschluss von RPN nach Moillesulaz (östlich von Genève) mit 6 km der Kürzeste und somit die genaueste Verbindung zu einem Grenzanschluss. Hilfiker war sich auch bewusst, dass es mit den bevorstehenden Neumessungen der Gotthardlinie, der strengen (sphäroidischen) Reduktion der Messungen und der nachfolgenden Gesamtausgleichung nicht angebracht wäre, eine Höhe des RPN auf Millimeterwerte zu fixieren, wenn Änderungen und Unsicherheiten in der Grössenordnung von einigen cm zu erwarten waren. Da er sich aber sicher war, dass ein definitiver Anschluss über Frankreich seine Festlegung nicht mehr als einen Dezimeter ändern würde und für die Aufgaben der Kartografie diese Genauigkeit ausreichte, schlug er die bekannte Festlegung vor:

Als Ausgangshorizont des schweizerischen Höhennetzes wird das Mittelwasser des Mittelländischen Meeres im Hafen von Marseille eingeführt, das mit Abschluss der Mareographenangaben vom 1. Januar 1900 11 mm über "zéro normal du nivellement général de la France" liegt. Demgemäss wird die absolute Höhe von Pierre du Niton auf

373,6 m

festgesetzt.

Abbildung 5.2-1: Der Vorschlag von Jakob Hilfiker für die Festsetzung des neuen Horizontes (aus [Hilfiker 1902]).

Als kleiner Nachtrag zu dieser heute noch gültigen Definition sind zwei wichtige Punkte hervorzuheben:

- Der Horizont wurde bewusst auf den Dezimeter gerundet angegeben und soll auch mit dieser Messunsicherheit interpretiert werden. Wenn man die aktuellen Horizontunterschiede im Vergleich mit den offiziellen Höhen der benachbarten Staaten entlang unserer Landesgrenze betrachtet, besitzt diese Festlegung noch heute ihre Berechtigung (s. a. Kapitel 11.6).
- Sämtliche Messungen aus dem Ausland lagen damals sphäroidisch korrigiert vor (s. Kapitel 2.3.9). Hilfiker berücksichtigte diese Korrekturen ebenfalls an den Messungen des NdP, auch wenn dieses Netz ursprünglich ohne Schwerereduktionen ausgeglichen worden sind. Er verwendete die gleichen Formeln, wie sie in [Helmert 1890] entwickelt und von Goulier und Lallemand für die Reduktion des *Nivellement Général de la France* benutzt worden sind. Die Reduktionsformel für die Korrektur γ , welche an den beobachteten Höhendifferenzen zwischen zwei Stationen angebracht werden musste, lautete:

$$\gamma = -0.0053H_o \sin 2\varphi \cdot d\varphi \quad (5.2-1)$$

wobei: H_o : mittlere Meereshöhe
 φ : mittlere geografische Breite
 $d\varphi$: Polhöhenunterschied zwischen den Stationen

Wenn in der Literatur geschrieben steht, dass der Horizont von RPN als orthometrische Höhe festgelegt wurde, so stimmt dies nach heute verwendeten Begriffen nicht mehr. Vielmehr handelt es sich um eine *sphäroidische Höhe*, resp. bei der Festlegung wurde nur die Änderung aufgrund der sphäroidischen Modellgestalt der Erde resp. durch den Einfluss der *Variation der Normalschwere* berücksichtigt. Als Beispiel aus [Börsch 1891] sei erwähnt: Für die Strecke Amsterdam – Genua wächst die sphäroidische Korrektur an einer nivellierten Höhendifferenz auf +0.227 m an, was natürlich deren Bedeutung beim Vergleich der Mittelwasser der Nordsee und des Mittelmeers eindrucklich beweist.

Das in der Schweiz offiziell verwendete Höhensystem für die amtliche Vermessung und alle darauf basierenden Arbeiten wird quasi zu Ehren von Jakob Hilfiker als LN02 bezeichnet. Nach heutigen Begriffen legte Hilfiker mit der *Horizontfestlegung* nur den einen Teil des Höhenbezugssystems LN02 fest (vgl. Kapitel 2.4). Über die *Höhenart* eines künftigen Höhensystems gab [Hilfiker 1902] keine abschliessende Auskunft, auch wenn er die Höhe von RPN nach heutiger Terminologie als *sphäroidische Höhe* definiert hat. Zu Beginn der Arbeiten am damals neuen Landesnivellement war also noch nicht bekannt, nach welchen Methoden die Schwerereduktion der Messungen erfolgen sollte. Somit war auch nicht vorausgesetzt, welche Höhenart letztendlich daraus resultiert (s. a. Kapitel 5.2.3).

5.2.2 Die Arbeiten am Landesnivellement der Schweiz (LN) ab 1902

Hinsichtlich der kommenden Aufgaben für die neue Landeskarte und die Grundbuchvermessungen beschloss die Abteilung für Landestopographie (L+T), ein neues Landesnivellement auszuführen, das den Erkenntnissen entsprechen sollte, die im Versicherungsnivellement von 1893 - 1902 gewonnen wurden. Für die ersten Arbeitsanweisungen waren die Erfahrungen aus zwei Testmessungen massgebend: das sog. "Talnivellement von Bern über Thun nach Spiez" und das "Bergnivellement Bern - Wabern - Gurten" aus den Jahren 1902/03.

5.2.2.1 Die Netzanlage

Das damals geplante Hauptnetz hat noch heute seine Gültigkeit und umfasst 18 Polygone, deren Linien soweit wie möglich denjenigen des Nivellement de Précision und des Versicherungsnivellements folgen. Es wurde in den Jahren 1903 - 1927 gemessen. Mit Ergänzungsmessungen (auch Sekundär- oder Nebenlinien genannt) wurden zwischen 1927 bis 1947 weitere Gebiete mit exakt bestimmten Höhenfixpunkten versehen. Zum Teil sind vollständig neue Linien angelegt worden, teilweise folgten diese Ergänzungen ebenfalls einzelnen Abschnitten der beiden älteren Nivellements.

Wenn wir das heutige Landeshöhennetz (LHN; Stand 2004), welches von swisstopo weiterhin unterhalten wird (s. a. Kapitel 6.5.2 und 7.5) mit dem Nivellement de Précision der SGK vergleichen, so fallen folgende Unterschiede auf (s. Abb. 5.2-2):

- Neue, alpenquerende Verbindungen wie Lötschberg-Scheiteltunnel, Simplon- und Gotthardtunnel als Ergänzungen zu den bestehenden Passnivellements und die San Bernardino-Linie vom Hinterrheintal ins Tessin. Zu erwähnen sind auch die Unterteilungen der Hauptpolygone mit den Linien Saanen - Aigle (westl. des Lötschbergs), Klausen-, Susten-, Lukmanier- und Julierpass, Emmental – Entlebuch, Toggenburg und im Thurgau.
- Neue Auslandanschlüsse: Grosser St.-Bernhard, Martigny - Le Châtelard, Ofen- und Berninapass sowie Delémont - Delle.
- Erweiterungen des Netzes im Jura, zwischen Biel und Olten, Baden - Weiach - Zürich, Rapperswil - St. Gallen - Rorschach, Spiez - Bulle - Fribourg und Bulle - Vevey.
- Weggefallen sind die beiden längeren Verbindungen über italienisches Gebiet. Die Strecke Splügen - Chiavenna - Castasegna wurde zwar 1925 noch als offizielle Hauptlinie neu gemessen, mit der Netzbereinigung im Jahre 1998 wurde dieser Abschnitt aber mangels Bedeutung und weil seit der Erstmessung im LN keine Nachführungen mehr erfolgten definitiv aus dem LHN gestrichen.

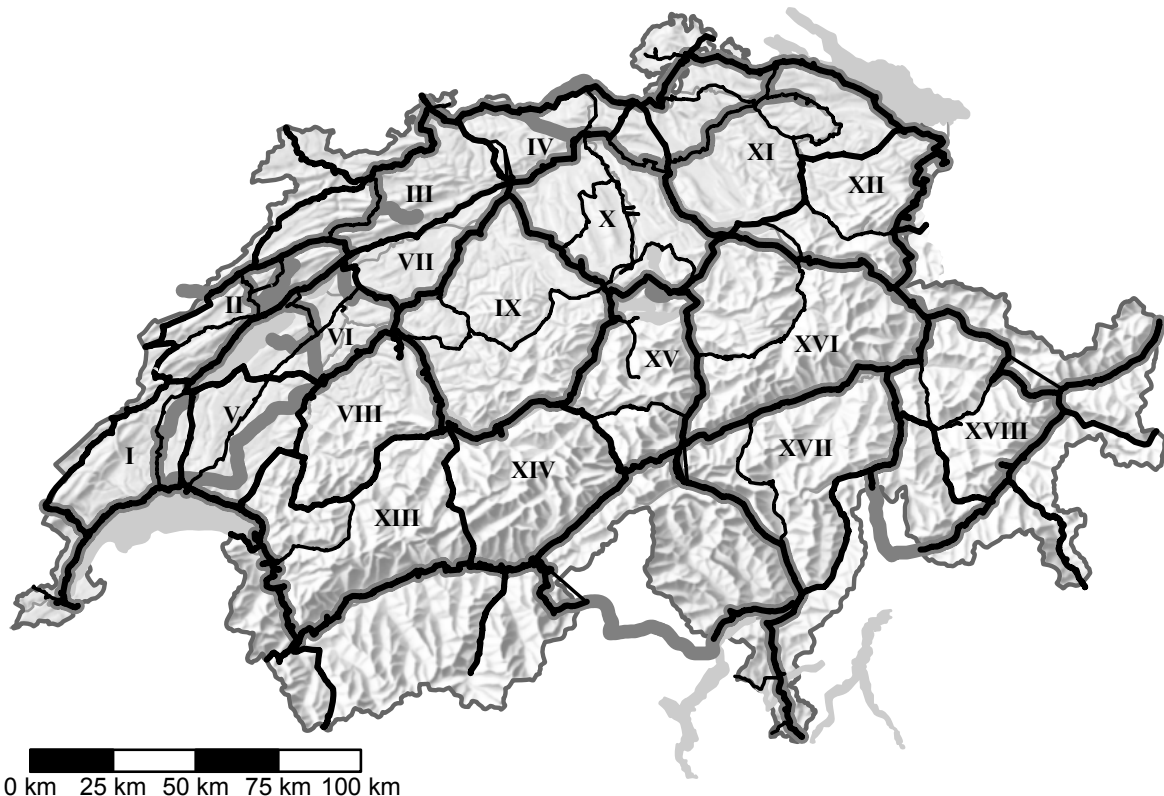


Abbildung 5.2-2: Vergleich der Linien des heutigen Landeshöhennetzes (schwarz) mit denjenigen des Nivellement de Précision 1865 - 1891 (grau unterlegt).

Nicht alle der heute gültigen Linien gehen auf die ursprüngliche Planung des LN zurück. Die L+T übernahm den Unterhalt von zahlreichen Höhenfixpunkten des Wasserwirtschaftsamtes resp. der Ab-

teilung für Wasserwirtschaft (W+W), welche für hydrografische Arbeiten³⁹ erstellt wurden. Die schweizerische Hydrographische Kommission legte schon ab 1863 eine eigene Fixpunktanlage in Gebieten an, in welchen in absehbarer Zeit keine Nivellementzüge für andere Zwecke durchgeführt wurden. Bereits mit dem VN wurden diese Höhenmarken soweit wie möglich ins Netz der Landesvermessung eingebunden und dokumentiert. Das W+W verfügte 1917 über 6'157 eigene Fixpunkte. Nur von 2'065 Punkten waren die Höhen veröffentlicht, davon 881 in den Lieferungen 1-17 des VN und 1'184 in den eigenen Publikationen des Wasserwirtschaftsamtes⁴⁰ [Bosshard 1917]. Einige dieser Linien entlang von wichtigen Flussläufen wurden von der L+T 1998 definitiv in das neue Landeshöhenetz integriert, viele wurden aber auch wegen ihrer Bedeutungslosigkeit weggelassen.

Ähnliche Bereinigungen fanden auch im Zusammenhang mit ehemaligen kantonalen Nivellements oder mit Messungen als Höhengrundlage der Triangulation IV. Ordnung statt. Das Netz, wie es von swisstopo heute unterhalten wird, umfasst Linien in der Gesamtlänge von ca. 4700 km (s. a. Kapitel 5.3 und 6.5.2).

5.2.2.2 Die Versicherungen und die Beobachtungen im LN einst und jetzt

Die Versicherung der Fixpunkte und der Hilfspunkte einer neu zu messenden Linie wurden ab 1902 ein Jahr vor der eigentlichen Beobachtungen durchgeführt. Gruppen von 3 - 4 Fixpunkten waren aufgrund der schlechten Erfahrungen mit dem SGK-Netz von nun an Standard, wobei die alten Punkte des NdP und des VN integriert wurden. Nebst den herkömmlichen Nivellement-Bolzen wurden auch sog. Kappenbolzen eingesetzt. Dieser Versicherungstyp besteht aus einem Schaft mit einem Bohrloch, in welches ein genau anschliessender Stift für die Messungen eingesetzt werden kann. Der Bolzen ist durch eine aufgeschraubte Kappe geschützt, welche das Mauerwerk nicht überragt. Für alle Punkte wurden stichwortartige Beschreibungen erstellt und die Lage auf einer Karte 1: 25'000 oder 1: 50'000 eingezeichnet. Diese Dokumente dienten als Unterlagen für die Feldmessungen.

Die Vorschriften für die Ausführung der Nivellementmessungen haben zwischen 1902 und 2004 nicht wesentlich geändert, auch wenn die technische Entwicklung der Geräte und Miren im gleichen Zeitraum einige Fortschritte erzielt hat. Motorisierte oder trigonometrische Nivellements, wie sie in anderen Ländern aus wirtschaftlichen Gründen eingeführt wurden, standen in der Schweiz nie zur Diskussion. Dies liegt vor allem an den topografischen Verhältnissen, dem relativ dicht besiedelten

³⁹ als Arbeiten für die Hydrografie im Zusammenhang mit den Höhenfixpunkten galten hauptsächlich: Höhenversicherung der Pegelnullpunkte und der dazugehörenden Durchflussprofile und Wasserspiegelgefälle, Nachweis von Hoch- und Niedrigwasserständen, Höhe der meteorologischen Stationen sowie die Aufnahme von Gewässer-Längs- und Querprofilen für die Bemessung des Geschiebetransportes.

⁴⁰ resp. Hydrometrisches Bureau resp. Landeshydrologie.

Gebiet im Mittelland und der im Vergleich zu anderen Ländern geringen Ausdehnung. Die wesentlichen Vorschriften des Landesnivellements waren und sind:

- Messung mit zwei Latten pro Instrument unter möglichst gleichzeitiger Beobachtung des Rück- und Vorblicks nach dem Ablauf RVVR.
- Jede Linie wird zweimal in entgegen gesetzter Richtung beobachtet; wann immer möglich von zwei unterschiedlichen Messtrupps.
- Nivellierdistanzen (Zielweiten) zwischen ca. 15 - 30 m. Nivellieren aus der Mitte resp. die Summe der Vor- und Rückblickdistanzen soll am Ende eines Messabschnittes gleich gross sein.
- Verwendung von besonderen Fussplatten für die unterschiedlichen Unterlagen wie Asphalt oder Beton.

Bis zur definitiven Einführung der Invarmiren ab 1914 wurden die Latten täglich mit Vergleichsstäben aus Metall (Eisen, später Invar) geprüft. Danach erfolgte die Kontrolle der Lattenlänge auf eigenen Komparatoren, später mit den Laserinterferometern des Bundesamtes für Messwesen und der ETH Zürich.

Anfänglich lag die Arbeitsleistung einer Equipe während einer 6-monatigen Kampagne bei 1.1 bis 1.4 km pro Tag, wobei Sonntage, Regen- und Sturmtage sowie Ferien mit berücksichtigt sind. Gemessen wurde zwischen Mai und Oktober. Heute (Stand 2004) bewältigt eine Messequipe bei einer Kampagnenlänge von maximal 3 Wochen (ohne Samstag/Sonntage inkl. An- und Abreise) ca. 4 km resp. ca. 80 - 120 Stationierungen pro Tag. Der Unterschied liegt hauptsächlich darin, dass mit den alten optischen Instrumenten nur die günstigsten Verhältnisse ausgewählt und die Arbeiten oft zwischen 9 und 15 Uhr unterbrochen wurden.







Interessante historische Dokumentationen über die frühen Messungen im LN bezüglich der Instrumente und Miren, der Methodik, dem Arbeitsfortschritt und den erzielten Messgenauigkeiten finden sich in [Charles 1938], [Gassmann 1915, 1919 und 1922], [Hilfiker 1907], [Hilfiker und Niethammer 1910] sowie [Zölly 1948]. Die etwas spezielleren, ersten Tunnelnivellements finden ihre Erwähnungen in den Publikationen von [Hilfiker und Niethammer 1910] sowie [Zölly 1919]. Dem interessierten Leser, der sich für die Beobachtungen und Messungen im LN im Detail interessiert, seien die Publikation von [Müller und Gubler 1976] und [Schneider 1984] ans Herz gelegt. Auch wenn darin auf Geräte verwiesen wird, welche heute nicht mehr im Einsatz sind, hat sich am eigentlichen Beobachtungsverfahren auch mit den neuen Digitalnivelliergeräten und der elektronischen Datenspeicherung nichts Wesentliches geändert.

5.2.2.3 Die Dokumentation der Resultate

Die ersten Verzeichnisse wurden als kantonsweise Punktlisten erstellt und enthielten nicht nur die Punkte der Neumessungen, sondern auch alle übrigen eidgenössischen Höhenfixpunkte der L+T, des Hydrometrischen Bureaus und des Oberbauinspektorates (s. Abb. 5.2-3).

Aus diesen provisorischen Listen entwickelten sich ab 1930 die kantonsweise veröffentlichten *Eidg. Nivellementsverzeichnisse (ENV)*, welche bis ca. 1985 im Gebrauch waren. Diese Verzeichnisse enthielten nebst einer Beschreibung neu wieder Krokis und Skizzen der Punkte, welche das Auffinden im Felde wesentlich vereinfachten (s. Abb. 5.2-3). 1938 umfasste das Netz und die Dokumentation ca. 7'500 Punkte der L+T und 5'800 Punkte des Hydrometrischen Bureaus (Wasserwirtschaftsamt), also insgesamt 13'300 Höhenfixpunkte [Charles 1938].

Die heute noch verwendete und eindeutige Nummerierung wurde ab 1959 mit der nächsten Überarbeitung der Punktdokumentationen eingeführt, der 2. *Ausgabe der ENV*. Der Überarbeitung der Dokumentation ging jeweils eine gesamthafte Revision der Punkte im Felde voraus, welche auch mit lokalen Neuversicherungen und -messungen verbunden war.

58	NF 1	434.557	Quai Osterwald, colonne météorologique, socle au-dessous du limnigraphe, à gauche.	NF.1929
59	 4	433.005	Port, mur de soutènement, 2.40 m de l'escalier du quai, 2.05 m au-dessus du sol, 0.78 m au-dessous du couronnement du mur.	NF.1929
60	 160	429.537	Port, large escalier, avant-dernière marche.	NF.1929
61	+ N 6	430.586	Port, mur, courbe du môle, couronnement.	NF.1929
62	 2	430.840	Port, pierre d'angle du couronnement.	NF.1929
63	 90	430.857	Port, pierre d'angle du couronnement.	NF.1929
64	 B 695	434.835	Musée des Beaux-Arts, socle, 1.75 m au-dessus du sol.	NF 1929
65	 B 694	434.853	Même bâtiment, socle, 1.78 m au-dessus du sol.	NF 1929

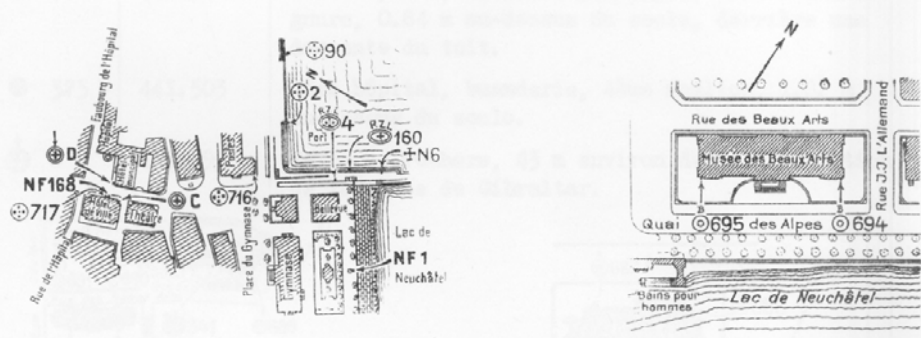


Abbildung 5.2-3: Die Dokumentationen am Beispiel der Punktgruppe mit dem ersten Fixpunkt des NdP (NF 1) am Quai von Neuchâtel aus dem Eidgenössischen Nivellementverzeichnis (ENV) aus dem Jahre 1936.

Mit der dritten Ausgabe, dem *Landesnivellement-Verzeichnis (LNV)*, verschwanden ab 1986 die Punktlisten. Jeder Höhenfixpunkt wurde von nun an mit einem separaten Punktprotokoll im Format A5 beschrieben, welches auch Angaben zu den Höhenänderungen enthält. Die Krokis, deren Nachführungsaufwand sich als sehr aufwändig erwies, wurden durch aussagekräftige Fotos ersetzt (s. Abb. 5.2-4).


Office fédéral de topographie		3084 Wabern		RPN 373.600 m	RNF
Lieu Neuchâtel			Code T1V	Désignation 1	Canton NE
CN 1164	Y= 561442	X= 204414	H= 434.531	NF 2002	Tron.: A
<p>Quai Osterwald, colonne météorologique, socle, côté lac; à gauche, 0.5m au-dessus du sol (PF à mesurer avec bille).</p>					
					
Mise à jour				Provenance + date	
Etabl.: id. au no. d'ordre 58. édition 1936				CdH 1891	
Nouvelle cote:- 4mm depuis 1891				NF 1913	
Nouvelle cote:- 4mm depuis 1913				NF 1924	
Nouvelle cote:- 9mm depuis 1924				NF 1951	
Edition 1998: nouvelle édition				S+T 1998	
Nouvelle cote:-17mm depuis 1951				NF 2002	

Abbildung 5.2-4: Der gleiche Punkt (NF 1) am Quai von Neuchâtel im Landesnivellement-Verzeichnis (LNV) aus dem Jahre 2002.

Alle oben erwähnten Punktdokumentationen enthalten Höhenangaben bezüglich des neuen Horizonts der Landesvermessung in Form der sog. *Gebrauchshöhen LN02*. Deren Herleitung und Berechnung ist nachfolgend ausführlich beschrieben.

5.2.3 Die Festlegung der Gebrauchshöhen LN02

Bis zum heutigen Tage (Ende 2005) konnte das Landesnivellement seine volle Genauigkeit für die amtliche Vermessung (AV) nicht entfalten. Die heute gültigen Höhen in der AV sind die sog. *Gebrauchshöhen des Höhenreferenzrahmens LN02* und sie werden auch durch die Arbeiten am neuen Landeshöhennetz LHN95 nicht ersetzt. Schon deshalb lohnt es sich, einige Worte über deren Festle-

gung zu verlieren. Kenntnisse über die Herkunft sind zudem hilfreich, wenn es darum geht, die Unterschiede zwischen den strengen orthometrischen Höhen LHN95 und den Gebrauchshöhen LN02 zu analysieren (s. a. Kapitel 12). Letztendlich belegt das Beispiel der Höhen LN02 exemplarisch die Kluft zwischen den praktischen Bedürfnissen der Vermessung und den hehren Absichten der Geodäten nach exakten Grundlagen, wie sie anfangs Jahrhundert auch bei den Lagebezugsrahmen aufgetreten ist und sich wie ein roter Faden durch die Geschichte der Geodätischen Grundlagen in der Schweiz zieht.

An den Anfang dieses Kapitels stellen wir die einfache These, dass die Höhen in der Schweiz auf den Resultaten des Nivellements de Précision aus dem Jahre 1891 beruhen und versuchen diese durch Literaturverweise und durch praktische Beispiele zu belegen.

Wenden wir uns zuerst den Berechnungen von den Feldmessungen bis zu den rohen Nivellementhöhen zu. In [Gassmann 1915] werden die ersten Erfahrungen aus den bis 1914 getätigten Messungen der acht bedeutenden Mittellandpolygone wiedergeben. Die innere Messgenauigkeit (m. F. pro km) aus den Differenzen der Hin- und Rückmessungen abgeleitet, betrug durchschnittlich ± 0.5 mm und lag nur leicht über den heutigen Werten in der Grössenordnung von ± 0.3 mm. Nachmessungen wurden angeordnet, wenn die Differenzen zwischen unabhängigen Messungen den dreifachen mittleren Fehler überschritten. Dies betraf in der Regel ca. 2-3 % aller Einzelmessungen. Mangels geeigneter Kommunikationsmittel zwischen den Gruppen konnte jeweils erst zu Beginn der nächsten (jährlichen) Feldkampagne nachgemessen werden. Diese Regeln gelten noch heute, die Nachmessungen werden jedoch unmittelbar nach dem Nachweis der Fehler innerhalb der Messkampagne durchgeführt.

Die rechnerische Verarbeitung des gesamten Beobachtungsmaterials wurde während den Wintermonaten im Büro doppelt und unabhängig bis zur Ermittlung der beobachteten Höhen jedes einzelnen Fixpunktes ausgeführt. Man korrigierte den Lattenmassstab aus den täglichen Prüfungen und die Lattenfusspunktfehler. Erst der Vergleich der so ermittelten, unabhängigen Höhen jedes einzelnen Fixpunktes gab die Gewähr, dass keine Beobachtungs- und Rechnungsfehler vorlagen. Da man das Netz nach Beendigung aller Messungen gesamthaft ausgleichen wollte, war man nach diesem Arbeitsschritt vorläufig zu einem jährlichen Abschluss gelangt.

Nicht nur wegen den kriegsbedingten Unterbrüchen war es absehbar, dass bis zur Vollendung des Netzes noch etliche Jahre vergehen würden. Andererseits war es wünschenswert, allen Interessenten die Resultate der Neumessungen möglichst bald zugänglich zu machen. Ursprünglich war beabsichtigt, keine Meereshöhenangaben zu veröffentlichen, bis das ganze Netz beobachtet, mit Hilfe der im Gange befindlichen Schweremessungen der SGK reduziert und streng ausgeglichen war. Es war der damalige Chef *Hans Zölly* (1880 – 1950) der 1910 neu gegründeten Sektion für Geodäsie der L+T, welcher diesen Standpunkt für unhaltbar hielt. Für die anstehenden Arbeiten der Landestriangulation,

der Kartenaufnahmen und der Grundbuchvermessung wurden dringend Höhen benötigt, welche die volle Genauigkeit der Landesnivellementmessungen jedoch gar nicht vorweisen mussten.

Es war also nahe liegend, die beobachteten Höhen zwischen ausgewählten Knotenpunkten des Nivellement de Précision resp. des Versicherungsnivellements einzuzwängen, der damals besten landesweiten Höhengrundlage. Dieses Vorgehen wurde toleriert, solange der Vergleich der Höhendifferenzen zwischen den Knoten die *Genauigkeit* des *alten* Nivellements nicht überschritt. Es wurde dieselbe Formel verwendet, welche schon im Versicherungsnivellement zum Einsatz kam (s. a. Kapitel 5.1):

$$\text{Toleranz[mm]} = 3 \cdot \sqrt{k} \quad k = \text{Distanz in [km]} \quad (5.2-2)$$

Die Höhen der Neupunkte und der dazwischen liegenden bestehenden Punkte wurden zwischen die Knoten eingerechnet, wobei die Widersprüche (zwischen dem alten und dem neuen Nivellement) proportional zur Distanz verteilt wurden. Man nannte die resultierenden Höhen anfänglich *provisorische Gebrauchshöhen*. In [Gassmann 1915] wurde festgehalten, dass diese Knoten allen Ansprüchen der Praxis genügten, jedoch von einer Publikation abgesehen werde. Den Interessenten konnten die so gewonnenen Resultate jeweils nach Linien geordnet abgegeben werden. Gassmann verwies auf die bevorstehenden Schwerereduktionen und die Gesamtausgleichung, welche letztendlich zu den definitiven Höhen führen werde. Zölly sah sich im Übrigen in seiner Anordnung bestätigt, da die Messungen des Hauptnetzes erst 1927 beendet waren, die gesamthafte Ausgleichung erst in den Dreissiger-Jahren angegangen und die strenge Reduktion gar erst im Jahre 1944 durchgeführt wurde (s. Kapitel 5.4).

Nach und nach entstanden so die Anschlusshöhen für die praktischen Vermessungsaufgaben entlang den neu gemessenen Linien. Nur in vereinzelt Fällen wurden Senkungen der alten Referenzpunkte oder fehlerhafte Lattenmeter im NdP nachgewiesen, welche eine Neuberechnung über weite Strecken erforderten. Aufschluss über die Dichte der verwendeten Knotenpunkte gibt die Abb. 5.2-5. Die provisorischen Höhen wurden bald zu den *Gebrauchshöhen* und gleichzeitig zu den gültigen Meereshöhen als Grundlage für die Schweiz. Landesvermessung und die Grundbuchvermessung (heute AV). Sie bilden heute die Basis des sog. *Höhenbezugsrahmens*⁴¹ LN02. Ausser in wissenschaftlich interessierten Kreisen bestand nach 1927 kein Bedürfnis mehr nach neuen, exakteren Höhen, solange dadurch keine offensichtlichen Vorteile entstanden. Eine Ansicht, welche bis ins neue Jahrtausend überlebte (s. a. Kapitel 12).

Gemäss Formel 5.2-2 wird auf eine Distanz von 100 km ein Abschlussfehler von 3 cm toleriert, was eigentlich ein sehr kleiner Betrag ist. Dass trotzdem sehr grosse Zwänge versteckt werden konnten,

⁴¹ Höhenbezugsystem und -rahmen der bestehenden Landesvermessung haben den gleichen Namen (LN02).

sieht man erst, wenn man analysiert, wie das Verfahren tatsächlich angewendet wurde. Zerlegt man die gleiche Strecke in Abschnitte von 10 km, so betragen die einzelnen Toleranzbeträge ca. 1 cm. Bei gleichem Vorzeichen aufsummiert (quasi systematischer Fehler) resultiert ein Gesamtbetrag von 10 cm auf 100 km. Auf diese Art und Weise wurden beispielsweise die Messungen über den Gotthard zwischen Altdorf und Bellinzona eingezwängt, um Unstimmigkeiten in der Grössenordnung von über 10 cm zu eliminieren. Man erkennt dies in Abb. 5.2-5 sehr deutlich am verhältnismässig kleinen Abstand der Referenzpunkte auf der Linie.

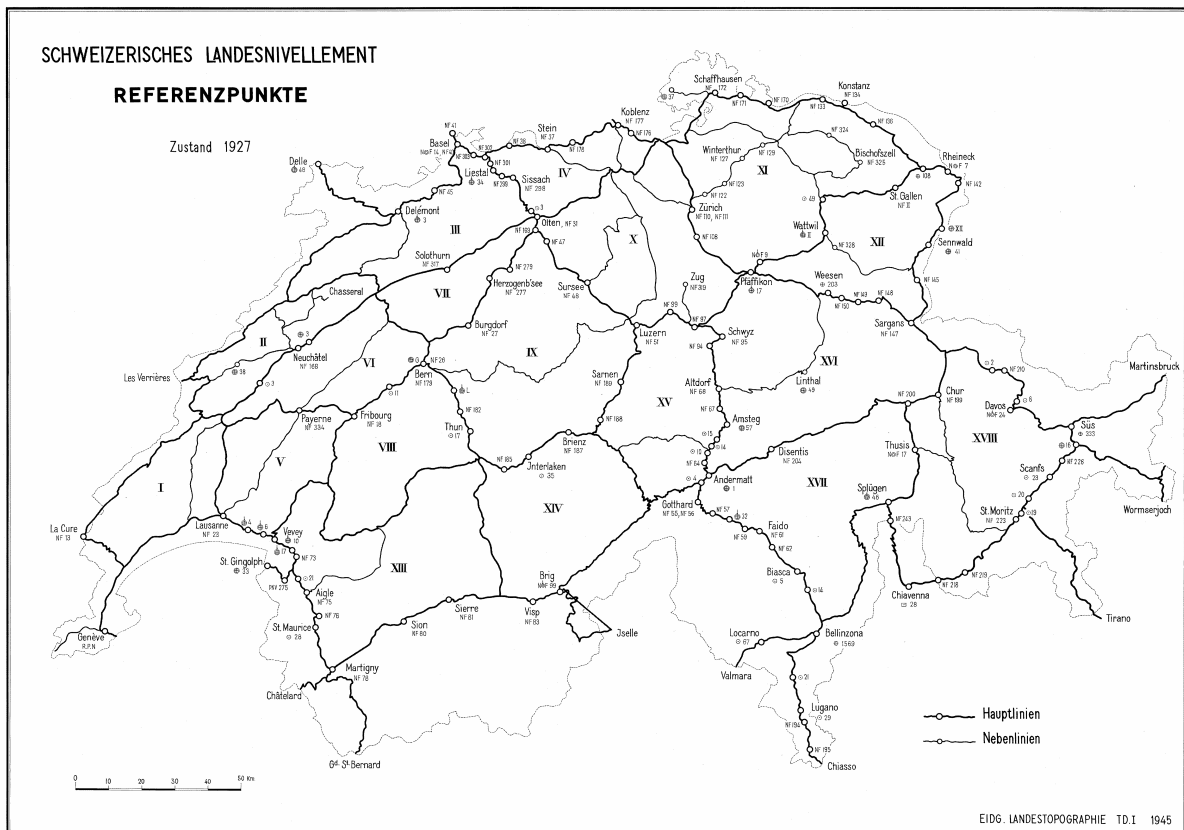


Abbildung 5.2-5: Die Referenzpunkte für die Herleitung der Gebrauchshöhen (Stand 1927).

Dieses Verfahren zur Einzwängung der Präzisions-Nivellementmessungen wird noch heute mit denselben Vorgaben praktiziert, um den Benutzern erneuerte Gebrauchshöhen LN02 abzugeben. Für die bestehenden, untergeordneten Vermessungswerke hat dies den entscheidenden Vorteil, dass bei stabilen Punkten keine wesentlichen Höhenänderungen zu erwarten sind. Allerdings ist es nicht so, dass einzig die ehemaligen Punkte des NdP oder des VN dazu verwendet werden. Findet man mit dem Vergleich zwischen den neuen und den älteren Messungen innerhalb einer Gruppe stabilere Punkte, so dienen diese als künftige Referenz für die Einzwängung.

Die eingangs erwähnte These, dass die Höhen in der Schweiz auf dem ersten Präzisionsnivellement aus dem 19. Jahrhundert beruhen, gilt es nun mit Zahlen zu beweisen. Dazu vergleichen wir die aktuellen Höhen LN02 der wenigen, noch bestehenden Punkte des Nivellement de Précision mit den

Höhenangaben aus dem Catalogue des Hauteurs (1891), welche mit dem Betrag 373.6 m auf den neuen Horizont transformiert wurden.

Insgesamt existieren von ursprünglich über 3000 Punkten noch 85 der 1. Ordnung und 80 der 2. Ordnung. In Abb. 5.2-6 sind nun die 85 Differenzen zwischen den ursprünglichen Höhen (CdH 1891) und den heute gültigen Höhen (LN02) der Punkte 1.^o dokumentiert. Auffällig bei dieser Darstellung sind nun gerade die Orte, bei denen die These des NdP als Referenz *nicht* stimmt. Die grössten Abweichungen mit ca. -30 cm befinden sich in St.-Imier (Berner Jura) und Weesen (Walensee). Beides sind bekannte Senkungsgebiete. Auch die nächst kleineren Differenzen mit -17 cm, -14 cm und -12 cm im Tessin sind ausgewiesen instabile Punkte, was bereits mit den ersten Messungen des LN festgestellt wurde. Dies lässt sich daran erkennen, dass in unmittelbarer Nähe Punkte mit praktisch gleich gebliebenen Höhen existieren. Es liegt in der Natur des Verfahrens, dass Senkungen wahrscheinlicher sind als Hebungen. Abb. 5.2-6 zeigt deshalb auch, dass die Wahl der Referenzpunkte für die Einzwängung in den letzten 100 Jahren für den Höhenrahmen LN02 grundsätzlich geeignet war.

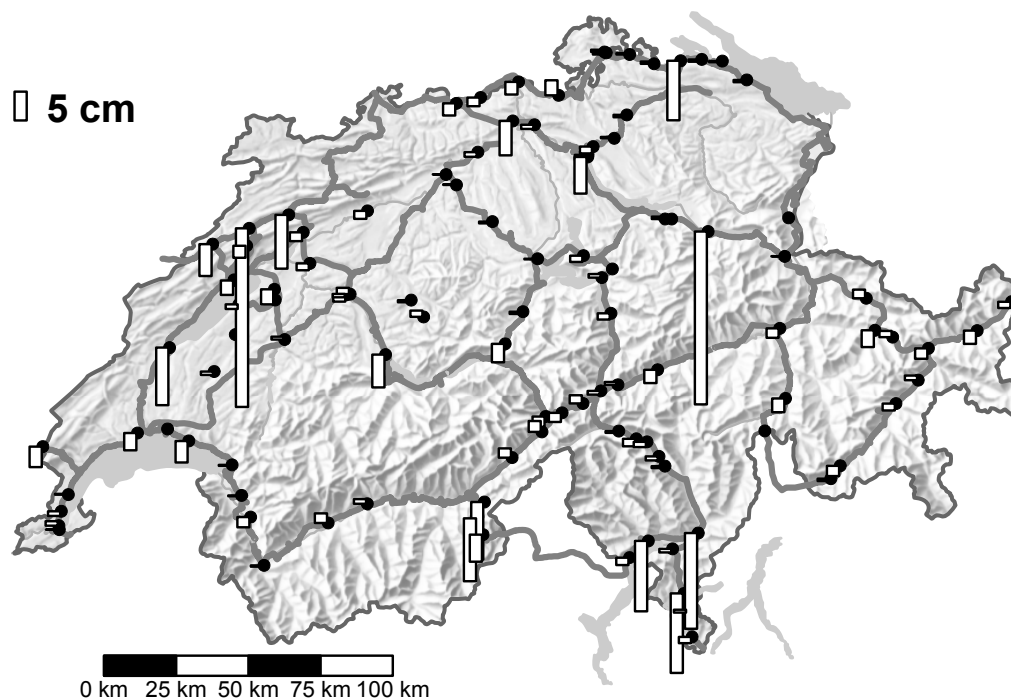


Abbildung 5.2-6: Differenzen zwischen den Höhen des Catalogue des Hauteurs (CdH; 1891) und des Versicherungsnivellements (VN) zu den aktuellen Gebrauchshöhen LN02 der noch bestehenden Fixpunkte 1.^o des Nivellement de Précision (Stand 2002).

Betrachtet man diese Differenzen getrennt nach Punkten 1. und 2. Ordnung in einem Häufigkeitsdiagramm (Abb. 5.2-7), so werden die obigen Aussagen sehr deutlich untermauert. Der grösste Teil der Punkte 1. Ordnung weist Abweichungen innerhalb $\pm 2\text{cm}$ auf. Abweichung $> +2\text{cm}$ existieren nicht; Abweichungen $< -2\text{ cm}$ sind meistens auf instabile Verhältnisse zurück zu führen. Bei den Punkten 2. Ordnung, welche häufig an schlechten Objekten platziert wurden, verflacht diese Kurve verständlicherweise, der Effekt der Einzwängung in die alten Grundlagen ist jedoch immer noch sichtbar.

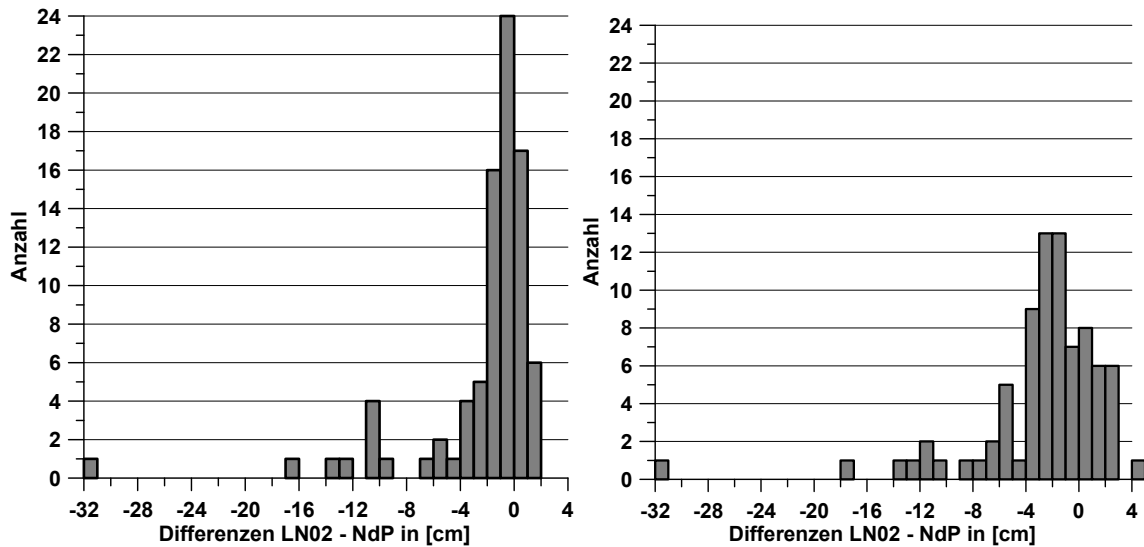


Abbildung 5.2-7: Histogramme der Differenzen zwischen den Höhen des CdH (1891) und des VN (1893-1902) zu den aktuellen Gebrauchshöhen LN02. Links: Punkte 1. Ordnung; rechts Punkte 2. Ordnung (Stand 2002).

Ein weiterer Beweis für die These liefert der Vergleich der Höhen aus dem Catalogue des Hauteurs, dem Versicherungsnivellement und der beobachteten Höhen aus mittlerweile drei Messperioden des Landesnivellements mit den Gebrauchshöhen LN02 entlang der Linie RPN (Genève) - Lausanne - Martigny - Brig (s. Abb. 5.2-8). Der Ausgangspunkt für die beobachteten Höhen ist natürlich RPN. Die LN02-Höhen wurden aufgrund der jüngsten Messungen im LN in den Jahren 1992 - 1998 neu eingezwängt. Die Linie ist äusserst aufschlussreich, weil sich die Punkte im Wallis gegenüber RPN aufgrund der Alpendynamik um bis zu $1.5 \text{ mm} \cdot \text{a}^{-1}$ heben. Der Vergleich berücksichtigt nur die noch vorhandenen 1.- und 2.-Ordnungspunkten des NdP.

Zwischen Lausanne und Brig werden auf eine Distanz von ca. 100 km Beträge von mehr als 10 cm verzwängt. Sehr deutlich ist der wachsende Einfluss der Alpenhebung von der Erst- bis zur Drittmesung im LN ersichtlich. Auf dem Abschnitt Lausanne bis kurz vor Brig erkennt man auch, dass die LN02-Höhen auf den Messungen des VN beruhen. Mit viel Vertrauen in die (schlechtere) Messgenauigkeit lässt sich die Auswirkung der Alpenhebung (mit negativem Einfluss) bereits im älteren NdP nachweisen.

Die erwähnten Beispiele sind Beweis genug, dass die Gebrauchshöhen in der Schweiz auf den Resultaten des Nivellement de Précision (1865 - 91) und des Versicherungsnivellements (1893 - 1902) beruhen. Damit ist auch die Frage nach der Höhenart des bestehenden Höhenbezugsystems LN02 der Landesvermessung geklärt. Es handelt sich (wie in Kapitel 2.3.1 definiert) um reine *Nivellementhöhen* resp. als Folge der Einzwängung um *Gebrauchshöhen*.

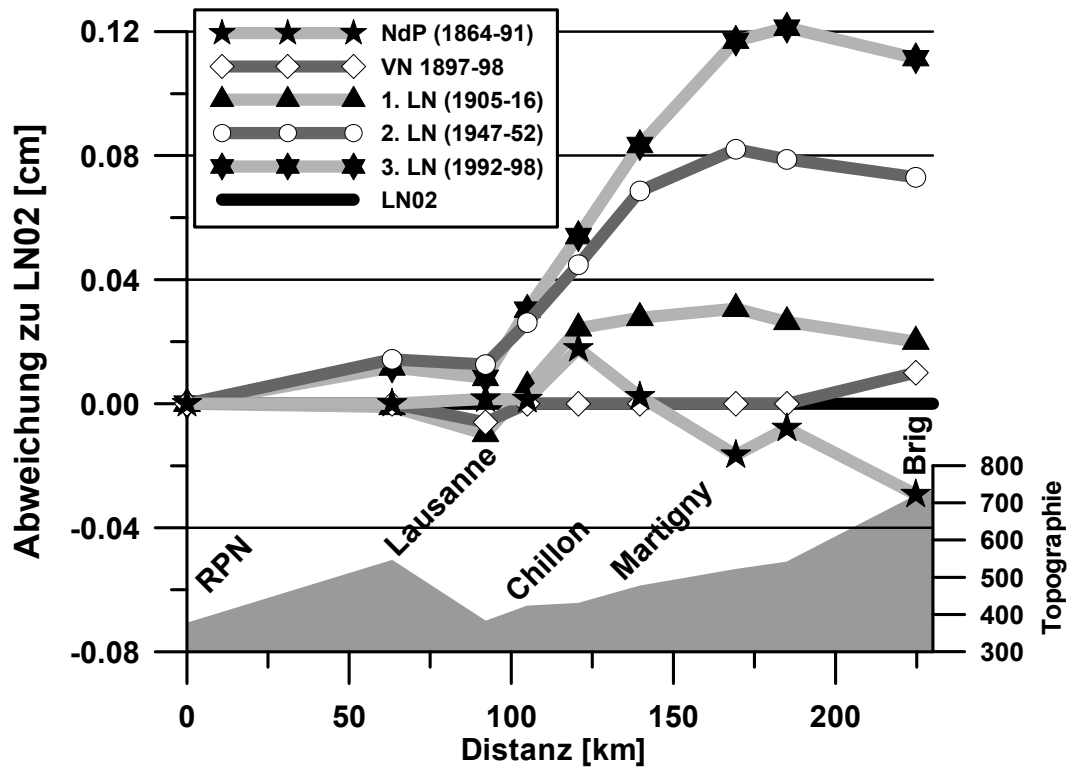


Abbildung 5.2-8: Der Vergleich zwischen den offiziellen Gebrauchshöhen (LN02) und den beobachteten Nivellementhöhen entlang der Linie Genève (RPN) - Martigny - Brig.

5.3 Flächendeckende Höhen durch die amtliche Vermessung

Das Landesnivellement bildet in technischer und rechtlicher Hinsicht die Grundlage für die Werke der amtlichen Vermessungen (AV). Auch wenn die Höhen anfänglich nicht die gleiche Bedeutung für die Zwecke der AV hatten, so geht die flächendeckende Verbreitung hauptsächlich auf deren Werke zurück, namentlich:

- Die *Triangulation IV. Ordnung* (LFP2) und die *kantonalen Nivellements* (HFP2).
- die *Parzellarvermessung*, insbesondere die Bestimmung der *Fixpunkte* (LFP3) für die Aufnahme der Liegenschaften und der weiteren Ebenen der AV sowie die *kommunalen Nivellements* (HFP3).
- den Übersichtsplan, welcher oft die Grundlage für die Höhenangaben in Form von Höhenkurven in der Landeskarte bildete.

Die AV wurde Anfangs des 20. Jahrhunderts (Aufsichts)-Aufgabe des Bundes und ist nach wie vor ein wichtiger, integrierter Bestandteil des Eidgenössischen Grundbuches. Die Zweckbestimmung der AV hat sich stark erweitert. Mittlerweile basieren die Arbeiten vieler öffentlichen und privaten Organisationen, welche sich in irgendeiner Form mit unserem Lebensraum beschäftigen, auf den Werken der amtlichen Vermessung.

Entscheidend für eine *einheitliche Verbreitung* der Höhen in der Schweiz war sicherlich die erste gesetzliche Festlegung des neuen Horizontes von Hilfiker im Artikel 10 der *Instruktion über die Grundbuchvermessung* vom 15.12.1910⁴². Wie im Kapitel 5.2.3 dargelegt, waren die Gebrauchshöhen des Landesnivellements die Ausgangshöhen für die angegliederten Werke der AV. Es darf aber nicht unerwähnt bleiben, dass in den öffentlichen Verzeichnissen des LN Höhen von Punkten publiziert wurden, welche von anderen Institutionen wie der Abteilung für Wasserwirtschaft unkontrolliert übernommen und von der L+T vom "alten" auf den "neuen Horizont" transformiert wurden. In dieser Hinsicht ist es auch interessant, dass wesentliche "Höhenlieferanten" den Horizontwechsel selber aber erst viel später oder gar nie nachvollzogen. Die Abteilung für Wasserwirtschaft wechselte offiziell am 26. April 1917, die Vielfältigkeit der Horizontangaben bei den Bahnvermessungen wurde erst am 18. März 1927 durch einen Beschluss der Schweizerischen Bundesbahnen aufgehoben.

Die flächenhafte Ausbreitung der Fixpunkthöhen erfolgte planmässig in den Jahren 1910 - 1950 durch die *Triangulation IV. Ordnung*. 30 % der Arbeiten wurden durch die L+T, 20 % durch kantonale Vermessungsämter und 50 % durch freierwerbende Ingenieur-Geometer erledigt. In technischer Hinsicht unterscheiden sich diese trigonometrisch bestimmten Höhen nicht von den Gebrauchshöhen.

⁴² In der heute gültigen Bestimmung (Art. 20 der *Verordnung über die amtliche Vermessung (VAV)*; Stand 25.3.2003) ist der Repère Pierre du Niton mit 373.600 m nach wie vor als *Ausgangspunkt des Gebrauchshöhen-systems* definiert.

Der strenge Bezug zum Geoid fehlt, da keine Lotkrümmungskorrekturen angebracht wurden (s. Kapitel 3.2), deshalb gelten diese Höhen nur als genähert orthometrisch oder eben als Gebrauchshöhen. Zudem sind sie nicht flächenhaft ausgeglichen und letztendlich direkt in die Ausgangshöhen des LN und der kantonalen Nivellements eingezwängt.

Die kantonalen Nivellements können als Teil der Triangulation IV. Ordnung betrachtet werden. In Einzelfällen (beispielsweise im Kanton Waadt) wurden sie bereits vor dem LN erstellt. In den meisten Fällen galten sie als Verdichtung des Landeshöhenetzes zur Erschliessung der wichtigsten Tal- und Ortschaften sowie hauptsächlich als Basis für die Höhenbestimmung der Triangulations-Operate. Im gleichen Zeitraum wurden also in praktisch allen Kantonen zahlreiche kantonale Nivellements oftmals unter der Leitung der L+T ausgeführt. Allein im Kanton Bern entstanden 58 Nivellementzüge mit 2'631 HFP2 (s. Abb. 5.3-1).



Abbildung 5.3-1: Ehemaliges Netz der kantonalen Nivellementzüge im Kanton Bern (aus [Schlatter et al. 2001]).

In einigen Kantonen wurde die Nachführung dieser Nivellementnetze nach Beendigung der Triangulation vernachlässigt oder gar aufgegeben; die Höhenfixpunkte verloren wegen der mangelhaften Genauigkeit und Zuverlässigkeit an Bedeutung. Andere Kantone verfügen nach wie vor über ein dichtes und aktuelles HFP2-Netz, das als Höhengrundlage weiterhin dienlich ist. Die meisten Kantone suchen aus wirtschaftlichen Überlegungen nach Möglichkeiten, ihre HFP2-Netze zu reduzieren, da die neuen satellitengeodätischen Messtechnologien nicht mehr auf dieselbe Dichte an Referenzpunkten angewiesen sind.

Weitere Angaben zu diesem Kapitel finden sich in [Gassmann 1915], [Zölly 1948], [Matthias et al. 1980] und [Schlatter et. al. 2001].

5.4 Historischen Arbeiten zur Reduktion und zur gesamthaften Ausgleichung der Landesnivellementmessungen

5.4.1 Kurze Einführung zu den theoretischen Grundlagen zu Beginn des 20. Jahrhunderts

Wenn im vorliegenden Kapitel von Reduktion gesprochen wird, so ist die Berücksichtigung des Einflusses der theoretischen (normalen) oder der wahren (gemessenen) Schwere auf die Nivellementmessungen gemeint (s. Kapitel 2.3.9). Formeln zu den sphäroidischen Korrekturen, welche sich nur auf die Normalschweren stützten, waren zu Beginn des 20. Jahrhunderts schon seit Längerem bekannt und im Gebrauch. Die ersten Studien zum Einfluss der tatsächlichen Schwere auf Präzisionsnivellements, insbesondere in gebirgigen Verhältnissen, gehen auf Helmert zurück [Helmert 1890].

Grundsätzlich gibt es verschiedene Möglichkeiten, den Einfluss des Schwerefeldes zu korrigieren und/oder eine Gesamtausgleichung durchzuführen:

1. Gesamtausgleichung der Messungen ohne Berücksichtigung des Einflusses der Schweren.
2. Berechnung des theoretischen Schleifenschlusses aufgrund des normalen oder des realen Schwerefeldes. Gesamtausgleichung der Nivellementmessungen unter Berücksichtigung dieser Schleifenschlüsse.
3. Ausgleichung des Netzes in Form von geopotentiellen Koten und Herleitung von strengen Höhenarten.

Die einfachste Methode (1.) wurde bekanntlich für die definitive Ausgleichung der Messungen des Nivellement de Précision angewendet (s. Kapitel 4.4.3). Sie wurde Ende des 19. Jahrhunderts von den führenden Geodäten wie Helmert nicht mehr als zeitgemäss betrachtet, da der Einfluss der Schweren auf die Messungen und die Höhen als nicht vernachlässigbar galt. Für die Untersuchung der mittleren Meereshöhen [Börsch 1891] wurden bereits die Normalschweren eingesetzt. Helmert postulierte kurze Zeit später, dass in gebirgigen Gegenden der Einfluss der wahren Schweren von den Normalschweren signifikant abweichen kann. Strenge Netzberechnungen wurden damals grundsätzlich als bedingte Ausgleichung unter Berücksichtigung der Schleifenschlüsse nach der Methode der kleinsten Quadrate berechnet (2. Methode mit Normalschweren). Eine Ausgleichung von 18 Schweizer Polygonen stellte (bis auf die aufwändige Handrechenarbeit) keine grossen Schwierigkeiten.

Etwas anders war die Ausgangslage bei den Schwerereduktionen. Die Berücksichtigung der Normalschwere stellte keine grossen Anforderungen. Aus zweierlei Gründen lag die Schwierigkeit bei der Bearbeitung der wahren Schweren. Einerseits existierten anfangs des 20. Jahrhunderts innerhalb der Schweiz nur wenige Messungen. Die Hauptaktivitäten der SGK in diesen Jahren konzentrierten sich deshalb auf Schwere- und Lotabweichungsbestimmungen. Um mit einer genügenden Dichte entlang den Nivellementlinien arbeiten zu können, mussten die Schwerewerte aus den wenigen Vorhandenen

interpoliert werden. Um eine solche Interpolation überhaupt durchführen zu können, mussten die beobachteten Schweren g zuerst auf das Meeresniveau H_0 reduziert werden. Dies geschah nach der Formel:

$$g_{H_0} = g + \delta g(\text{frei}) - \delta g(\text{Platte}) + \delta g(\text{Topo}) \quad (5.4-1)$$

wobei:

$\delta g(\text{frei})$:	Freiluftreduktion
$\delta g(\text{Platte})$:	Reduktion der (Bouguer)-Platte
$\delta g(\text{Topo})$:	Einfluss der Topografie (Massenüberschuss resp. -defizit über und unter der oberen Plattengrenze)

Dies entspricht im heutigen Sinne den Korrekturen, welche an den beobachteten Schweren angebracht werden, um mit der Differenz zu den Normalschweren die Bouguer-Anomalien zu bestimmen. Damals nannte man den Vorgang die *Helmert'sche orthometrischen Reduktion*. Nur auf einem einheitlichen Bezugsniveau war eine flächenhafte Interpolation zwischen den Stützpunkten statthaft. An den interpolierten reduzierten Schweren g_{H_0} mussten die Korrekturen wieder mit umgekehrten Vorzeichen angebracht werden, um Schwerewerte an der Oberfläche zu erhalten. Das grosse Problem lag in den aufwändigen topografischen Reduktionen, welche auch in [Wirth 1990] beschrieben sind. In mühsamer Handarbeit musste die Stationsumgebung in Zylinderkreis-Sektoren aufgeteilt und deren mittlere Höhen aus den Karten herausgelesen werden, um danach den Einfluss auf die Schwere zu berechnen oder aus Diagrammen herauszulesen.

Lagen die so berechneten Schweren einmal vor, standen natürlich beide Ausgleichsmöglichkeiten unter (2.) und (3.) offen. Einerseits konnte man mit den wahren Schwerewerten an der Oberfläche nun den (wahren) theoretischen Schleifenschluss (s. Formel 2.3-17) berechnen, danach die beobachteten Schleifenschlüsse reduzieren und wiederum eine Ausgleichung der Polygone vornehmen. Die grosse Errungenschaft war, dass man auf diese Art und Weise eine Messgenauigkeit des Präzisionsnivelements herleiten konnte, welche unbeeinflusst vom Schwerefeld war. Andererseits konnte man die gepotentiellen Knoten berechnen (man nannte sie damals sinnigerweise *die Arbeitshöhen*⁴³), welche frei vom gewählten Nivellementweg sind, um danach eine Ausgleichung des Netzes vorzunehmen.

War ein Netz nach Methode 2. oder 3. ausgeglichen, war die Arbeit noch nicht abgeschlossen, ausser man begnügte sich mit den ausgeglichenen *Nivellementhöhen* oder den *geopotentiellen Knoten* der *Knoten*, an welchen die theoretischen Schleifenschlüsse korrigiert wurden. Gesucht waren ja letztendlich Höhen, welche die physikalischen Verhältnisse am besten beschrieben. Begriffe wie *wahre Höhen* (nach heutiger Terminologie *orthometrische Höhen*) für die effektive Länge der Lotlinie, *sphäroidi-*

⁴³ Die Potentialdifferenz beschreibt die *Arbeit*, welche an einer Einheitsmasse geleistet werden muss, um sie zwischen Niveauflächen zu verschieben (s. Kapitel 2.3).

sche Höhen oder *dynamische Höhen* waren in Theorie weit verbreitet. Genauso bekannt waren aber auch die schlechten metrischen Eigenschaften der dynamischen Höhen und der enorme Rechenaufwand für die orthometrischen Höhen [bspw. Gassmann 1915]. Wollte man nämlich orthometrische Höhen berechnen, sei dies als orthometrische Korrektur der (ausgeglichenen) Nivellementmessungen oder als Berechnung aus den geopotentiellen Koten, so war die Kenntnis der mittleren Schwerkraft entlang der Lotlinie notwendig. Dies wiederum war nur möglich, wenn u. a. die topografische Reduktion an mehreren Stellen in der Lotlinie durchgeführt wurde, was den Aufwand nochmals enorm vergrößerte.

Dies ist der Hauptgrund, wieso die erste strenge Reduktion mit wahren Schweren bei den Schweizer Landesnivellementmessungen erst 1944 durchgeführt wurde [Schürer 1944]. Bis dahin begnügte man sich, in den bedingten Ausgleichungen die sphäroidischen Schleifenschlüsse zu berücksichtigen und die ausgeglichenen Nivellementmessungen sphäroidisch oder allenfalls normal-orthometrisch zu korrigieren (s. Kapitel 2.3.7 resp. 2.3.9).

5.4.2 Erste Reduktions- und Ausgleichsarbeiten mit den Landesnivellementmessungen

Zu Beginn der Arbeiten im Jahre 1903 war noch nicht definiert, nach welchen Grundsätzen das Landesnivellement reduziert und ausgeglichen werden sollte. Ein Ende der Messarbeiten war noch in weiter Ferne. Trotzdem beschäftigte sich Jakob Hilfiker bereits ab 1907 bis zu seinem früh eingetretenen Tode im Jahre 1913 mit diesem Thema anhand der ersten beobachteten Polygone. 1910 publizierte er zusammen mit *Theodor Niethammer* (1876 - 1947) eine Studie über den theoretischen Schleifenschluss des Simplon-Pass- und Tunnelnivellements und die *mittleren Schwere in der Lotlinie* des Simplon Hospiz [Hilfiker und Niethammer 1910]. Weniger bekannt ist, dass Hilfiker die theoretischen Schleifenschlüsse aus tatsächlichen Schweren der sechs Mittellandpolygone (IV, VII - XI; s. Abb. 5.2-2 und Tab. 5.4-1) bereits bis 1912 berechnet hatte. Hilfiker stützte sich dabei auch auf die Isogammen-Karten (Linien gleicher, auf das Meeresniveau reduzierter Schweren) von Niethammer, welche aber noch nicht lückenlos über die ganze Schweiz vorlagen.

Im Archiv des Bereichs Geodäsie finden sich nebst den Berechnungen von Hilfiker auch eine handschriftliche Anleitung vom Ingenieur *Simon Simonett* (1873 - 1940) aus dem Jahre 1912 zur *topographischen Reduktion für die Reduktion der beobachteten Schwerebeschleunigungen wegen der Anziehung der Massen, die sich über das Meeresniveau erheben*. Er stützte sich dabei auf die Arbeiten von [Helmert 1890] und die Dissertation von Niethammer aus dem Jahre 1903. Simonett hatte bereits 1907 nach dieser Methode die Schweremessungen am Simplonpass für Hilfiker reduziert.

[Gassmann 1915] verweist ebenfalls auf die geplanten Schwerereduktionen des LN und unterschied die tatsächliche orthometrische Korrektur vom Einfluss der normalen Schwere. Über die endgültige *Höhenart* der neuen Meereshöhen war er noch unschlüssig, obwohl er bereits den Weg von den geopotentiellen Koten (sog. Arbeitshöhen) zu den strengen *dynamischen Höhen* skizzierte, deren

Eignung für die praktischen Arbeiten er jedoch zu recht bezweifelte. Er vermutet aber, dass die strenge Reduktion nur für die Berücksichtigung der theoretischen Schleifenschlüsse und die anschließende Ausgleichung verwendet werden sollte. Letztendlich sollten auf diese Art nur korrigierte und durch die Ausgleichung verbesserte *Nivellementhöhen* entstehen, welche mit den provisorischen Gebrauchshöhen verglichen werden könnten. Anpassungen der Gebrauchshöhen an diese neu gewonnenen Höhen erachtete er nur dann als angebracht, wenn der Grund in der ungleichen Genauigkeit der beiden Messungen (LN und NdP) liegen würde.

1918 führte Ing. *Heinrich Zollinger* (1879 - 1933) eine provisorische Ausgleichung ohne Schwerereduktion der elf vorliegenden Nivellementpolygone durch und verglich die Resultate mit den publizierten Gebrauchshöhen. Er bemerkte bereits, dass in der Ostschweiz die Gebrauchshöhen um durchschnittlich 6-8 cm zu hoch waren (vgl. a. Kapitel 12.3.3).

Die Frage nach der geeigneten Schwerereduktion blieb also weiterhin offen und man beauftragte 1915 den damaligen Prof. *Fritz C. Baeschlin* (1881 - 1961), ein Gutachten zu schreiben. Diese Untersuchung schloss er erst 1924 ab [Baeschlin 1924]. Neben einer ausführlichen Darlegung der theoretischen Grundlagen empfahl er, in erster Linie die Helmert'sche orthometrische Reduktion anzuwenden. Er fragte sich aber auch, ob es nicht sinnvoller wäre, zuerst die genaueren Mittellandpolygone auszugleichen und erst danach und daran anschliessend die Gebirgspolygone, deren Reduktion er als bedeutend ungenauer vermutete.

Anschliessend an die Arbeiten von Baeschlin wurde von der L+T eine weitere Studie bei Niethammer in Auftrag gegeben, einem ausgewiesenen Kenner der Schweremessungen. In der Theorie unterscheiden sich seine Arbeiten nicht wesentlich von Baeschlin's Studie. Er sah die Berechnung von wahren, also orthometrischen Höhen vor, eine Arbeit, welche mit den damaligen Hilfsmitteln mit einem enormen Aufwand verbunden war. Abschliessend fragte sich Niethammer jedoch, ob dieser gegenüber den praktischen Bedürfnissen an Höhen überhaupt verantwortet werden kann [Niethammer 1932].

5.4.3 Die drei vollständigen Gesamtausgleichungen des Landesnivellements bis 1944

Es existieren nur sehr wenige Publikationen, welche sich mit den historischen Gesamtausgleichungen des LN befassen. Eine sehr wertvolle Abhandlung ist diejenige von *Jules Favre* (1915 - 1950), welcher als Ingenieur der L+T die Hauptresultate der drei wesentlichen Ausgleichungen zwischen 1928 und 1944 zusammenfasste. Aus dieser Publikation stammt auch die Darstellung der Resultate in Abb. 5.4-1 [Favre 1946].

5.4.3.1 Gesamtausgleichung 1928 ohne Schwerereduktion

Diese erste vollständige Ausgleichung wurde wiederum von Ing. H. Zollinger nach Abschluss der Hauptpolygonmessungen und den bedeutenden Auslandanschlüssen im Jahre 1928 durchgeführt. Die Berechnungen und Resultate wurden nie veröffentlicht. Im Archiv der L+T sind die Berechnungen

und rudimentären Zusammenstellungen der Resultate noch vorhanden. In Abb. 5.4-2 sind von einigen ausgewählten Punkten die Unterschiede zwischen diesen ausgeglichenen Höhen und den Gebrauchshöhen angegeben. Wir werden sie gesamthaft mit den Vergleichen der beiden nachfolgenden Berechnungen im Anschluss an Abb. 5.4-2 besprechen.

5.4.3.2 Gesamtausgleichung 1939 mit Berücksichtigung der sphäroidischen Reduktion

Im Winter 1938/39 hatte *Adolphe Hunziker* als Geometer an der L+T die zweite vollständige Ausgleichung durchgeführt. Auch diese Berechnungen und Resultate wurden nie öffentlich publiziert. In einem internen und vermutlich als Zwischenbericht verfassten Rapport an Zölly beschreibt Hunziker den Stand der Berechnungen, die verwendeten Formeln für die Schwerereduktionen und die verbleibenden Arbeiten. Als Grund für diese Arbeiten wurde betont, dass die publizierten Koten der Nachbarländer *orthometrische* Höhen seien. Für einen Vergleich der gemeinsamen Punkte sei es deshalb vorteilhaft, für das Schweizer Netz ebenfalls *orthometrische* Werte zu berechnen. Mit *orthometrisch* war die Berücksichtigung einzig der Normalschwere gemeint; in diesem Sinne wurde eine sphäroidische Reduktion der Nivellementmessungen durchgeführt und die resultierenden Höhen dieser Berechnung sind als *sphäroidische Höhen* zu bezeichnen.

Die Berechnungen befinden sich im Archiv der L+T. Sie sind sehr übersichtlich und verständlich dokumentiert. Die bedingte Ausgleichung nach der M.d.k.Q. gliederte sich in die Verbesserungs-Bedingungsgleichungen der 18 Polygone. Diese setzen sich aus 48 Linienabschnitten und 31 Knotenpunkte zusammen. Interessant ist, dass die sphäroidischen Korrekturen der einzelnen Linienabschnitte aus früheren Berechnungen von Hilfiker, Zollinger und Gassmann übernommen wurden. Nur für wenige Linienabschnitte musste Hunziker sie selber bestimmen. Die Information über die rohen Nivellementmessungen konnte er aus einer Zusammenstellung von Gassmann aus dem Jahre 1928 übernehmen.

Aus den Polygonschlussfehlern resultierte für die *sphäroidisch reduzierten Messungen* ein *mittlerer Kilometerfehler* von ± 1.67 mm (Doppelnivellement). In einem den Berechnungen angegliederten Verzeichnis liegen die sphäroidischen Höhen von insgesamt 72 Punkten vor. Von ca. einem Dutzend Punkte wurden auch die mittleren Fehler der Höhen streng aus der Ausgleichung ausgewiesen. In Tab. 5.4-1 sind die sphäroidischen Schleifenschlüsse zusammengestellt.

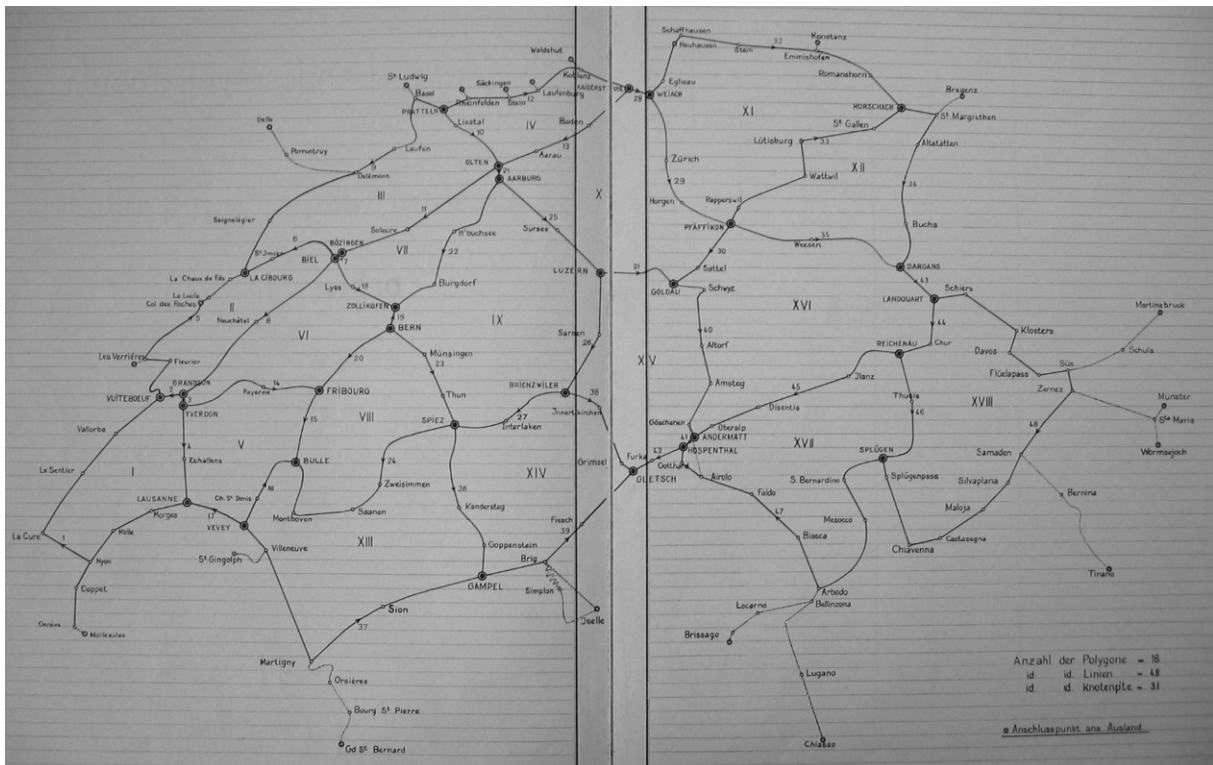


Abbildung 5.4-1: Übersicht der 18 Polygone für die Ausgleichung 1939 von Hunziker

5.4.3.3 Gesamtausgleichung 1944 mit strenger Reduktion aufgrund der wahren Schwere und Zusammenfassung der Resultate

Die L+T erachtete 1928 die Differenzen zwischen den Gebrauchshöhen und den ausgeglichenen Höhen ohne Schwerereduktion als belanglos für die praktischen Zwecke. Die Gebrauchshöhen seien als offizielle Höhen bedenkenlos beizubehalten. Die Reduktion wurde als eine theoretische und nur internationalen Zwecken dienende Frage auf einen späteren Zeitpunkt verschoben und bekanntlich 1939 erstmals angegangen. Auf Anregung der SGK und von H. Zölly, dem damaligen Abteilungsleiter der Geodäsie, sollte das Nivellement auch noch streng, also aufgrund von Schweremessungen reduziert werden. Diese Gelegenheit bot sich 1943 dem Assistenten des astronomischen Institutes der UNI Bern, Dr. M. Schürer (1910 - 1997) während seines Aktivdienstes bei der L+T. Die Arbeiten wurden in einem Anhang zum *Procès-Verbal* der 88. Sitzung der SGK vom 25. März 1944 sorgfältig dokumentiert und für die breite Öffentlichkeit publiziert [Schürer 1944].

Schürers grosse Leistung bestand in der Reduktion der bestehenden Schweremessungen auf Höhe H_0 und der Interpolation der notwendigen Werte für die effektive Reduktion der Nivellementmessungen. Bezüglich der strengen Ausgleichung des Netzes konnte er sich hauptsächlich den Zusammenstellungen bedienen, welche bereits von Hunziker erstellt wurden. Zu diesem Zeitpunkt (1943) standen hauptsächlich die Schweremessungen der SGK aus den Jahren 1900 - 1918 zur Verfügung. Schürer musste nicht sämtliche topografischen Reduktionen ausführen. Er konnte sich auf Arbeiten von Hilfiker, Baeschlin und Niethammer stützen. Für die speziellen Bedürfnisse des Nivellementnetzes

musste er von insgesamt 37 Stationen die Schwerereduktionen nach dem von [Niethammer 1932] vorgeschlagenen Vorgehen bestimmen. Um die Zielgrösse von einem Schwerewert pro 1-2 km⁴⁴ zu erreichen, wurden die Reduktionsgrössen für die Zwischenpunkte *unter Beachtung der topografischen Verhältnisse* abgeschätzt.

Die Gesamtausgleichung des Netzes führte Schürer wie schon Hunziker im Jahre 1939 durch, mit dem einzigen Unterschied, dass er die beobachteten Polygonschlüsse mit den theoretischen Schleifenschlüssen korrigierte. Es ist nun an der Zeit, diese "historischen" Schleifenschlüsse der 18 Polygone zusammen zu stellen (s. Tab. 5.4-1).

Polygon	Länge	Schleifenschlüsse [mm] ⁴⁵						
		beobachtet	sphäroidisch ⁴⁶	theoretisch (wahre Schwere)			reduziert Schleifenschl.	
	[km]	Gassmann 1928	Hunziker 1939	Hilfiker 1912	Schürer 1944	LHN95 ⁴⁷ 2004	sphäro. Hunziker 1939	wahr Schürer 1944
I	167	+ 37.63	+ 15.35		+ 10.55	+ 15	+ 22.28	+ 27.08
II	187	+ 16.72	+ 17.55		+ 19.56	+ 22	- 0.83	- 2.84
III	244	+ 21.20	+ 7.08		+ 14.37	+ 11	+ 14.12	+ 6.83
IV	164	+ 24.37	- 0.14	+ 1.1	+ 1.19	+ 2	+ 24.51	+ 23.18
V	167	- 5.99	- 6.24		- 7.64	- 9	+ 0.25	+ 1.65
VI	188	- 23.28	- 2.56		- 2.73	- 2	- 20.72	- 20.55
VII	155	- 3.11	- 0.47	+ 0.2	- 0.05	- 1	- 2.64	- 3.06
VIII	190	+ 35.09	- 1.90	+ 4.3	+ 5.39	+ 7	+ 36.99	+ 29.70
IX	258	+ 21.14	- 0.25	+ 3.8	+ 4.37	+ 4	+ 21.39	+ 16.77
X	237	- 41.64	- 4.62	- 4.5	- 5.95	- 5	- 37.02	- 35.69
XI	257	+ 23.98	- 4.16	- 4.4	- 5.32	- 5	+ 28.14	+ 29.30
XII	222	- 12.96	+ 3.92		+ 5.24	+ 6	- 16.88	- 18.20
XIII	294	- 58.03	- 10.06		- 61.49	- 67	- 47.97	+ 3.46
XIV	215	+ 25.81	- 8.63		+ 10.97	+ 25	+ 34.44	+ 14.84
XV	227	- 12.41	- 1.83		+ 21.12	+ 11	- 10.58	- 33.53
XVI	287	+ 32.48	- 2.47		+ 1.93	- 1	+ 34.95	+ 30.55
XVII	285	+ 24.18	- 0.86		- 2.56	- 5	+ 25.04	+ 26.74
XVIII	214	- 45.69	- 31.88		- 29.57	- 24	- 13.81	- 16.12
Umf.	1169	+ 59.49	- 32.17		- 20.62	- 16	+ 91.66	+ 80.11

Tabelle 5.4-1: Die Schleifenschlüsse aus den historischen Reduktionen des Landesnivellements

⁴⁴ Zielgrösse im Gebirge, im Flachland wurde diese Norm meistens überschritten.

⁴⁵ Die Nachkommastellen wurden aus den Publikationen übernommen und sind kein Mass für die Genauigkeit.

⁴⁶ Aus der effektiven Differenz "beobachtet [Gassmann 1928] - reduziert [Hunziker 1939]".

⁴⁷ Herleitung s. Kapitel 7.6: die Definition des Verlaufs der Polygone kann von [Schürer 1944] leicht abweichen (bspw. Polygone I, V und XVIII), daher wäre eine Angabe mit Nachkommastellen vermessen.

Die Berechnung der theoretischen Schleifenschlüsse im Rahmen des neuen Landeshöhennetzes LHN95 ist im Kapitel 7.6 ausführlich dokumentiert. Diese Werte sind nur zu Vergleichszwecken mit den historischen Berechnungen in Tab. 5.4-1 aufgeführt.

Die beobachteten Schleifenschlüsse sind aus der Zusammenstellung von Gassmann aus dem Jahre 1928 vorgegeben. Auffallend ist in erster Linie der relativ grosse Schleifenschluss des Polygons XIII mit ca. -6 cm. Dieser Wert führte zu einigen aufwändigen Nachmessungen auf den betroffenen Linien, welche keine effektiven Verbesserungen brachten. Erst der Nachweis des theoretischen Schleifenschlusses in der gleichen Grössenordnung im Jahre 1944 brachte die Erklärung und ist wohl eine der wichtigsten Erkenntnisse aus den Arbeiten von Schürer (s. a. Kapitel 7.6).

Die Unterschiede zwischen den sphäroidischen und den wahren Schleifenschlüssen sind bei den Mittellandpolygonen und im Vergleich zu den beobachteten Polygonschlüssen vernachlässigbar klein. Anders sieht dies bei den Gebirgspolygonen aus. Beim erwähnten Polygon XIII beträgt die Differenz mehr als 5 cm. Sie ist aber als Ausnahme zu beurteilen. Bei den restlichen Polygonen betragen die Unterschiede zwischen wenigen mm bis max. 2.2 cm. Überraschend ist in diesem Zusammenhang, dass Hilfiker im Jahre 1912 für die Mittellandpolygone mit einer Abweichung von ± 1 mm praktisch die gleichen Werte erhalten hat wie Schürer im Jahre 1944. Allerdings standen Schürer auch nicht viel mehr Schweremessungen zur Verfügung. Der Einfluss der wahren Schleifenschlüsse auf die resultierende Messgenauigkeit aus der Ausgleichung ist gegenüber den Resultaten aus den sphäroidischen Reduktionen trotzdem signifikant (s. a. Kapitel 5.4.3.2). Schürer wies in seiner Ausgleichung eine Steigerung des mittleren Kilometerfehlers von ± 1.67 mm auf ± 1.40 mm aus. Dieser zweite Wert entspricht einer realistischen, absoluten Messgenauigkeit der Landesnivellementmessungen zwischen 1902 und 1927. Die Steigerung ist wesentlich beeinflusst durch den massiv kleineren reduzierten Schleifenschluss des Polygons XIII.

Wenn wir die theoretischen Schleifenschlüsse mit den heutigen Werten (Kolonne LHN95) vergleichen, so fallen die relativ grossen Unterschiede bei den drei Polygonen XIII, XIV und XV auf. Anfänglich wurde eine Verwechslung der Werte der Polygone XIV und XV in Schürer's Publikation vermutet. Eine Recherche im Archiv brachte dazu keine Bestätigung. Die Differenzen widerspiegeln somit den Einfluss der deutlich grösseren Anzahl an Schweremessungen für die aktuellen Berechnungen. Schürer hat an drei Polygonen exemplarisch den mittleren Fehler seiner theoretischen Schleifenschlüsse berechnet und erhielt für Polygon VI (Mittelland) ± 0.4 mm, für XIV (ein Passübergang) ± 2.6 mm und XVII (drei Passübergänge) ± 5.0 mm. Damit kann bereits ein Grossteil der Abweichungen erklärt werden.

Schürer hat von insgesamt 22 Stationen die mittleren Schweren entlang der Lotlinie ausgewiesen und die strengen orthometrischen Höhen berechnet. Es handelte sich dabei ausschliesslich um Punkte des Netzes, welche direkte Verbindungen zum Nachbarland aufwiesen. Darunter war der damals höchste

Punkte des Netzes auf dem Wormserjoch (Stilfserjoch ca. 2700 m ü. M.). Um allfälligen Verwechslungen vorzubeugen, ist die effektive orthometrische Höhe nur von einem einzigen Punkt in Basel ausgewiesen, von den restlichen Punkten sind die orthometrischen und dynamischen Höhendifferenzen gegenüber RPN dokumentiert. Heute (2004) existieren nur noch sieben dieser Punkte, von zwei Weiteren lässt sich ein Vergleich mit den aktuellen orthometrischen Höhen LHN95 über benachbarte Punkte realisieren (s. Tab. 5.4-2).

Punkt ⁴⁸	Ort	Höhendifferenz LN02 2004 [m]	Höhendifferenz Schürer 1944 [m]	Höhendifferenz LHN95 2004 [m]	Differenz Schürer - LHN95[m]
GE 1	RPN Genève	± 0	± 0	± 0	± 0.000
VDO 322	La Cure	786.892	786.955	786.919	0.036
NE 177	Les Verrières	554.635	554.649	554.616	0.033
JU 115	Boncourt	-2.723	-2.841	-2.864	0.023
SH 26 z.	Neuhausen	68.659	68.505	68.485	0.020
SG 206	St. Margrethen	48.282	48.144	48.157	-0.013
GR3 330 z.	Martina	660.746	660.809	660.886	-0.077
VSF 267	Gd. St.-Bernard	2096.496	2096.917	2096.924	-0.007
VSF 291	Châtelard	751.395	751.554	751.601	-0.047
Mittlere Abweichung					-0.004 ± 0.013

Tabelle 5.4-2: Die orthometrischen Höhendifferenzen von [Schürer 1944] gegenüber heutigen Werten (LHN95 / LN02).

Die Berechnungen von Schürer stützten sich auf die Messungen des ersten LN bis 1944. Die aktuellen Höhen LHN95 und LN02 umfassen sämtliche Messungen seit Beginn des 20. Jahrhunderts. Die grösseren Abweichungen sind auf die Einflüsse der Alpenhebung, die Senkungen im Jura und der zusätzlichen Messungen im LN seit 1944 zurück zu führen (s. a. Kapitel 8 und 12). Unter Berücksichtigung dieser Umstände sind die Abweichungen erstaunlich klein.

Ing. J. Favre hat in einer kleinen Publikation 1946 die wesentlichen Erkenntnisse aus den drei historischen Gesamtausgleichungen des Netzes zusammengefasst. Der Vergleich der ca. 40 Höhen dieser ausgewählten Punkte mit den offiziellen Gebrauchshöhen ist in Abb. 5.4-2 dargestellt. Ähnliche Studien anhand der aktuellen Berechnungen LHN95 werden wir im Kapitel 12 noch ausführlich besprechen. Einige wesentliche Erkenntnisse lassen sich schon jetzt festhalten:

- Entlang dem Mittelland lässt sich ein signifikanter Anstieg der Differenzen von Genève (RPN ± 0) bis St. Margrethen feststellen. Bei den ausgeglichenen Höhen ohne Schwerereduktion beträgt die Differenz max. 8 cm. Die Abweichungen sind vor allem durch die systematischen und zufälligen Fehler im NdP verursacht. Das NdP bildet bekanntlich die Grundlage für die Gebrauchshöhen LN02.

⁴⁸ Punkte mit Zusatz 'z.' existieren nicht mehr. Die Beziehung zu LHN95 wurde aus umliegenden Punkten real.

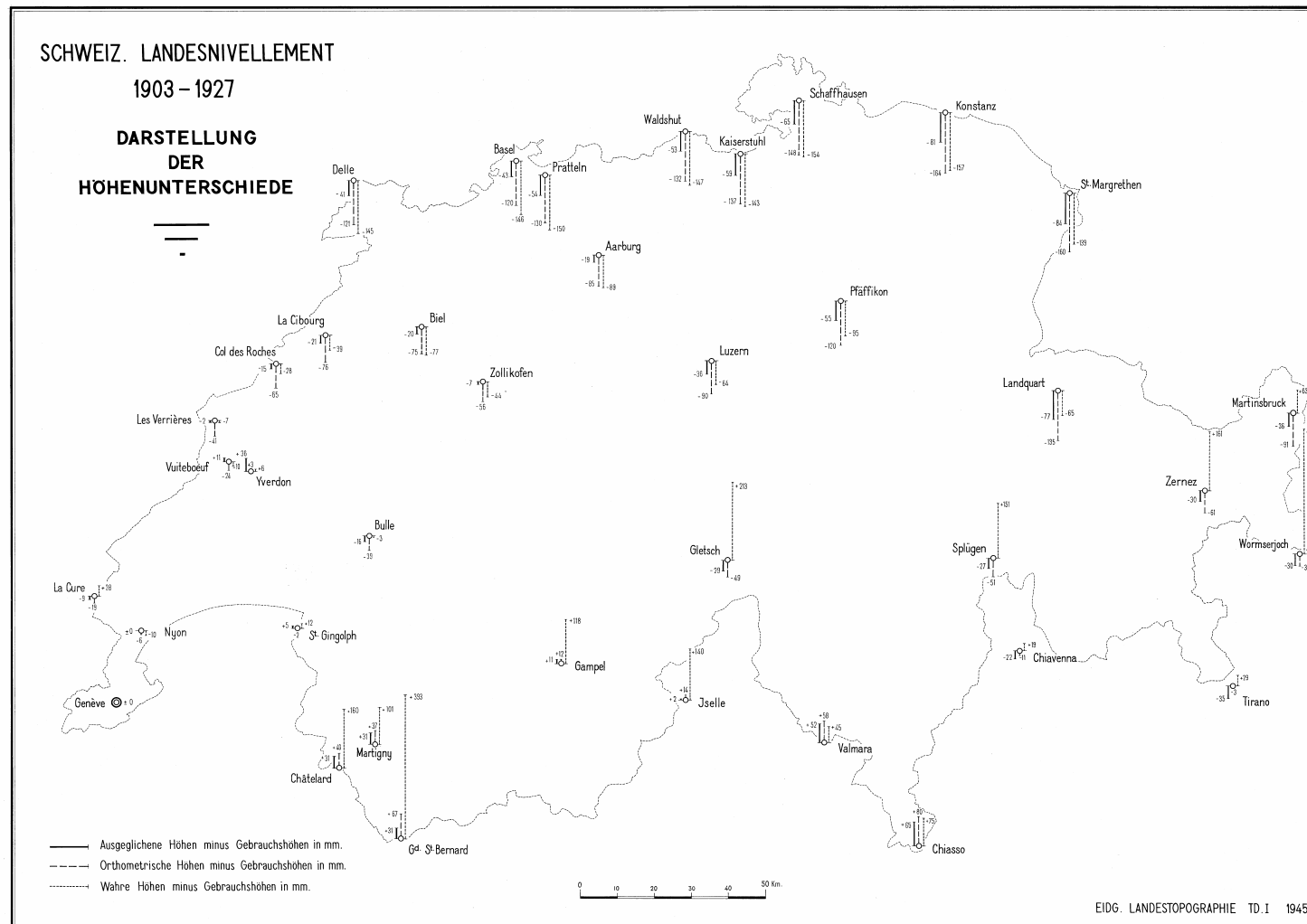


Abbildung 5.4-2: Die Resultate der historischen Reduktionen und Gesamtausgleichungen des Landesnivellements im Vergleich mit den offiziellen Gebrauchshöhen LN02 (aus [Favre 1946]). Hinweis zur Legende in der Abbildung: "Ausgeglichenen Höhen" = ausgeglichenen Höhen ohne Schwerereduktion; "Orthometrische Höhen" = sphäroidische Höhen; "Wahre Höhen" = orthometrische Höhen

- Die Differenzen 'sphäroidisch –LN02' und 'orthometrisch - LN02' unterscheiden sich im Mittelland und im Jura nicht wesentlich. Im Alpenraum und insbesondere in Höhenlagen entstehen beträchtliche Unterschiede bis zu 40 cm.
- Zwischen den ausgeglichenen Höhen 'ohne Schwerereduktion' und mit 'sphäroidischer Reduktion'⁴⁹ sind die Unterschiede vor allem im Alpenraum bedeutend kleiner.

Trotz diesen Reduktionen und Gesamtausgleichungen wurde von einer Änderung der offiziellen Höhen in der Schweiz abgesehen. Die Untersuchungen wurden hauptsächlich durchgeführt, um Erkenntnisse über die effektive Genauigkeit der Messungen zu erhalten, die Netzzwänge im NdP aufzudecken und entlang der Grenze vergleichbare Höhenarten zu den benachbarten Ländern zu berechnen. Dafür entstanden ab den späten 40er-Jahren wieder internationale Aktivitäten zur Ausgleichung eines europäischen Netzes.

Erst mit dem Beginn der systematischen Neumessungen der Landesnivellementlinien (nach dem 2. Weltkrieg) kam die Absicht auf, eine grundlegende Revision vorzunehmen. Im Archiv der Geodäsie liegt ein Entwurf als *Vorschlag für eine allmähliche Revision* vom damaligen Sektionschef der Geodäsie, Victor Untersee (1895 - 1960) vor. Untersee stützte sich dabei auf die Untersuchungen von Favre (s. Abb. 5.4-2). Sein Anliegen begründete er mit der Absicht, die umfassenden Arbeiten des Landesnivellements seit der Veröffentlichung des Catalogue des Hauteurs zu Gunsten von Technik und Wissenschaft besser auszunützen, als dies in den ersten Dezenien des 20. Jahrhunderts überhaupt möglich war. Er störte sich am Genauigkeitsverhältnis von 1:6⁵⁰ zwischen den Messungen des LN und des NdP als Grundlage für die Gebrauchshöhen. Zudem forderte er, dass das LN Auskunft über die *Höhenänderungen* geben solle, welche *im Laufe der Zeit durch die Einwirkung der Naturkräfte eingetreten sind*. Mit einem *planmässigen Vorgehen* forderte er dazu die Beibehaltung des *Beobachtungsganges* und der *polygonalen Anordnung* des Netzes für künftige *Messungen* und *Berechnungen* mit Einräumung der höchsten Priorität für die Arbeiten zwischen Lac Léman und Bodensee. Ein neu beobachtetes Polygon solle mit den Resultaten der Ausgleichung von Zollinger (1928) mit Zulassung minimaler Abweichungen in Beziehung gebracht werden. Untersee forderte (nach der Ära Zölly in der Abteilung Geodäsie) quasi die Einzwängung der Neumessungen in die Gesamtausgleichung ohne Schwerereduktion. Er bezeichnete die daraus resultierenden Werte als die *neuen revidierten Gebrauchshöhen* G_N^{51} . Seine Forderungen zum Ablauf der Beobachtungen wurden

⁴⁹ In der Abb. 5.4-2 als orthometrische Höhen bezeichnet.

⁵⁰ Untersee leitete dieses Verhältnis aus den mittleren Fehlerquadraten ab. Er verwendete für den Km-Fehler im LN 1.5² ("mit Toleranz") und im NdP 3.8².

⁵¹ G_N : der Index N steht für Netzausgleichung (Gesamtausgleichung von Zollinger aus dem Jahre 1928). In früheren Manuskripten verwendete Untersee auch den Begriff G_Z für *Gebrauchshöhen Zollinger*.

in der Folge übernommen, an der Einzwängung in die alten Grundlagen für die offiziellen Höhen hat sich bis zum heutigen Tage nichts geändert. Der effektive Grund für den damaligen (negativen) Entscheid konnte bislang nicht ermittelt werden. Seine Idee dürfte vermutlich am breiten Widerstand der amtlichen Vermessung gescheitert sein, welche den überwiegenden Teil der ans LN angeschlossenen Höhendaten verwaltete (s. a. Kapitel 12).

Schürer selbst schrieb in einem Nachtrag zu [Kobold 1962], dass die Arbeiten am Landesnivellement für die SGK noch nicht als abgeschlossen galten, wenn sie auch nicht zu den Dringendsten zählten. Er schlug vor, nach Abschluss der europäischen Ausgleichungen für das schweizerische Netz neue Höhen zu prüfen. Insbesondere seien die Schwerebeobachtungen auch auf diejenigen Linien auszudehnen, welche nicht Bestandteil des europäischen Netzes sind (s. a. Kapitel 6.3) und für das ganze Netz geopotentielle Koten zu rechnen. Er schliesst mit folgender Bemerkung: "*Und sie (Anm.: die SGK) wird erneut vor dem Problem stehen, in welcher Art aus den geopotentiellen Koten für die Praxis mit einfachen Mitteln gute Gebrauchshöhen bestimmt werden könnten*". Eine treffende Einleitung für die Arbeiten von [Wirth 1990] und im folgenden Teil III dieser Dokumentation.

Teil III

6. Konzept und Grunddaten zur Festlegung des neuen Landeshöhenetzes LHN95

6.1 Einleitung

Die ersten konzeptionellen Arbeiten zur Festlegung eines neuen Landeshöhenetzes der Schweiz mit der Bezeichnung LHN95 fallen zusammen mit den ersten Studien zur neuen Landesvermessung der Schweiz LV95. Diese Vorstudien und Systemdefinitionen sind hauptsächlich in [Schneider et al. 1995a und 1995b Ausgabe 2001] festgehalten. LHN95 ist daher auch als Teilprojekt der neuen Landesvermessung LV95 zu betrachten.

Die Konzepte und Systemdefinitionen zu LV95 sind durch die nachfolgenden Ausgangslagen und Zielvorstellungen geprägt [Schneider et al. 1995b]:

- **Einführung der 'Space Geodesy'** (insbesondere GPS): Die Messmethoden der modernen Satellitengeodäsie ermöglichen den Aufbau weltweiter terrestrischer Netze und Bezugsrahmen.
- **Globale und kontinentale Bezugssysteme:** Die gleichen Messmethoden erlaubten und förderten die Definition von gemeinsamen globalen, kontinentalen und nationalen Bezugssystemen. Dies ermöglichte die Realisation von zentimetergenauen Übergängen zwischen den Bezugssystemen von Nachbarländern. In Europa wurde mit der Definition des European Terrestrial Reference System 1989 (ETRS89) ein Standard geschaffen, der einen einheitlichen Bezug aller modernen Landesvermessungen auf dem Kontinent erlaubt.
- **Untersuchung und Modellierung von tektonischen Bewegungen:** Durch wiederholte Messung der terrestrischen Netze mit modernen satellitengeodätischen Methoden ist es möglich, tektonische Bewegungen zu untersuchen. Umgekehrt kann die hohe Genauigkeit dieser Methoden mittel- und langfristig nur durch die Modellierung und Berücksichtigung der tektonischen Bewegungen optimal für die Realisation von geodätischen Bezugsrahmen höchster Qualität umgesetzt werden.
- **Duale Systemwahl:** Die unterschiedlichen, teilweise divergierenden Anforderungen der wissenschaftlichen Geodäsie und der Landesvermessung einerseits sowie der amtlichen Vermessung andererseits führten schon früh zur Idee der dualen Systemwahl (CHTRS95/CH1903+). CHTRS95 ist das auf ETRS89 gestützte, global gelagerte Bezugssystem, welches auch ein kinematisches Modell umfasst. Mit CH1903+ wird ein System geschaffen, in welchem die vorteilhaften, für die Schweiz optimierten Projektions- und Koordinateneigenschaften des alten Systems CH1903 faktisch beibehalten, jedoch zeitgemäss definiert und in LV95 präzise realisiert werden können.

- **Neue Festlegung des Fundamentalpunktes 'Sternwarte Zimmerwald'**: Die alten Fundamentalpunkte (ideeller Lagefundamentalpunkt alte Sternwarte Bern, Höhenfundamentalpunkt Repère Pierre du Niton, Geoidnullpunkt Schwerzenbach) werden rechnerisch und mit Messungen zur Sternwarte Zimmerwald verlegt, welche den neuen und gemeinsamen Fundamentalpunkt der Schweiz bildet.
- **Transformationsmethoden zwischen neuen und den bestehenden Bezugsrahmen**: Insbesondere für die AV muss eine einfache Möglichkeit realisiert werden, um sowohl in Lage wie auch in Höhe zwischen den neuen und den alten Bezugsrahmen in genügender Genauigkeit transformieren zu können.
- **Potentialtheoretisch strenges Landeshöhennetz LHN95 und Zentimeter-Geoid**: Als Ersatz des bisherigen Gebrauchshöhensystems und des Höhenrahmens LN02 ist die Einführung eines potentialtheoretisch strengen Landeshöhensystems vorgesehen, welches zusammen mit dem entsprechenden Geoidmodell die Ergänzung zu den geometrischen Höhen der Bezugsrahmen CHTRFxx und LV95 bildet.

Das Projekt LV95 beinhaltet also auch die Einführung neuer Höhensysteme für die Schweizerische Landesvermessung. In der damaligen Projektphase zur Definition der dreidimensionalen Systeme konnten nur generelle Annahmen zur Definition der Höhensysteme und –rahmen getroffen werden. Wichtig war aber, dass mit der dreidimensionalen Festlegung eines realen Fundamentalpunktes in Zimmerwald auch eine kompatible Datumsdefinition der Höhenbezugssysteme erfolgte.

Die allgemeine Wahl und Definition der terrestrischen Bezugsrahmen und -systeme ist in [Schneider et al. 1995b] ausführlich beschrieben. Vorliegendes Kapitel beschränkt sich hauptsächlich auf die Thematik der Höhensysteme und -rahmen und liefert dazu auch ergänzende Informationen. Die Festlegung der Höhenreferenzrahmen der neuen Landesvermessung 1995 kann aber nur im Kontext mit der allgemeinen Definition der dreidimensionalen Referenzsysteme und –rahmen erfolgen.

6.2 Die Definition der Höhensysteme in LV95

6.2.1 Das Konzept der dualen Systemwahl: die global und lokal gelagerten Systeme CHTRS95 und CH1903+ der neuen Landesvermessung LV95

Mit der neuen Landesvermessung LV95 wurde versucht, den Anschluss an die globalen Bezugssysteme (ITRS, ETRS) zu realisieren, gleichzeitig aber auch die idealen Eigenschaften der Systemdefinition von CH1903, insbesondere der Kartenprojektion für die amtliche Vermessung und die Kartenwerke beizubehalten. Diese unterschiedlichen Anforderungen führten zur Definition von zwei Systemen, dem **global gelagerten Bezugssystem CHTRS95** und dem **lokal gelagerten Bezugssystem CH1903+**, was auch zum Begriff der *dualen Systemwahl* führte.

Der Übergang von einem ins andere System wird durch eine klar definierte, einfache mathematische Transformation festgelegt, deren Parameter, einmal festgesetzt, immer gültig bleiben (s. Abb. 6.2-1).

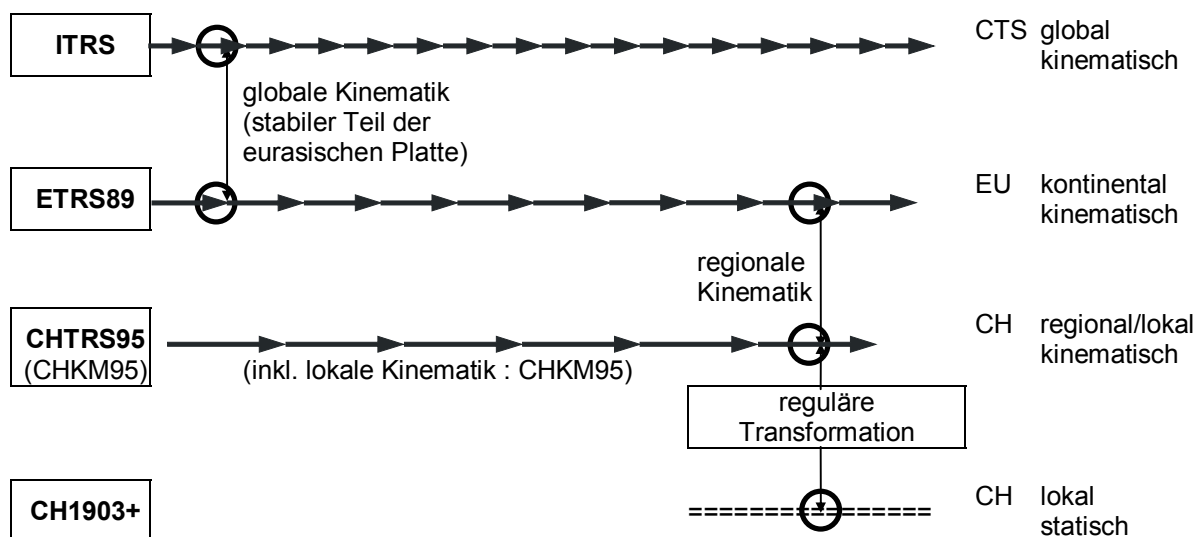


Abbildung 6.2-1: Skizze der Verknüpfung der globalen und lokalen Bezugssysteme (aus [Schneider et al. 1995b])

6.2.2 Die Definition der Höhenbezugssysteme

In Übereinstimmung mit dem Konzept der dualen Systemwahl wurden auch beim ergänzenden Höhenbezug zwei unterschiedliche Festlegungen vorgeschlagen:

1. Als Ergänzung zum *global gelagerten, dreidimensionalen System CHTRS95* wird ein strenges Höhensystem vorgeschlagen, das ans europäische Nivellementnetz UELN (s. a. 6.3) angeschlossen ist. Es soll primär wissenschaftlichen Zielen dienen, den Höhenbezug zu den europäischen Höhennetzen herstellen und somit den Bezug zu jenen der Nachbarländer gewährleisten.
2. Als Ergänzung zum *lokal gelagerten System CH1903+* wird ein zweites, strenges Höhensystem festgelegt, welches den bisherigen Ausgangspunkt Repère Pierre du Niton mit seiner Höhe von

373.6 m als ideellen Fundamentalpunkt beibehält und die *lokale Lagerung* für die amtliche und die Landesvermessung zumindest mit der Systemdefinition garantiert.

Für beide ergänzenden Höhensysteme soll aber Zimmerwald (Z_0)⁵² definitionsgemäss als neuer Fundamentalpunkt gelten.

Wie in Kapitel 2.4 dargelegt, werden grundsätzlich nur zwei Angaben benötigt, um ein strenges physikalisches Höhensystem zu festzulegen:

1. Die Ausgangshöhe
2. Die Art der verwendeten Höhen

Die beiden Definitionen werden in den folgenden Kapiteln erläutert. Zur besseren Übersichtlichkeit findet sich am Schluss des Kapitels 6.2 eine Zusammenfassung.



Abbildung 6.2-2: Repère Pierre du Niton im Hafenbecken von Genève. Höhenfundamentalpunkt des bisherigen Bezugssystems CH1903 und des Höhenbezugsrahmens LN02.

⁵² Zimmerwald als Geostation der neuen Landesvermessung LV95 ist gleichzeitig das Observatorium des astronomischen Instituts der Universität Bern.



Abbildung 6.2-3: Geostation Zimmerwald Z₀: Fundamentalpunkt der Bezugssysteme CHTRS95 und CH1903+ der neuen Landesvermessung der Schweiz.

6.2.2.1 Die Wahl der Höhenart

Die Wahl der Höhenart wird als erstes behandelt, weil sie direkt Auswirkung auf die Festlegung der Ausgangshöhe und vor allem auf die Höhenbezugsfläche hat.

Im Gegensatz zu früheren geodätischen Arbeiten im Bereich der Landeshöhenetze, welche sich ausschliesslich auf Nivellement- und Schweremessungen gestützt hatten, muss heute berücksichtigt werden, dass mit den modernen satellitengeodätischen Messmethoden ellipsoidische Höhendifferenzen über kontinentale Entfernungen rasch und unter gewissen Voraussetzungen mit bisher unerreichter Genauigkeit gemessen werden können. Der Bezug zwischen den physikalischen und den mathematischen Höhen ist wie in Kapitel 2.4 beschrieben streng nur über die Bezugsflächen *Geoid*- oder *Quasigeoid* resp. deren Modelle realisierbar. Dies schränkt die möglichen Höhenarten auf die *orthometrischen* und die *Normalhöhen* ein. Für die neue Landesvermessung LV95 musste also geklärt werden, welches Höhensystem für die Anwendung im topographisch schwierigen Gebiet der Schweiz als Ersatz der bisherigen Gebrauchshöhen vorzuziehen ist.

Diese Vorabklärungen wurden im Rahmen des Projektes LV95 bereits für die Erstellung des neuen Geoids der Schweiz durchgeführt [Marti 1997, Schneider et al. 1995b]. Nachfolgend werden die Hauptkriterien und deren Beurteilung tabellarisch nochmals aufgeführt:

Kriterien	Orthom. Höhen H	Normalhöhen H ^N
a) theoretische Kriterien		
➤ potentialtheoretische Strenge der Systeme	+	+
➤ Hypothesen zur Dichteverteilung im Erdinnern	-	+
➤ einfache Berechnung der Höhen aus den Potentialwerten	-	+
b) Vor- / Nachteile bei kombinierten Netzen		
➤ geometrische Anschaulichkeit der Bezugsflächen (Geoid / Quasigeoid)	+	-
➤ Einfache geometrische Beziehung zu den ellipsoidischen Höhen mit Hilfe von Geoid- / Quasigeoidmodellen herstellbar	+	+
➤ Modellierbarkeit der Bezugsflächen (Geoid / Quasigeoid) im Flachland und Hügellgebiet	+	+
➤ Modellierbarkeit der Bezugsflächen (Geoid / Quasigeoid) im Alpengebiet	+	-

Tabelle 6.2-1: Vor- und Nachteile der orthometrischen Höhen gegenüber den Normalhöhen als Ersatz der bisherigen Gebrauchshöhen (aus [Schneider et al. 1995b])

Unter der Berücksichtigung dieser Argumente hatte die *Arbeitsgruppe LV95* als Ergänzung zum *lokal gelagerten Bezugssystem CH1903+* die Einführung *orthometrischer Höhen* vorgeschlagen. Wie aus der Tabelle 6.2-1 ersichtlich ist, wurde bei der Beurteilung der Kriterien dem Argument der besseren Modellierbarkeit des Geoids im Alpenraum ein verhältnismässig grosses Gewicht beigemessen. Diese auf den ersten Blick einseitige Gewichtung wurde damit begründet, dass aus wirtschaftlichen Überlegungen die Höhenbestimmung durch GPS-Messungen im Alpenraum an Bedeutung gewinnen wird. Hingegen konnte im Mittelland und damit in den Agglomerationsgebieten, wo bereits ein immenser Bestand an Höhendaten vorhanden ist, bezüglich der Auswahl des Höhensystems kein wesentlicher Unterschied festgestellt werden.

Die relativ grossen Differenzen zu den bestehenden Höhen, welche bei der Einführung von orthometrischen Höhen auf den Alpenpässen zu erwarten sind, wurden für die Umstellung in der AV nicht als schwer wiegendes Hindernis bewertet. Nachfolgende Abbildung aus ersten Berechnungen für die Voruntersuchungen zeigt, welche Unterschiede zu den Gebrauchshöhen bei den unterschiedlichen Szenarien *reine Nivellementhöhen mit Kinematik*, *orthometrischen Höhen*, *Normalhöhen* schweizweit entstehen (weiter gehende Analysen zu diesem Thema finden sich in Kapitel 12).

Als ergänzende Höhenart des *global gelagerten Bezugssystems CHTRS95* wurden die *geopotentiellen Koten* gewählt. Somit ist der entsprechende nationale Höhenrahmen auch kompatibel mit den entsprechenden europäischen Realisationen (UELN, EUVN s. Kapitel 6.3). Aus diesen Werten können wahlweise Normalhöhen oder orthometrische Höhen im selben System abgeleitet werden und die geforderte Kompatibilität mit den Nachbarländern ist gewährleistet.

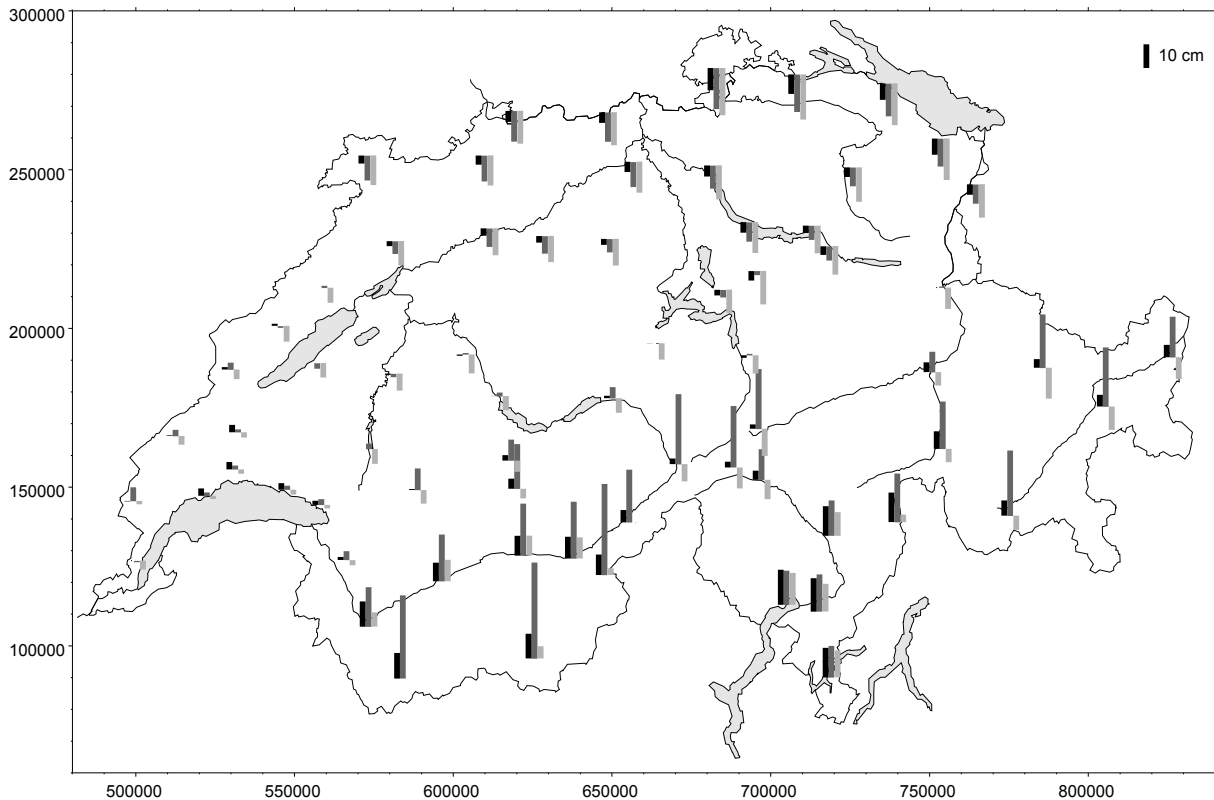


Abbildung 6.2-4: Vergleich zwischen den offiziellen Gebrauchshöhen ausgewählter Punkte des Landesnivellements und den neuen Höhensystemen (aus [Schneider et al. 1995b]); *schwarze Balken* (links): Höhenänderungen verursacht durch Netzzwänge und Kinematik (Differenz zwischen einer kinematischen Ausgleichung ohne Berücksichtigung der Schwere minus offizielle Gebrauchshöhen LN02); *dunkelgraue Balken* (Mitte): Differenz orthometrischen Höhe minus LN02; *hellgraue Balken* (rechts): Differenz Normalhöhen minus LN02.

6.2.2.2 Die Ausgangshöhen und der neue Fundamentalpunkt Zimmerwald (Z_0)

Mit zunehmender Tendenz wurde swisstopo seit Mitte der 90er Jahre damit konfrontiert, die Transformationsparameter zwischen den internationalen Systemen (ITRS, ETRS, WGS84 etc.) und der neuen Landesvermessung LV95 (CHTRS95, CH1903+) definitiv zu veröffentlichen. Insbesondere die Datumstransformationen der mit den IGS-Bahnen ausgewerteten GPS-Messungen für die AlpTransit-Bauwerke aber auch die Transformationssoftware GPSREF von swisstopo verlangten nach einer offiziellen Festlegung der Ausgangshöhe. Die Verlegung des alten Bezugspunktes Repère Pierre du Niton (RPN) zum neuen Fundamentalpunkt Zimmerwald (Z_0) der Landesvermessung LV95 wurde bereits in der Konzeptphase zum Projekt LV95 beschlossen [Schneider et al. 1995a].

Aus den obigen Gründen wurde am 15. Januar 1998 eine gemeinsame Sitzung der Ausschüsse 'Referenzsysteme' und 'Höhensysteme' der Arbeitsgruppe LV95 einberufen. Dabei wurden Beschlüsse gefasst, welche das weitere Vorgehen für die Festlegung des Fundamentalpunktes Zimmerwald (Z_0) und der offiziellen Transformationsparameter beinhalten. Explizit wurde protokolliert:

- a) "CHTRS95: die orthometrische Höhe H_0 von Z_0 wird mit dem Wert
 $H_0 = 897.8033 \text{ m}$ publiziert"

sowie

- b) "CH1903+: Wir legen die orth. Höhe H_0 von Z_0 so fest, dass aus den Nivellementmessungen Stand 1998 (inkl. sämtliche I^0 – Messungen der Polygone 1,2,3,5,6,7) RPN zur Epoche 1993.0 eine orthometrische Höhe von 373.600 m erhält"

Die Herleitung der beiden Ausgangshöhen des Fundamentalpunktes Zimmerwald sind in [Schneider et al. 1995b] als Definitionen festgehalten und in [Schlatter und Marti 1998] ausführlich beschrieben.

6.2.2.3 Die Ausgangshöhe von Z_0 in CH1903+

Die Herleitung der Ausgangshöhe erfolgte mit einer kinematischen Ausgleichung (s. Kapitel 7) der damals verfügbaren Landesnivellement-Messungen (s. Abb. 6.2-5).

Grundsätzlich werden diese Berechnungen mit Schwerepotentialen durchgeführt, da die eingehenden Beobachtungen als geopotentielle Koten resp. Potentialdifferenzen vorliegen. Erst in einem zweiten Schritt werden die geopotentiellen Koten mit Hilfe der mittleren Schweren entlang der Lotlinie in orthometrische Höhen umgewandelt (s. Kapitel 9). Das Schwerepotential von Repère Pierre du Niton (RPN) musste daher so festgelegt werden, dass nach der Umrechnung wiederum die orthometrische Höhe von 373.600 m erreicht wird. Der in [Hilfiker 1902] festgelegte Horizont mit Anschluss am Pegel Marseille wird somit ausdrücklich als *orthometrisch* betrachtet, auch wenn dies nicht der ursprünglichen Festlegung entspricht (s. Kapitel 4.5).

Mit der mittleren Schwere in der Lotlinie von $\bar{g}^{(RPN)} = 980'587.38 \text{ mgal}$ lässt sich sein Potential berechnen:

$$\text{Potential RPN (CH1903+)} \quad C = 366.3475 \text{ GPU}$$

Da ein kinematisches Modell für die Berechnung der orthometrischen Höhendifferenz aus den Landesnivellement-Messungen eingeführt wurde, muss dieser Höhe einer Epoche zugeordnet werden. Es wurde gewählt:

Epoche für die obigen Werte (Potential und orthometrische Höhe): **1993.0**

Im März 1995 wurde die Station Zimmerwald an das Landesnivellement angeschlossen. Dies erlaubte zusammen mit den in Abb. 6.2-5 dargestellten LN-Messungen die Berechnung des Schwerepotentials auf dem neuen Fundamentalpunkt. Für den Mastbolzen (MB = BES 498) ergab sich folgender Wert:

$$\text{Potential Zimmerwald MB (CH1903+)} \quad C = 880.4475 \text{ GPU} \quad (\text{Ep.1993.0})$$

Die beobachtete Schwere im Punkt Zimmerwald beträgt 980'512.010 mgal (Messung 1995) und die mittlere Schwere in der Lotlinie wurde zu $\bar{g}^{(Z_0)} = 980'556.07$ mgal berechnet. Daraus ergibt sich die orthometrische Höhe von Zimmerwald MB:

$$H_{Z_0} (\text{CH1903+}) = 897.9063 \text{ m} \quad (\text{Ep.1993.0})$$

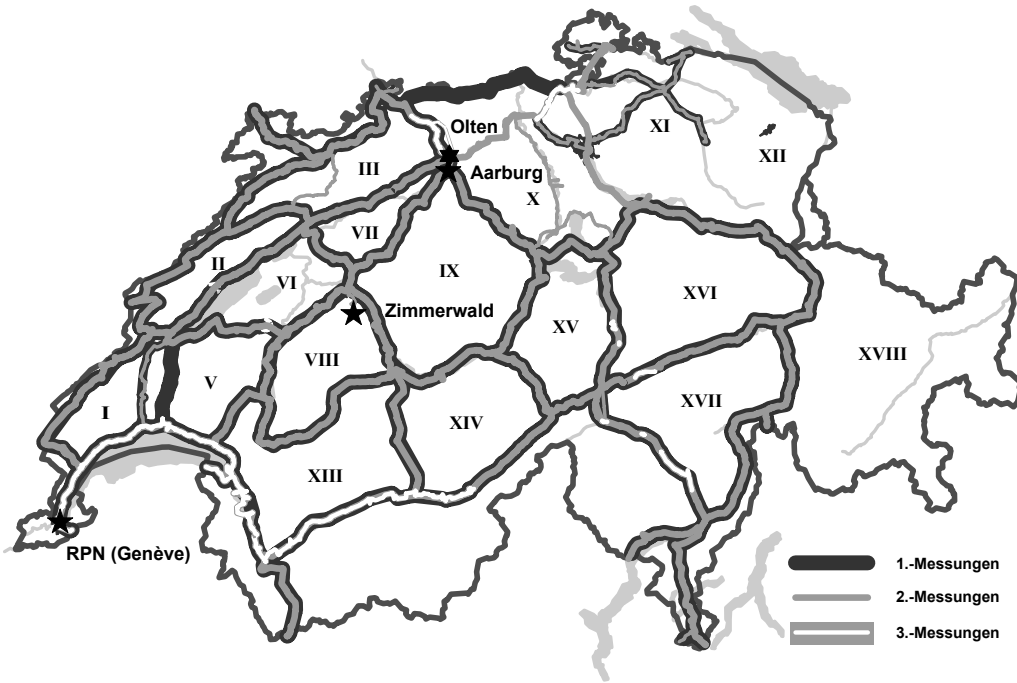


Abbildung 6.2-5: Verwendete Haupt- und Sekundärlinien des Landesnivellements für die Berechnung der orthometrischen Höhe des neuen Fundamentalpunktes Zimmerwald Z_0 .

6.2.2.4 Das Schwerepotential von Z_0 in CHTRS95

Dem strengen Höhensystem zum *global gelagerten Bezugssystem CHTRS95* sollen die Resultate des Europäischen Nivellementnetzes UELN (Referenz: neuer Pegel Amsterdam) zugrunde gelegt werden. Dabei wird der Knotenpunkt 'Olten C' (Lösung UELN 73 [Ehrnsberger und Kok, 1986]) als Fixpunkt betrachtet (Epoche 1993.0). 'Olten C' ist identisch mit dem Höhenfixpunkt 1. Ordnung (HFP1) SO 85.

$$\text{Olten C (SO 85)} \quad C = 393.2465 \text{ GPU}$$

Mit den in 6.2.2.3 erwähnten Berechnungen resultiert für das Potential des RPN:

$$\text{Potential RPN (CHTRS95)} \quad C = 366.2459 \text{ GPU} \quad (\text{Ep.1993.0})$$

$$\text{und daraus die orthometrische Höhe RPN} \quad H = 373.497 \text{ m}$$

Die Differenz der orthometrischen Höhen des RPN zwischen CH1903+ (LHN95) und CHTRS95 beträgt demnach 0.103 m. Sie hat ihre Ursachen im Pegelunterschied zwischen Marseille und Amsterdam, aber auch in den Messfehlern und den nicht berücksichtigten Hebungen.

Im Fundamentalpunkt Zimmerwald ergibt sich das Potential durch Abzug des Offsets von 0.1016 GPU:

$$\text{Potential Zimmerwald MB (CHTRS95)} \quad C = 880.3459 \text{ GPU} \quad (\text{Ep.1993.0})$$

was der Definition des neuen Fundamentalpunktes in CHTRS95 entspricht.

6.2.3 Das kinematische Modell der Höhenbezugssysteme

Damit die hohen Anforderungen an die Genauigkeit der modernen geodätischen Netze erfüllt werden können, ist es unabdingbar, den kleinen Bewegungen der auf der obersten Erdkruste verankerten geodätischen Messpunkte Rechnung zu tragen. Diese Bewegungen können durch Änderung der Lagekoordinaten und Höhen der Messpunkte pro Zeitintervall parametrisiert werden. Unter der Voraussetzung der zeitlichen Kontinuität lassen sich diese Bewegungen durch diskrete Geschwindigkeitsfelder beschreiben.

Die geodätische Netzausgleichung in der Raum-Zeit-Domäne wird als *kinematische Ausgleichung* bezeichnet. Dabei werden simultan mit den Koordinaten und/oder Höhen deren zeitlichen Ableitungen (Geschwindigkeitsvektoren) geschätzt. Die resultierenden Geschwindigkeits- und Strainfelder werden auch als kinematische Modelle bezeichnet [Schneider et al. 1995b].

Als Bestandteil der geodätischen Systemdefinition *CHTRS95* wird auch ein lokales/regionales *kinematisches Modell* mit der Bezeichnung *CHKM95* festgelegt werden. *CHKM95* soll sowohl die regionale Bewegung im Gebiet der Schweiz bezüglich des kontinentalen Bezugssystems ETRS89 (Divergenz des Systems CHTRS95 bezüglich ETRS89) sowie die lokalen Bewegungen (Deformationen) innerhalb der Grundlagennetze dreidimensional beschreiben. Da die konkrete Berechnung erst mit der Auswertung der Wiederholungsmessungen im GPS-Landesnetz erfolgen kann, wurde per Definition für die Geschwindigkeit des Fundamentalpunktes Z_0 in Zimmerwald als vorläufige Näherung ein Nullvektor angenommen [Schneider et al. 1995b].

Auch die beiden Wiederholungsmessungen des GPS-Netzes LV95 in den Jahren 1998 und 2004 zur Realisierung der Referenzrahmen CHTRF98 und CHTRF2004⁵³ liessen keine signifikanten Bewegungen der diskreten Punkte nachweisen, so dass aus den GPS-Messungen zur Zeit noch kein offizielles kinematisches Modell *CHKM95* berechnet werden konnte und als interessante Aufgabe für die Zukunft pendent bleibt [Wiget et al. 2005].

Das *lokal gelagerte System CH1903+* hingegen weist per Definition kein kinematisches Modell auf. Seine Koordinaten sind als statische Werte bezogen auf die Epoche $t_0 = 1993.0$ zu betrachten.

⁵³ CHTRFxx sind die Realisierungen des dreidimensionalen Bezugssystems CHTRS95 mittels GPS-Messungen. Die erste Realisierung erfolgte mit CHTRF95, die weiteren sind CHTRF98 und CHTRF2004.

Diesen beiden kinematischen Systemdefinitionen haben sich auch die ergänzenden Höhensysteme der neuen Landesvermessung LV95 unterzuordnen. So werden die geopotentiellen Koten im System CHTRS95 auch zeitliche Änderungen (dC/dt) aufweisen, sodass auf Wunsch auch zeitabhängige Potentialwerte resp. Höhen berechnet werden können.

Die orthometrischen Höhen in CH1903+ werden, zwar ebenfalls kinematisch ausgeglichen, dann aber per Definition zur Referenzepoche $t_0 = 1993.0$ festgehalten.

Mit den Auswertungen der ersten Wiederholungsmessungen des Landesnivellements wurden schon bald systematische und signifikante Höhenänderungen im Bereich der Alpen relativ zum Mittelland von bis zu $1.5 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ entdeckt⁵⁴ (s. Kapitel 8.1). Diese Phänomene wurden nach längeren Diskursen als tektonische Hebung der Alpen interpretiert. Um heutzutage der hohen Genauigkeit der Nivellements in der Schweiz Rechnung zu tragen, ist es bei der gemeinsamen Ausgleichung wiederholter Messungen unumgänglich, kinematische Ansätze zu wählen (s. Kapitel 7). Die Einführung eines kinematischen Modells für *die Realisation der Höhenbezugsrahmen* in beiden Systemen mit Hilfe der Landesnivellement-Messungen ist folglich eine notwendige Voraussetzung (s. Kapitel 8). Das Modell der Höhenänderungen wird aus den Resultaten der kinematischen Ausgleichung gebildet. Es wird für beide Systeme als CHKLM95 (CH Kinematic Levelling Modell 95) bezeichnet.

Damit neben der Höhe auch ein diskretes Feld der Vertikalgeschwindigkeiten geschätzt werden kann, ist auch die Definition eines hypothetischen Bezugspunktes mit vorgegebener Geschwindigkeit notwendig. Aufgrund tektonischer Überlegungen wurde dazu ein Nivellement-Punkt innerhalb einer Fixpunktgruppe in Aarburg (HFP1 AG 471) am Jurasüdfuss ausgewählt und dessen Vertikalgeschwindigkeit zu $0 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ festgesetzt. Damit wurde faktisch ein weiterer geodätischer Fundamentalpunkt zumindest für das kinematische Modell des Landeshöhennetzes festgelegt. Da das Modells CHKM95 noch fehlt, wird dieser Punkt weiterhin als Referenzpunkt für die kinematische Lagerung sowohl des ergänzenden Höhensystems zu CHTRS95 wie auch zu CH1903+ dienen.

6.2.4 Die Höhenreferenzrahmen von LV95

Die Höhenreferenzrahmen der neuen Landesvermessung LV95 sind die Realisierungen der in den vorangegangenen Unterkapiteln beschriebenen Höhenreferenzsysteme in Form von diskreten Punkten und deren Höhen. Das Konzept der dualen Systemwahl äussert sich natürlich auch in den entsprechenden Referenzrahmen.

⁵⁴ $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1} \equiv \text{mm}/\text{Jahr}$

6.2.4.1 Die global gelagerten Höhenbezugsrahmen CHVRFxx

Basierend auf dem Bezugssystem *CHTRS95* werden die globalen Höhenbezugsrahmen *CHVRFxx* (CH Vertical Reference Frame des Jahres xx) realisiert. Mit Einbezug der jeweils aktuellsten Messungen des Landesnivellements und weiterer neuer Messungen im GPS-Landesnetz LV95 oder eines aktuelleren Geoidmodells werden laufend neue Rahmenbestimmungen erzeugt. Aufgrund der laufend ergänzten Messungen werden auch Anpassungen am kinematischen Modell *CHKLMxx* vorgenommen, was sich vor allem in der gesteigerten Qualität der Potentialraten aus der kinematischen Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen äussert. *CHVRFxx* ist jeweils der ergänzende Höhenbezugsrahmen zum 3D-Bezugsrahmen *CHTRFxx*.

6.2.4.2 Der lokal gelagerte Höhenbezugsrahmen LHN95

Analog zur Realisierung des 3D-Bezugsrahmens *LV95* im lokal gelagerten terrestrischen Bezugssystem *CHI903+* wird der ergänzende Höhenrahmen des 'Landeshöhennetzes *LHN95*' mit einem definierten Datensatz einmalig bestimmt und zur Referenzepoche $t_0 = 1993.0$ festgehalten. Neuere Messungen des Landesnivellements und des GPS-Landesnetzes LV95 werden in diese Rahmenlösungen LV95/LHN95 eingezwängt, sofern sich aus den neuen Messungen keine signifikanten lokalen Punktverschiebungen oder Messfehler in den älteren Beobachtungen nachweisen lassen. Offizielle Grenzwerte dazu sind in [Santschi et al. 2002] festgehalten.

Mit der Festlegung des Höhenrahmens LHN95 wird auch das *CHKLM95* als das kinematische Modell für die Ausgleichung der LHN-Messungen einmalig bestimmt und eingefroren. *CHKLM95* ist die Grundlage, um alle Beobachtungen mit nur einer Messepoche auf die Referenzepoche 1993.0 zu transformieren.

Die Bezugsfläche zwischen den ellipsoidischen Höhen aus den 3D-Bezugsrahmen *CHTRFxx* und LV95 sowie dem physikalischen Höhenreferenzrahmen LHN95 bildet das Geoidmodell *CHGeo2004*. Die aktuelle Aufgabe der modernen Landesvermessung ist es, die beiden Rahmenlösungen zusammen mit dem Geoidmodell *konsistent* zu verbinden. Dieser Problematik ist ein separates Kapitel (Kapitel 10) gewidmet. Das Konzept zur Realisierung der konsistenten Rahmen ist im Unterkapitel 6.4.1 beschrieben.

6.2.5 Zusammenfassung zu den Höhenbezugssystemen und -rahmen

Die in den einzelnen Unterkapiteln umschriebenen System- und Rahmendefinitionen werden zur besseren Übersicht in der Tabelle 6.2-2 zusammengefasst. Zur Vervollständigung sind auch die Angaben zum bestehenden Referenzsystem *CHI903* resp. zum Höhenrahmen *LN02* festgehalten.

Höhenbezugssysteme und -rahmen der neuen Landesvermessung 1995 (LV95)				Alte Landesvermessung LV03	
Terrestrisches Bezugssystem und -rahmen	Globale Lagerung	Lokale Lagerung	Verweis Kapitel	(lokale Lagerung)	Verweis Kapitel
Übergeordnetes terrestr. Bezugssystem	CHTRS95	CH1903+	6.2.1	(CH1903) LN02	5.2
Bezugsrahmen	CHTRFxx	LV95	6.2.4	LV03	-
Definitionen zum ergänzenden Höhenbezugssystem			6.2.2	kein ergänzendes System	
Höhenart	Geopotentielle Koten	Orthometrische Höhen	6.2.2.1	Gebrauchshöhen	5.2.3
Ausgangshorizont	Z ₀ : Fundamentalpunkt Zimmerwald			Repère Pierre du Niton	
Ausgangshöhe	C ₀ = 880.3459 GPU t ₀ = 1993.0	H ₀ = 897.9063 m t ₀ = 1993.0 (C = 880.4475 GPU)	6.2.2.3	RPN: 373.6 m	5.2.1
abgeleitete Grössen:	H ₀ = 897.8027 m	(damit H _{RPN} = 373.600 m)	6.2.2.4		
Herkunft	H ₀ ^N = 897.7154 m aus UELN Lösung 1973/86; Epoche 1975.0 (Bezug zu Pegel Amsterdam)	aus Definition RPN (LN02) orthometrisch abgeleitet (Bezug zu Pegel Marseille)			
kinemat. Modell System	CHKM95 für CHTRS95	keines (Höhen mit t ₀ = 1993.0 festgehalten)	6.2.3	Keines	
Höhenbezugsrahmen	CHVRFxx	LHN95	6.2.4	LN02	5.2.2
kinemat. Modell Rahmen	CHKLMxx	CHKLM95	6.2.4		
kinematische Referenz	Aarburg: dC/dt = 0 mgpu/a				
Potentialraten	dC/dt [mgpu·a ⁻¹]	(dC/dt [mgpu·a ⁻¹])	6.2.4		
Abgeleitete Grössen	dH/dt [mm·a ⁻¹]	(dH/dt [mm·a ⁻¹])			

Tabelle 6.2-2: Übersicht der Höhenbezugssysteme und Rahmen der neuen Landesvermessung 1995

6.3 Der Bezug zu den internationalen Höhensystemen

In den vorangegangenen Kapiteln wurde beschrieben, wie das global gelagerte, ergänzende Höhenbezugssystem zu CHTRS95 an das Europäische Höhennetz angeschlossen ist, insbesondere wie die Festlegung des Potentials des Fundamentalpunktes Zimmerwald Z_0 erfolgte. Nachfolgend sind die Entstehung, die Definitionen und der aktuelle Stand der europäischen Höhenbezugssysteme und -rahmen kurz umschrieben. Die Vergleiche der europäischen Höhenrahmen mit der definitiven Realisierung von LHN95 (und CHVRF93) sind im Kapitel 11.5 zu finden.

6.3.1 UELN: Unified European Levelling Network

Die internationalen Aktivitäten bezüglich einer europäischen Gesamtausgleichung der nationalen Präzisions-Nivellementmessungen mit dem Ziel, einheitliche europäische Meereshöhen zu bestimmen, wurden schon kurz nach dem 2. Weltkrieg wieder aufgenommen [Untersee 1957]. Unter den Namen UELN (United European Levelling Network) oder auch REUN (Réseau Européen Unifiée de Nivellement) wurde ab dem Jahre 1955 auf Beschluss der IUGG⁵⁵ in Europa begonnen, Nivellement und Schweremessungen zu sammeln. Zwei Hauptziele wurden damals definiert [Remmer 1986]:

- Ein gemeinsames europäisches Höhendatum zu definieren und zu realisieren.
- Vergleiche zwischen den mittleren Meereshöhen an verschiedenen Pegeln entlang der europäischen Küste durchzuführen.

Beides sind Ziele, welche bereits Ende des 19. Jahrhunderts verfolgt wurden und noch heute aktuell sind (s. a. Kapitel 4.5 und 5.6). Eine erste Lösung für Westeuropa wurde 1963 unter dem Namen UELN-55 präsentiert und das Projekt vorübergehend abgeschlossen. Ähnliche Arbeiten wurden gleichzeitig auch in Osteuropa unter dem Namen EPNN durchgeführt.

An der 15th General Assembly der IUGG in Moskau im Jahre 1972 war beschlossen worden, ein neues UELN zu etablieren. 1973 hatte die IAG Subkommission für UELN ihre erste Zusammenkunft; man beschloss deshalb, das neue europäische Nivellementnetz UELN-73 zu benennen. Die Zielsetzung war weitgehend gleich wie 1955, allerdings sollte mit den damals jüngsten zur Verfügung stehenden Nivellementdaten der einzelnen Länder gearbeitet werden.

Als Abschluss der Arbeiten am UELN-73-Netz wurde 1986 unter dem Namen UELN-73/86 die definitive Ausgleichung präsentiert [Ehrnsperger and Kok 1986]. Insgesamt 14 Länder hatten sich mit Daten im Umfang von 91'750 km Präzisionsnivellement und 774 Punkten beteiligt. Der Beitrag der Schweiz beschränkte sich auf 1'315 km Messungen zwischen nur 13 Punkten (s. Abb. 6.3-1). Die Länder waren aufgefordert, ihre Messungen in Form von Potentialdifferenzen zwischen den Punkten

⁵⁵ Beschluss der IUGG-Generalversammlung in Rom 1954

abzuliefern. Hauptresultate waren die ausgeglichenen geopotentiellen Knotenpunkte und deren mittleren Fehler aus der freien Ausgleichung gegenüber dem Referenzpunkt im Pegel von Amsterdam (NAP: Normaal Amsterdams Peil). Die Ergebnisse dieser statischen Berechnung sind insofern von Bedeutung, weil sie dazu dienten, das Potential des Fundamentalpunktes Zimmerwald in CHTRS95 festzulegen (s. Kapitel 6.2.2.4).

In [Ehrnsperger und Kok 1986] und [Remmer 1986] wurde das Problem der statischen Berechnungen bereits thematisiert. Die fennoskandischen, postglazialen Hebungsphänomene waren bereits bekannt, trotzdem war einzig die Schweiz in der Lage, Daten zu den rezenten Hebungen der Punkte zu liefern. Glücklicherweise wurden die gemeinsamen Grenzanschlüsse von den einzelnen Ländern zum gleichen Zeitpunkt gemessen, zumal das Messmaterial aus einem Zeitraum zwischen 1943 und 1976 stammt. Nachträglich hat sich zumindest der Grenzanschluss Chiasso lokal als sehr instabil erwiesen, was sich im Vergleich mit den Resultaten von LHN95 dominant äussert (s. Kapitel 11.5).

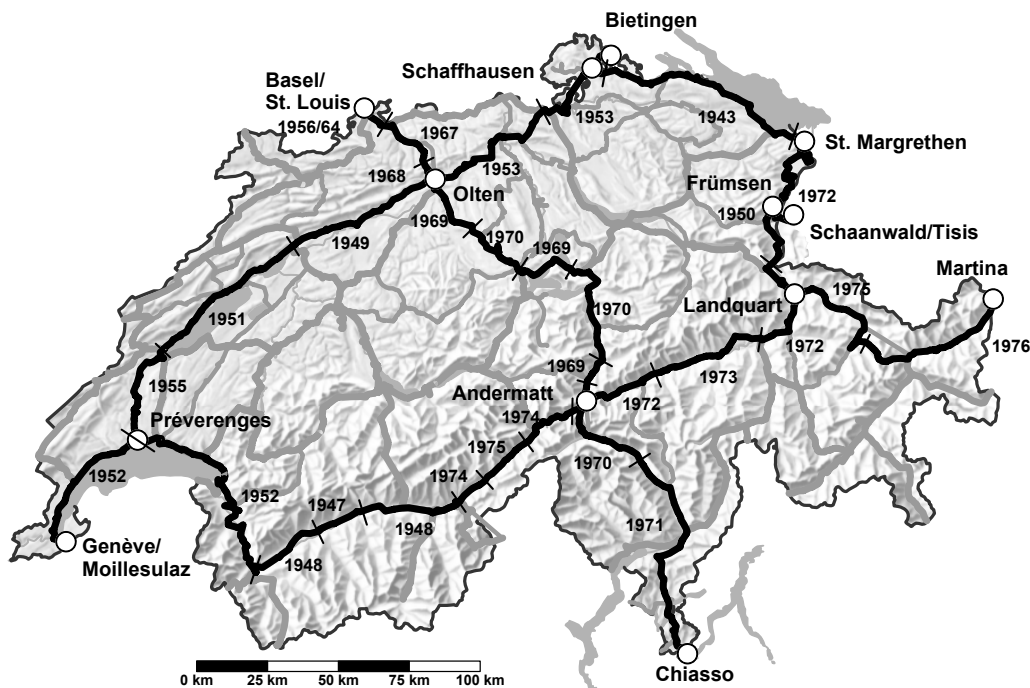


Abbildung 6.3-1: Die Messungen (schwarze Linien) zum Schweizer Beitrag zu UELN-73 und UELN-95.

Nach einem Unterbruch von knapp 10 Jahren wurden die Arbeiten an UELN von der IAG-Subkommission für kontinentale Netze in Europa (EUREF) 1994 wieder aufgegriffen. Der Hauptgrund war eine dringende Anfrage des CERCO (Comité Européen des Responsables de la Cartographie Officielle) an die Technical Working Group (TWG) von EUREF zur Realisierung eines Europäischen Höhensystems mit einer Genauigkeit von 0.1 m. Die Arbeiten wurden unter der Bezeichnung UELN-95 gestartet. Hauptmerkmal der neuen Ausgleichung war die Erweiterung des ursprünglichen Datensatzes mit Messungen aus Zentral- und Osteuropa. Der Schweizer Datensatz wurde beibehalten,

obwohl auf einzelnen Abschnitten neuere Messungen vorhanden waren. Zudem war unter dem Namen "UELN 2000" die Entwicklung eines kinematischen Höhensystems geplant [Ihde and Augath 2003].

Unter dem Namen UELN-95/98 wurde am EUREF-Symposium im Jahre 1999 die jüngste UELN-Lösung präsentiert. Insgesamt wurden von 3'063 Knotenpunkten die unbekanntenen Potentiale berechnet. Die freie Ausgleichung ist wie UELN-73/86 im NAP gelagert. Im Unterschied zu den alten Lösungen wurde die Gewichtung der Beiträge der einzelnen Länder aus einer Varianz-Komponenten-Schätzung erzeugt. Es resultierte eine a-posteriori Standardabweichung von 1.10 mgpu/km [Ihde und Augath 2003], [Sacher et al. 1999]. Da diese Lösung erst 1999 homologisiert wurde, fand sie keinen Eingang mehr in die Festlegung von Zimmerwald Z_0 in CHTRS95.

Für künftige Test- und Neuberechnungen im UELN-Netz hat das Bundesamt für Landestopografie im Jahre 2002 einen erweiterten und aktuelleren Datensatz an das Rechenzentrum am Bundesamt für Geodäsie und Kartographie (BKG) abgeliefert (s. Abb. 6.3-2). Die Tatsache, dass der Knotenpunkt in Chiasso instabil ist (Senkung mit ca. $4 \text{ mm} \cdot \text{a}^{-1}$), erschwerte aber die Integration dieser Daten. Um die aktuelleren Messungen einführen zu können, musste der Knoten Chiasso für die Testberechnungen aufgebrochen werden, sodass keine offizielle UELN-Verbindung zwischen der Schweiz und Italien mehr bestand (s. a. Kapitel 11.5 und [Sacher et al. 2002]).

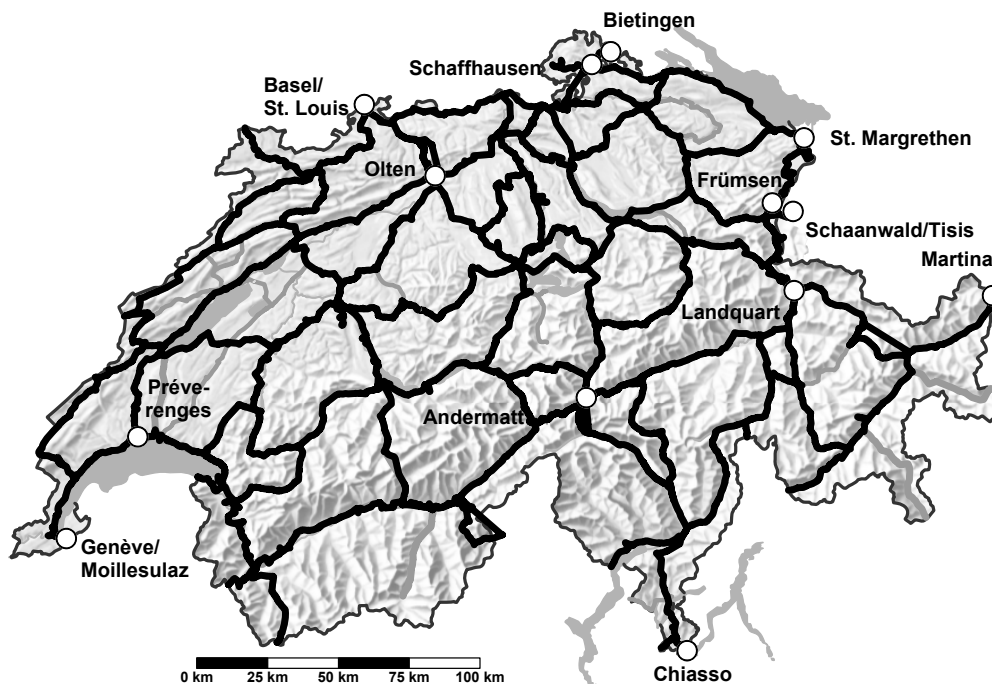


Abbildung 6.3-2: Erweiterter und aktualisierter Datensatz 2002 der Schweiz (mit den alten UELN-Knotenpunkten). Beitrag zur künftigen Neuberechnungen des UELN-Netzes

6.3.2 EUVN: European Vertical Reference Network

Das Projekt EUVN (European Vertical Reference Network) wurde 1995 von der EUREF mit den praktischen Zielen lanciert, die verschiedenen nationalen Höhendaten mit cm-Genauigkeit zu

vereinen, insbesondere auch in Ländern, welche keinen Anschluss an das UELN haben [Ihde und Sacher 2002]. Kernaktivität von EUVN war die Bestimmung von dreidimensionalen Koordinaten in ETRS89 mit GPS auf 196 in Europa verteilten Stationen. Diese Aktion ermöglichte es, die schwerefeldbezogenen Höhen aus dem UELN mit GPS-Höhen zu vergleichen. Darin enthalten waren auch 63 Pegel-Stationen entlang der europäischen Küsten. Ziel war es auch, diese EUVN-Stationen mittels Nivellement mit den nächstgelegenen UELN-Knoten zu verbinden. Dadurch konnten die Stationen als eigentliche GPS/Nivellement-Punkte in das UELN95-Netz ergänzt werden und damit an eine neue europäische Geoidbestimmung beitragen. Um diese Daten noch zusätzlich zu verdichten, wurde von EUREF das Projekt EUVN_DA (EUVN Densification Action) lanciert.

Die Schweiz beteiligte sich mit insgesamt 7 EUVN-Stationen und weiteren 12 EUVN_DA-Stationen (s. Abb. 6.3-3).

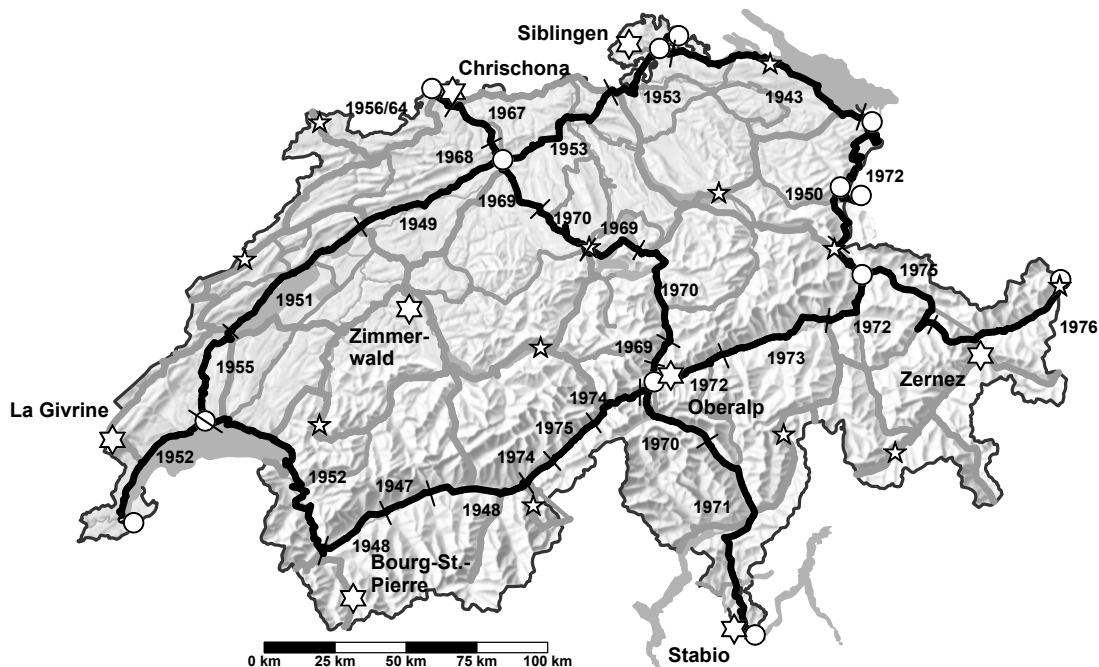


Abbildung 6.3-3: UELN-73/95-Verbindungen mit dem Schweizer Beitrag zu den EUVN-Punkten (grosse Sterne) sowie zu EUVN_DA (kleine Sterne).

6.3.3 EVRS und EVRF2000: European Vertical Reference System und European Vertical Reference Frame 2000

Als Antwort auf die CERCO-Anfrage definierte EUREF in der Resolution Nr. 5 des Symposiums 2000 in Tromsø das European Vertical Reference System (EVRS). Diese Definition erfolgte auf die Empfehlung eines Spatial Reference Workshop in Marne-la-Vallée im November 1999. Die Definition von EVRS wurde durch die folgenden beiden Vorgaben festgelegt:

- Ausgangshöhe: das Datum des Normaal Amsterdams Peil (NAP)
- Art der Höhen: Potentialdifferenzen bezüglich NAP oder daraus abgeleitete, äquivalente Normalhöhen

Als Realisation von EVRS wurden UELN-95/98 und EUVN zusammen unter dem Namen EVRF (European Vertical Reference Frame) gutgeheissen. Dies bedeutete gleichzeitig die Ablösung von UELN-73/86 als offizielle Lösung.

Offiziell ist EVRS als schwerefeldbezogenes Höhensystem durch die folgenden Konventionen definiert [Ihde and Augath 2003]:

1. Für das vertikale Datum gilt die Bezugsfläche, für welche das Schwerepotential W_0 dem Normalpotential U_0 gleichgesetzt ist.
2. Die Höhenkomponenten sind die Potentialdifferenzen ΔW_P zwischen dem Potential W_P des Erdschwerefeldes und der EVRS-Bezugsfläche W_0 . Die Potentialdifferenz $-W_P$ wird gleichwertig als geopotentielle Kote c_P bezeichnet. Normalhöhen sind äquivalent mit den geopotentiellen Koten c_P .
3. EVRS ist in Übereinstimmung mit den IAG Resolutions als sog. "zero tidal system" definiert.

Der erste Punkt wird eingeführt, damit der Bezug zu einem globalen System definiert ist.

Für die praktische Realisation (EVRF2000) sind folgenden Erläuterungen notwendig:

1. Das vertikale Datum wird durch die Bezugsfläche W_0 durch NAP definiert. Folglich ist die geopotentielle Kote $c_{NAP} = 0$.
2. Für zugehörige Parameter und Konstanten werden die Definitionen des Geodetic Reference System 1980 (GRS80) verwendet. Daraus folgt, dass das Schwerepotential durch NAP W_{NAP} dem Normalpotential des GRS80-Ellipsoides U_{0GRS80} gleichgesetzt ist.
3. Das Datum ist fixiert durch die geopotentielle Kote und der äquivalenten Normalhöhe im UELN-Knoten Nr. 000A2530/13600.

Die praktische Realisation erfolgt durch die Knotenpunkte des UELN-95-Netzes. Die geopotentiellen Koten und die Normalhöhen sind unter der Bezeichnung UELN-95/98 verfügbar, für welche nun der Namen EVRF2000 verwendet wird.

6.3.4 EVS: A Kinematic European Vertical System

Als künftige Aufgabe wird die Realisation eines europäischen, kinematischen vertikalen Systems betrachtet. Ähnlich wie in den ergänzenden Höhenbezugssystemen zu CHTRS95 und CH1903+ (LHN95) sollen aufgrund von wiederholten Nivellementbeobachtungen die Geschwindigkeiten auf den diskreten Knotenpunkten berechnet werden. Um diese Berechnungen zu unterstützen, sollen auch Geschwindigkeitsschätzungen aus den GPS-Permanentstationen mit einbezogen werden. Das EVS-

Projekt wurde 1999 gestartet. In erster Linie ist geplant, die bestehende UELN-Datenbank mit Wiederholungsmessungen der einzelnen Länder zu erweitern. swisstopo hat zu diesem Zweck den Datensatz einer provisorischen Berechnung für LHN95 aus dem Jahre 1999 mit sämtlichen Messungen an EUREF abgeliefert.

6.4 Das Konzept zur Realisation der Höhenreferenzrahmen in LV95

In Kapitel 6.2 wurde dargelegt, wie die Höhenbezugssysteme zur neuen Landesvermessung definiert und welche Realisationen von Höhenbezugsrahmen geplant sind. Der eigentliche konzeptionelle Ablauf zur Realisierung und Berechnung der Höhenrahmen wird im vorliegenden Unterkapitel grob umschrieben. Die einzelnen Arbeitsschritte werden sodann in den nachfolgenden Kapiteln separat dokumentiert. Eine schematische Übersicht des Berechnungsablaufes ist in der nachfolgenden Abbildung 6.4-1 und der Tabelle 6.4-1 ersichtlich.

6.4.1 Die globalen Höhenbezugsrahmen CHVRFxx und die konsistenten Höhenbezugsrahmen CHVRVxx-C

Wie vorgängig erläutert soll zum global gelagerten Bezugssystem CHTRS95 auch ein ergänzendes global gelagertes Höhensystem mit Anschluss ans UELN (und später evtl. auch an verbesserte Höhensysteme wie EVRS oder EVS2000) verwendet werden. Im Unterschied zum Höhensystem in CH1903+ soll dieses System durch den Einbezug des kinematischen Modells CHKM95 ein diskretes Geschwindigkeitsmodell erhalten und damit dem Benutzer auf Wunsch zeitabhängige Höhen liefern. Allerdings liegt dieses 4D-Modell zum Zeitpunkt dieser Veröffentlichung noch nicht vor. Die zeitlichen Änderungen der Potentialwerte in CHTRS95 stammen einzig aus der kinematischen Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen (CHKLM95).

Als Realisierung dieses System sind die Höhenbezugsrahmen CHVRFxx zu betrachten. Sie entstehen einzig durch die unverzwängte kinematische Ausgleichung der vorhandenen Daten des Landeshöhennetzes (Nivellement und Schwere) seit Beginn des 20. Jahrhunderts und der speziellen Anschlussmessungen an das GPS-Netz LV95.

Eine wesentliche Zielsetzung des Projektes LHN95 ist die Erreichung eines konsistenten Höhenrahmens (Widerspruchsfreiheit zwischen den ellipsoidischen Höhen aus LV95, dem Geoidmodell CHGeo2004 und den orthometrischen Höhen LHN95; s. dazu Kapitel 10). Es ist unvermeidbar, dass beim Versuch, GPS-Höhen, das Geoidmodell und die orthometrischen Höhen gesamthaft auszugleichen, Zwänge in den einzelnen Lösungen entstehen werden. Um die Vorteile der unverzwängten Lösungen weiterhin nutzen zu können und trotzdem über einen konsistenten Höhenrahmen verfügen zu können, werden die sog. '-C' – Lösungen der Referenzrahmen eingeführt (C steht dabei für *constraint*). Dies bedeutet insbesondere, dass mit den 'gezwängten' Bezugsrahmen CHTRF03-C und CHVFR03-C sowie dem Geoidmodell CHGeo2004-C die Konsistenzbedingung:

$$h_{ell} - H_{orth} - N = h_{ell} - H_{norm} - \zeta = 0 \quad (\text{aus 2.2-4})$$

erfüllt ist.

In Abbildung 6.4-1 ist der schematische Berechnungsablauf zur Erreichung der konsistenten Höhenrahmen erläutert.

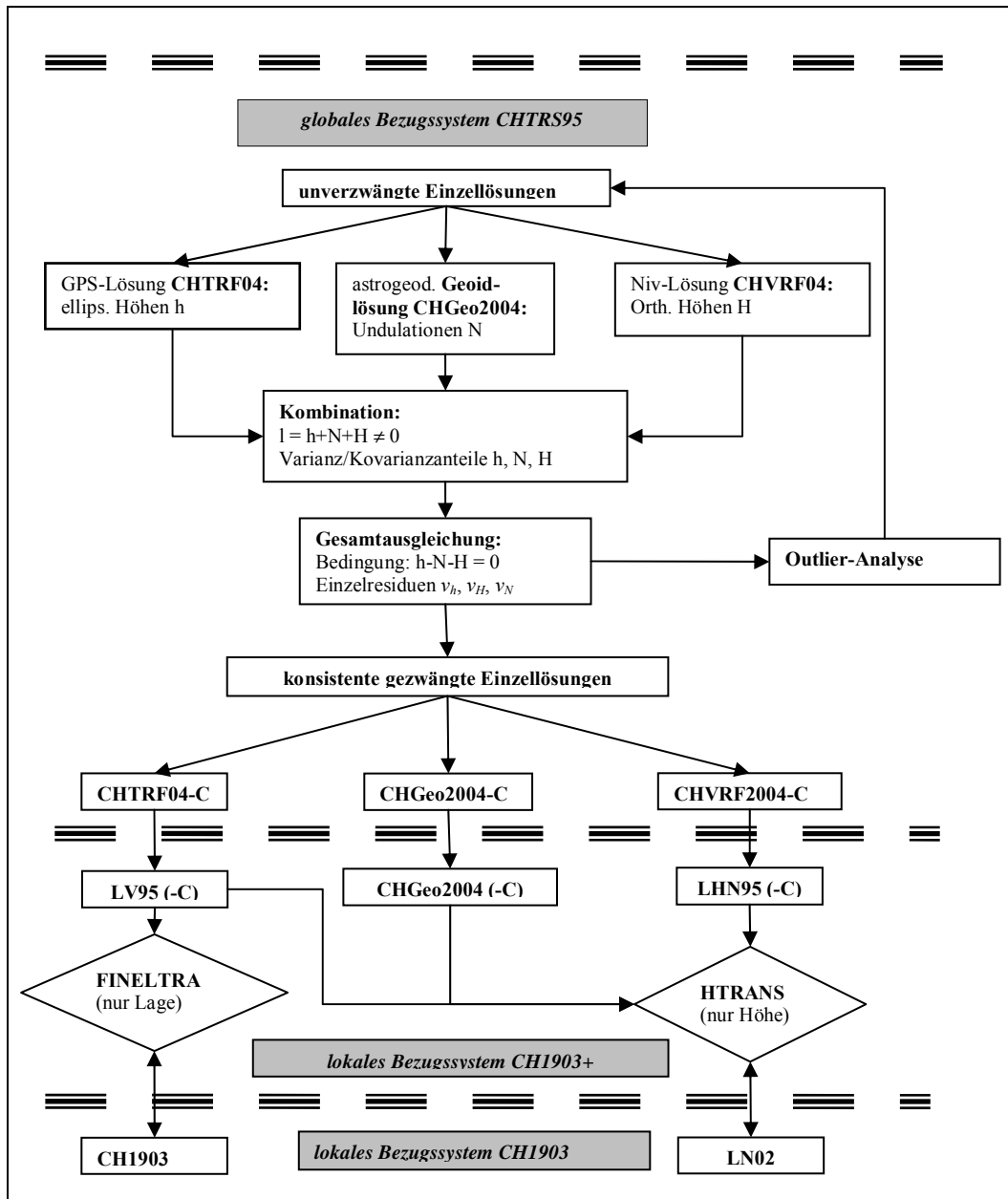


Abbildung 6.4-1: Schematischer Ablauf zur Berechnung der Höhenrahmen CHVRF und LHN95

6.4.2 Der lokale Höhenbezugsrahmen LHN95 als spezielle Abwandlung des globalen Höhenbezugsrahmens CHVRF2004-C

Zum lokalen Bezugssystem CH1903+ und dem Bezugsrahmen LV95 wird ein ergänzendes Höhensystem bzw. Höhendatum definiert und durch den Höhenbezugsrahmen LHN95 realisiert. Der Datensatz LHN95 entsteht aus dem speziellen Datensatz *CHVRF2004-C* einzig durch Veränderung des Ausgangswertes C_0 im Fundamentalpunkt Zimmerwald. Der lokale Bezugsrahmen soll statisch bleiben, d.h. die Höhen werden auf der Referenzepoche 1993.0 festgehalten. Lokale Höhenänderungen

an Punkten, wie sie bis anhin im Gebrauchshöhenrahmen LN02 durch Neumessungen oder Revisionsmessungen angefallen sind, werden natürlich weiterhin zu lokalen Nachführungen der Höhen führen.

Das spezielle, aus der kinematischen Ausgleichung der LHN-Messungen erstellte Modell *CHKLM95* ist fester Bestandteil des Höhenrahmens. Dies ist eine unabdingbare Voraussetzung, um alle Höhenfixpunkte 1. Ordnung (HFP1) des Höhenrahmens zur Referenzepoche 1993.0 zu berechnen.

Ursprünglich sollte LHN95 das bisherige Gebrauchshöhensystem LN02 auch für die AV mittelfristig und gleichzeitig mit der Einführung von LV95 ablösen. Dieses Vorhaben der Landesvermessung wurde von den interessierten Vermessungskreisen in der Schweiz nicht gutgeheissen, da die Befürchtungen bezüglich der Verwechslungsgefahr mit alten LN02-Höhen und der administrative, technische und wirtschaftliche Aufwand einer Umstellung gegenüber den Vorteilen einer vereinfachten Höhenbestimmung in einem strengen, unverzwängten Rahmen höher gewichtet wurden. Die Einführung von LHN95 in der AV wurde als langfristiges Ziel auf einen unbekannte Zeitpunkt hinausgeschoben (s. a. Kapitel 1 und 12) [Wicki et al. 2002].

Um den Benützern trotzdem einen optimalen Nutzen der GPS-Höhenbestimmung zu gewährleisten, muss ein Transformationsprogramm zur Verfügung gestellt. Mit dem Programm HTRANS können Höhen zwischen den beiden Höhenrahmen LN02 und LHN95 transformiert werden (s. Kapitel 12). Der Höhenrahmen LHN95 erhält so indirekt eine wichtige Bedeutung für die amtliche Vermessung [Schlatter 2004].

6.4.3 Zusammenfassung des Berechnungsablaufs zu CHVRF2004 und LHN95

Nachfolgende Tabelle 6.4-1 hält nochmals die einzelnen Arbeitsschritte übersichtlich fest und zeigt, wo die detaillierten Angaben in den nachfolgenden Kapiteln zu finden sind. Unter der Voraussetzung, dass man für LHN95 die zu Grunde liegenden geopotentiellen Koten anstelle der orthometrischen Höhen verwendet, weichen die Rahmenlösungen CHVRF2004 und LHN95 nur um eine konstante Potentialdifferenz voneinander ab. Der Grund liegt im identischen Messmaterial und den kinematischen Ausgleichungen, welche sich nur in der Lagerung im Fundamentalpunkt unterscheiden.

Mit jeder späteren Neumessung im Landeshöhennetz wird quasi eine neue Lösung CHVRF_{xx} entstehen, welche sich vom statischen Höhenrahmen LHN95 unterscheidet. Die nachfolgenden Kapitel, welche im Wesentlichen die Berechnung des Höhenrahmens LHN95 beschreiben, gelten stillschweigend auch für die Rahmenlösung CHVRF2004.

Die Berechnung des unverzwängten 3D-Bezugsrahmens CHTRF2004 und des Geoidmodells CHGeo2004 werden in der vorliegenden Arbeit nur soweit erwähnt und dokumentiert, als dies für das Verständnis und den Ablauf notwendig ist. Ausführlichere Angaben zu diesen Themen sind [Brockmann und Ineichen 2004], [Marti 1997, 2002] sowie [Marti und Schlatter 2005] zu entnehmen.

Ablauf	Beschreibung	Kapitel
LHN95 CHVRF2004	Kinematische Ausgleichung der LHN-Daten (Schweremessungen und Nivellements) zur Berechnung der geopotentiellen Koten und deren zeitlichen Änderungen	7
CHKLM95	Kinematisches Modell aus der Ausgleichung der LHN-Daten	8
Orth. Höhen	Berechnung der mittleren Schweren und der orthometrischen Höhen LHN95	9
CHTRF04	Kombinierte Ausgleichung sämtlicher GPS-Messungen im GPS-Landesnetz LV95 von 1988 bis Ende 2004	10.3
CHGeo2004	Astrogeodätische Lösung des Geoidmodells CHGeo2004	10.6
Analyse der Gesamtresiduen	Analyse der Gesamtresiduen zwischen den unverzwängten Lösungen CHVRF2004, CHTRF04 und CHGeo2004	10.6
Kombinierte Ausgleichung	Gesamtausgleichung zur Erzeugung der Einzelresiduen und der Pseudo-Residualflächen.	10.6
Konsistente, gezwängte Einzellösungen	Erzeugung der gezwängten Einzellösungen LHN95, LV95 und CHGeo2004-C	(10.6) 11
LHN95	Die definitive Festlegung und Realisierung des Höhenreferenzrahmens LHN95 (Grundlage für den Übergang zwischen den Höhenrahmen LHN95 und LN02)	11
HTRANS	Untersuchung und Festlegung des Überganges zwischen den Höhenrahmen LHN95 und LN02	12

Tabelle 6.4-1: Ablauf zur Berechnung der Höhenrahmen und Bezug zur vorliegenden Dokumentation

6.5 Die Grunddaten

Der historische Abriss von den ersten Höhenbestimmungen in der Schweiz bis zur Vollendung des Schweizerischen Landesnivellements ist in den Kapiteln 4 und 5 ausführlich beschrieben. Nachfolgende Unterkapitel dokumentieren die Grunddaten, wie sie für die Erstellung des neuen Landeshöhennetzes der Schweiz LHN95 verwendet wurden. Im Vordergrund stehen dabei eher die technischen und statistischen Aspekte zu den Präzisionsnivellement-Messungen. Ausführliche Angaben zu den GPS- und Schweremessungen sowie der Geoidbestimmung sind in der referenzierten Literatur zu finden.

6.5.1 Landesnivellement-Messungen

6.5.1.1 Die Entstehung und die Netzstruktur des Landesnivellements

Unmittelbar nach der Festlegung des Ausgangspunktes des Schweizerischen Höhensystems LN02 im Jahre 1902 folgte der Beginn der Präzisions-Nivellementmessungen zum Schweizerischen Landesnivellement (LN) als konsequente Fortsetzung der Arbeiten des sog. Versicherungsnivellements (VN). Das Netz folgte über weite Strecken den Linien des Nivellement de Précision (NdP) der SGK (s. a. Kapitel 5.2).

Die hierarchische Gliederung in sog. Haupt- und Sekundärlinien resp. 1.- und 2.-Ordnungsmessungen war vor allem für die Erstmessungen von Bedeutung. Abbildung 6.5-1 zeigt das ursprüngliche Hauptnetz, welches in 18 Polygone gegliedert und in den Jahren 1903 – 1927 gemessen wurde. Die Netzhierarchie hatte mit der Zeit an Bedeutung verloren, da für die Erstellung des Höhenrahmens LN02 alle Messungen in Knotenpunkte des NdP eingezwängt und die resultierenden Höhen als offizielle Werte publiziert wurden. Zudem unterscheidet sich die Messqualität zwischen Haupt- und Nebenlinien meistens nicht. Auch der Netzunterhalt und die Dokumentation der Fixpunkte erfolgte kantons- und nicht linienweise. Nur bei den Wiederholungsmessungen versuchte man weiterhin, zuerst die Haupt- und erst danach die Sekundärlinien nachzumessen.

Abbildung 6.5-3 zeigt alle Messungen, welche für das LN ausgeführt wurden. Das heutige Landeshöhennetz (LHN), welches im Rahmen des Projektes LHN95 im Jahre 1998 bereinigt worden ist [Schlatter und Mattli 2002a], unterscheidet sich nur in wenigen Ausnahmen davon (s. a. Abb. 6.5-2). Ein Beispiel ist die ehemalige, in den Jahren 1946/47 gemessene Sekundärlinie *Lausanne - Romont - Fribourg*, welche mit der Revision des Netzes aus dem LHN gestrichen wurde. Einige Linienabschnitte, welche in den Jahren 1903 - 1947 als Ergänzungsmessungen für die Bedürfnisse der Wasserwirtschaft oder als Grundlage für die Höhenbestimmung in der Triangulation IV. Ord. erstellt worden sind, wurden dagegen mit dieser Netzrevision zu Sekundärlinien aufgewertet.

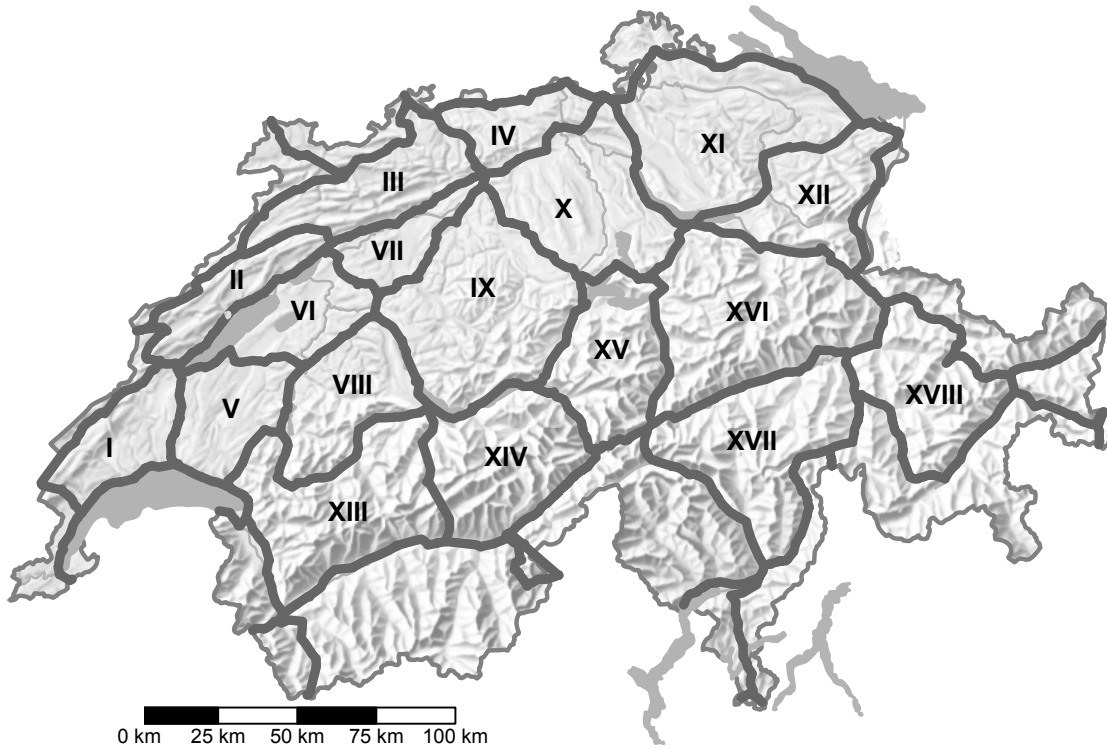


Abbildung 6.5-1: Die ursprünglichen 18 Hauptpolygone des Landesnivellements (LN), gemessen in den Jahren 1903 - 1927

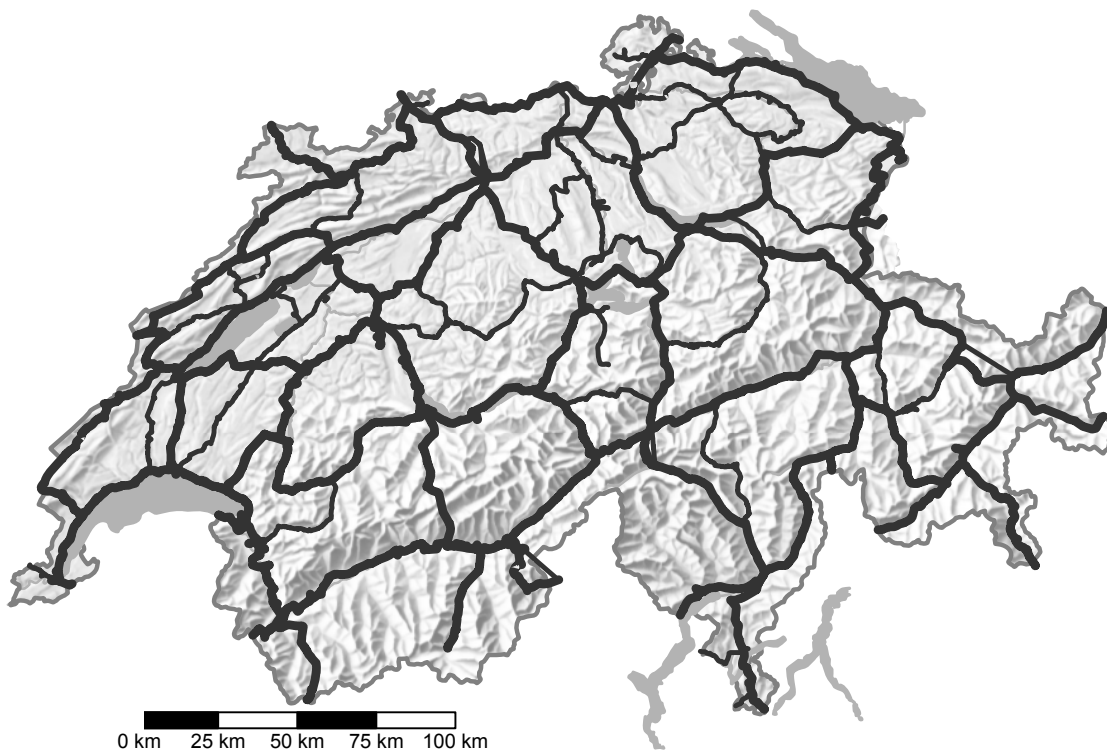


Abbildung 6.5-2: Das aktuelle Landeshöhenetz (LHN) Stand Ende 2004 mit den Sekundärlinien.

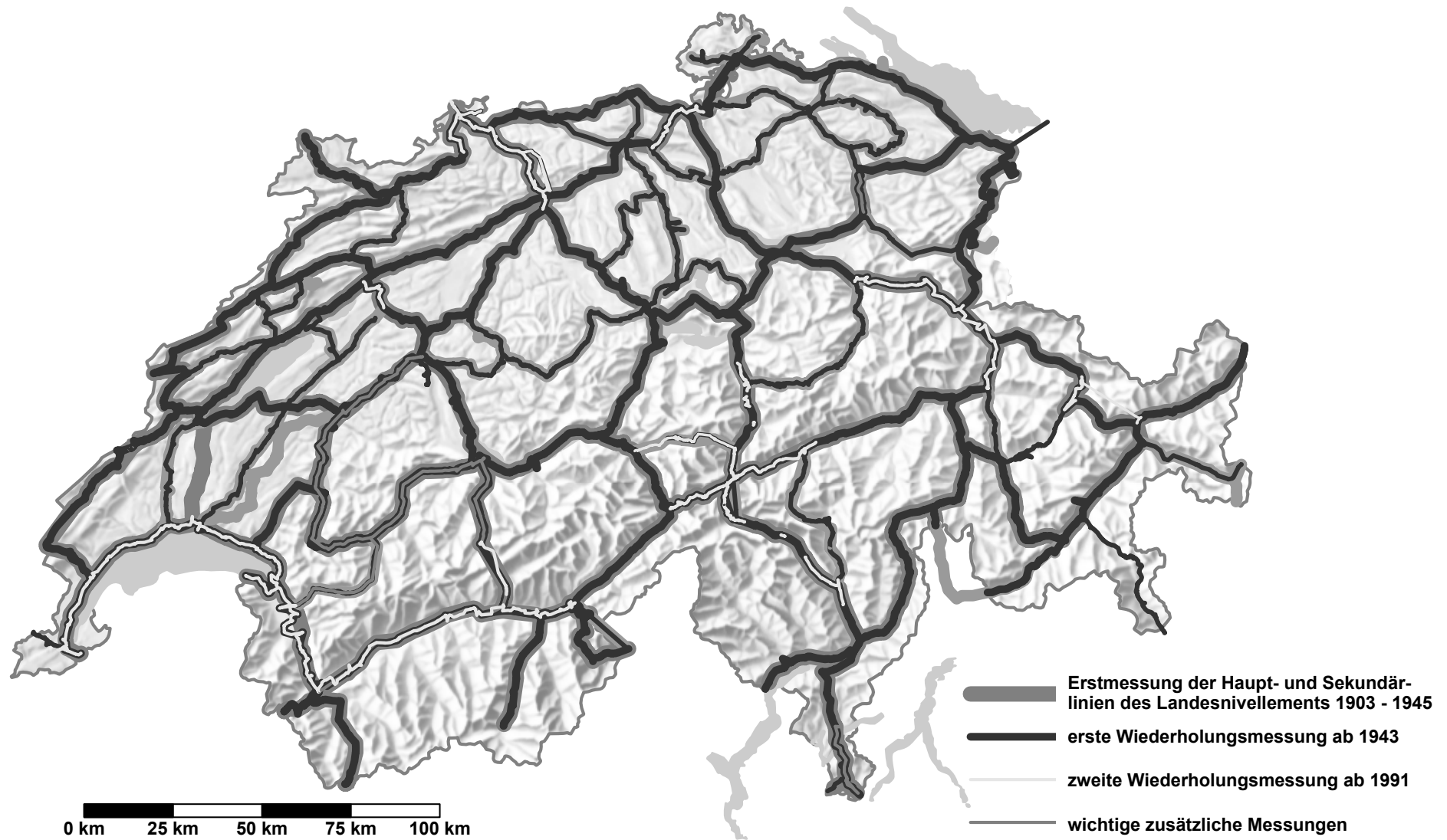


Abbildung 6.5-3: Die Präzisionsmessungen im Schweizerischen Landesnivellement von 1903 - 2004.
Dicke Linien: Haupt- resp. 1.-Ordnungsnetz; dünne Linien: Sekundär- resp. 2.-Ordnungsnetz.

In Tab. 6.5-1 sind die gemessenen Kilometer (aufgeteilt in Erst- bis Drittmessungen) der Haupt-, Neben- und Ergänzungsmessungen aufgelistet. Das LHN umfasst ca. 3'200 km Haupt- und 1'250 km Sekundärlinien, also insgesamt 4'450 km Linienmessung. Diese Zahlen sind nur Näherungswerte, längere Abzweigungen von den eigentlichen Messlinien sind darin nicht enthalten. Oft bestehen auch grössere Überlappungen bei Anschlussmessungen in den Knotenbereichen, welche in den obigen Zahlen nicht korrigiert wurden.

Hierarchie	1.-Messung 1903 - 1947	2.-Messung 1943 - 2004	3.-Messung 1986 – 2003
Hauptlinien (1. ^{Ord.})	3'072 km	3'183 km	646 km
Sekundärlinien (2. ^{Ord.})	937 km	1'262 km	88 km
Total km 1.^{Ord.} + 2.^{Ord.}	4'009 km	4'445 km	734 km
Ergänzungsmessungen, kant. Nivellements	297 km	230 km	-
Wiederholungsmessung	399 km	49 km	13 km
Total km im Zeitraum	4'705 km	4'724 km	747 km

Tabelle 6.5-1: Gemessene Kilometer im Landesnivellement von 1903 - 2004

Die relativ grossen Unterschiede in der Länge der Sekundärlinien zwischen Erst- und Zweitmessung sind mit der nachträglichen Aufwertung von einzelnen Ergänzungsmessungen begründet. Zudem ist die Unterscheidung der Hierarchie zwischen Haupt- und Sekundärlinien bei den offenen Linien am Netzrande nicht immer konsequent gehandhabt worden. Als Hauptlinien werden meist diejenigen Linien betrachtet, welche einen effektiven Anschluss an die Höhennetze des Nachbarlandes ermöglichen.

In der Abb. 6.5-3 sind die Ergänzungsmessungen und kantonalen Nivellements nur dann dargestellt, wenn sie für die Zweitmessungen zu Sekundärlinien aufgewertet wurden (Ausnahme: *Lausanne - Romont - Fribourg* und *Bözberg*). Bei einigen 2.-Messungen existieren keine verwertbaren Erstmessungen mehr, welche aus den Archivdaten hätten erfasst werden können. Beispiele sind die Strecken *Berninapass* (Messungen des Wasserwirtschaftamtes 1909) und *Tiefencastel - Davos* (Messung VN 1898).

Die 399 km Wiederholungsmessungen beinhalten vor allem die Linien im Polygon XIII (1925 - 1927) und die Strecke *Bern - Fribourg - Bulle* (1923). Sie sind als dünn-graue Linien in Abb. 6.5-3 dargestellt. Anlass dieser Messungen waren die grossen Widersprüche im Schleifenschluss des Polygons XIII und Tests bezüglich der Stabilität der Punkte des LHN. Diesen beiden Aspekten sind zwei eigene Unterkapitel gewidmet (Kapitel 7.6 und 8.5.1).

Nur zwei Abschnitte des ursprünglichen Hauptnetzes wurden bis anhin (Stand 2004) nicht wiederholt beobachtet. Es handelt sich um die Linien *Lausanne - Echallens - Yverdon* (1912) und die Verbindung *Bergell - Chiavenna - Splügenpass* (1925). Erstere wurde im Jahre 2005 gemessen, fand in der vorliegenden Arbeit aber keinen Eingang mehr. Der ursprüngliche Perimeter des Polygons XVIII über

italienisches Gebiet in Chiavenna wurde aus dem Landeshöhennetz gestrichen. Ebenfalls im Jahre 2005 ist mit den Arbeiten an den Linien Stansstaad - Engelberg und Stans - Emmetten auch die erste Wiederholungsmessung sämtlicher Sekundärlinien abgeschlossen worden.

Von ca. 750 km LHN-Linien liegen bereits 3.-Messungen vor (gelbe Linien Abb. 6.5-3). Begonnen wurde mit diesen Messungen im Hauensteingebiet im Jahre 1991 als Grundlage für tektonische Studien der Nagra. Ab 1992 wurde mit der zweiten Wiederholungsmessung von Brig bis Genève begonnen. Umfangreiche Messungen liegen auch im Gebiet Furka-, Gotthard-, Oberalp- und Lukmanierpass vor. Sie entstanden hauptsächlich im Auftrag der AlpTransit Gotthard AG als Nullmessung für künftige Überwachungsaufgaben im Zusammenhang mit dem Bau des Gotthard-Basis-tunnels (s. a. Kapitel 8.6.3.3).

Die 230 km kantonale Nivellements im Zeitraum der 2.-Messung entstanden in enger Zusammenarbeit mit den kantonalen Vermessungsämtern meist für die Bedürfnisse des Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG) im Zeitraum zwischen 1998 und 2004 ([Schlatter und Mattli 2002b]; Abb. 6.5-4). Sie wurden mit der gleichen Qualitätsanforderung wie an eine Linie des LHN gemessen. Ohne Bestandteil zu sein, ermöglichen sie oft eine zusätzliche Verbindung innerhalb des LHN und wurden deshalb auch für die Gesamtausgleichung LHN95 verwendet (s. a. Kapitel 7.5.1 und Abb. 7.5-2).

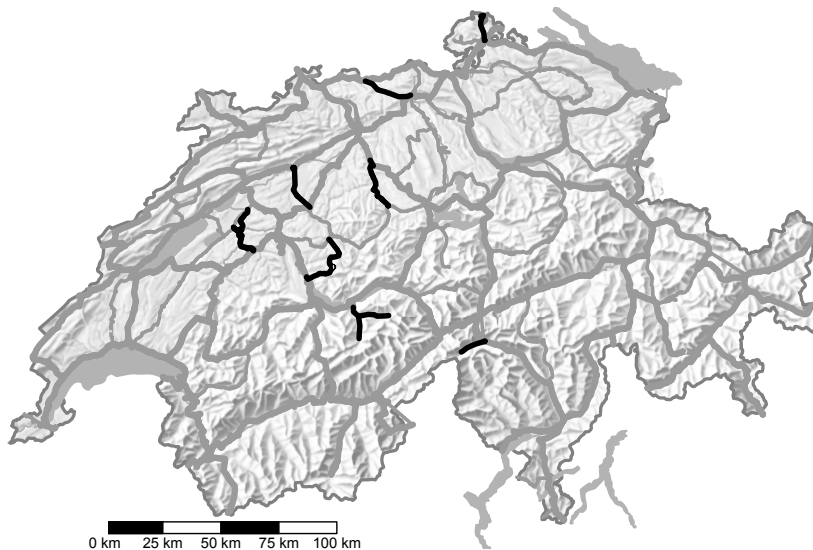


Abbildung 6.5-4: Kantonale Ergänzungsmessungen (kein Bestandteil des LHN), welche für die Gesamtausgleichung LHN95 mit verwendet wurden.

Das Landeshöhennetz der Schweiz gilt als ein eigentlicher Flickenteppich verschiedenster Messungen aus unterschiedlichen Zeiträumen. War es in anderen Ländern üblich, ein Höhennetz in einem bestimmten Zeitraum abschliessend zu beobachten, so ist im LHN die Neumessung eines einzelnen Linienabschnittes eher als Bestandteil einer periodischen Nachführung zu betrachten. Um diesen Umstand statistisch zu unterlegen: Bis Ende 2004 liegen ca. 258 (Teil-)Linienmessungen vor, mit

einer durchschnittlichen Länge von 40 km/Faszikel⁵⁶. Dieser Wert betrug bei den Erstmessungen 52 km/Faszikel, bei den Zweitmessungen noch 39 km/Faszikel und reduzierte sich bei den Drittmessungen auf spärliche 17 km/Faszikel. Bei den letztgenannten handelt es sich oft mehr um lokale Ergänzungen als um eigentliche Linieneummessungen.

6.5.1.2 Eingesetztes Instrumentarium und Messmethoden

Im Laufe der über hundert Jahre Landesnivellement änderte sich die Messmethode nicht entscheidend, hingegen kamen verschiedenste Instrumenten- und Mirentypen zum Einsatz. Bei den Messinstrumenten ist eine Einteilung in *Libellennivelliere*, *automatische* (resp. *Kompensator-*) *Nivelliere* und *Digitalnivelliergeräte* gerechtfertigt, wobei die letzteren ebenfalls Kompensatorgeräte sind. In Tab. 6.5-2 und 6.5-3 sind Typen und Einsatzdauer der unterschiedlichen Instrumente und Miren aufgelistet.

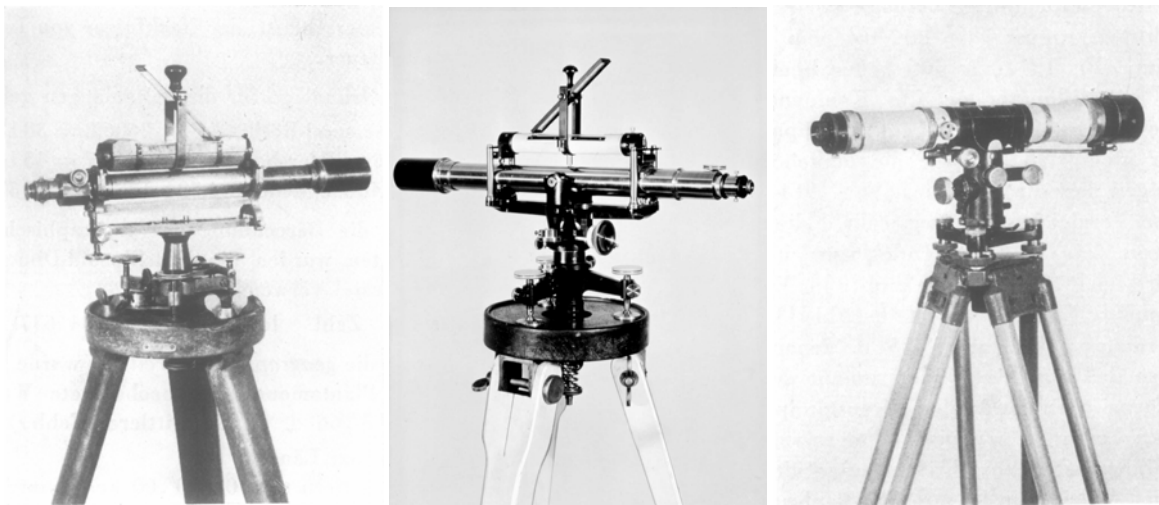


Abbildung 6.5-5: Erste Libellennivelliergeräte im LN: links: KERN 1865 - 1906; Mitte: System Seibt (Breithaupt) 1891 - 1912; rechts: ZEISS-WILD III 1913 – 1945

Bis 1906 fanden tatsächlich Messungen ins LN Eingang, welche noch mit einem für das Nivellement de Précision im Jahre 1865 angeschafften Instrument ausgeführt wurden (s. Abb. 6.5-5 links). Die ersten neueren Instrumente stammten hauptsächlich von der Firma Kern & Cie AG in Aarau; eine Ausnahme war ein Gerät der Bauart *System Seibt* der Firma Breithaupt in Kassel (Abb. 6.5-5 Mitte). Mit der Ablösung der Reversions- und Kompensationsmiren durch die Invarband-Latten (s. Abb. 6.5-6) verschwanden diese Libellennivelliere aus dem eigentlichen LN. An ihre Stelle traten ab 1913 die von Wild konstruierten ZEISS-WILD III - Geräte, welche bis zum Abschluss der Erstbeobachtungen ca. 1945 die LN-Messungen prägten (Abb. 6.5-5 rechts). Die grosse Innovation bei diesem Instrumententyp war der Einsatz eines Planplattenmikrometers, welcher erlaubte, nur noch auf dem vollen cm-

⁵⁶ Ein Faszikel ist die Zusammenstellung der Messungen und die Berechnung der beobachteten Höhen sowie die Einzwängung zur Herleitung der Gebrauchshöhen entlang einer Linie aus einer Messkampagne (s.a. Kapitel 6.5.1.4).

Strich einer Latte messen zu müssen und trotzdem die 1/100 mm ablesen zu können. Fast gleichzeitig mit dem Beginn der Zweit-Messungen kamen ab 1946 bis ca. 1969 als letzte Libellennivelliere die WILD N3 - Geräte zum Einsatz.

Typ	Einsatz ⁵⁷	Hauptsächliche Verwendung	Anzahl	Bemerkungen
a) Libellennivelliergeräte				
KERN SGK	(1865) - 1906	(NdP, VN,) LN 1. ^{Ord.}	1	Kern & Cie AG Aarau
KERN top. Bureau (id. KERN SGK)	(1895) - 1912	VN, LN 1. ^{Ord.}	1	Kern & Cie AG Aarau
System Seibt	1903 - 1912	LN 1. ^{Ord.}	1	F.W. Breithaupt, Kassel
KERN top. Bureau (nach Typ Seibt geb.)	1905 - 1912	LN 1. ^{Ord.}	1	Kern & Cie AG Aarau
ZEISS-WILD III	1913 - 1930	LN 1. ^{Ord.}	3	Carl Zeiss (-Wild), Jena
ZEISS-WILD III	1926 - 1945	LN 2. ^{Ord.}	2	Carl Zeiss (-Wild), Jena
ZEISS-WILD II	1919 - 1931 1936 - 1940	Ergänzungsmessungen kantonale Nivellements	2	Carl Zeiss (-Wild), Jena
WILD N3	1946 - 1969	LN 1. ^{Ord.}	2	Wild AG, Heerbrugg
b) automatische Nivelliergeräte (Kompensatornivelliere)				
WILD NA2	1966 - 1991 ⁵⁸	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	7	Wild AG, Heerbrugg
c) Digitalnivelliergeräte				
WILD NA3000/3003	1992 - 2002	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	3	Wild AG, Heerbrugg
ZEISS DiNi10	1995 - 2001	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	1	Zeiss AG, Jena
ZEISS DiNi11	1997 - 2003	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	1	Zeiss AG, Jena
ZEISS DiNi12	2003 -	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	2	Trimble-Zeiss, Jena
LEICA DNA03	2003 -	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	2	Leica AG, Heerbrugg

Tabelle 6.5-2: Präzisionsnivelliergeräte im Einsatz für das Landesnivellement seit 1903

Als herkömmliche Kompensatornivelliere wurden ausschliesslich die WILD NA2-Geräte im LN eingesetzt. Die erste Messung fand 1966 auf der Linie Weesen - Walenstadt statt. Ab 1969 lösten die WILD NA2 die Libellennivelliere vollständig ab.

Anfangs der 90er-Jahre wurden die ersten Testmessungen mit Digitalnivelliergeräten durchgeführt. Ab 1991 ersetzten die WILD NA3000-Geräte die automatischen Nivelliere. Die Einsatzdauer von elektronischen Geräten ist gegenüber den herkömmlichen Nivellierinstrumenten bedeutend kürzer. Die WILD NA3000 wurden ab 1995 teilweise durch ZEISS DiNi-Geräte und ab 2003 durch das neue LEICA DNA03 abgelöst.

Der zweite, wesentliche Bestandteil einer Nivellement-Ausrüstung sind die Messlatten (sog. Miren). Zu Beginn der Präzisions-Nivellementmessungen hatten sie den gewichtigeren Anteil an der Qualität

⁵⁷ Die Jahrzehnte beziehen sich auf den erstmaligen resp. den letzten Einsatz des *Instrumententyps* im LN.

⁵⁸ Für Spezialmessungen werden noch heutzutage die WILD NA2 verwendet.

der Resultate, auch wenn ihre Bedeutung nicht von Anfang an erkannt wurde. Drei wesentliche Lattentypen kamen im Landesnivellement zum Einsatz: die *Reversions-*, die *Kompensations-* und die *Invarband-Miren* (s. Abb. 6.5-6). Invarlatten mit Strichcode-Ablesung basieren auf dem gleichen Prinzip wie die Invarband-Latten mit cm-Teilung.

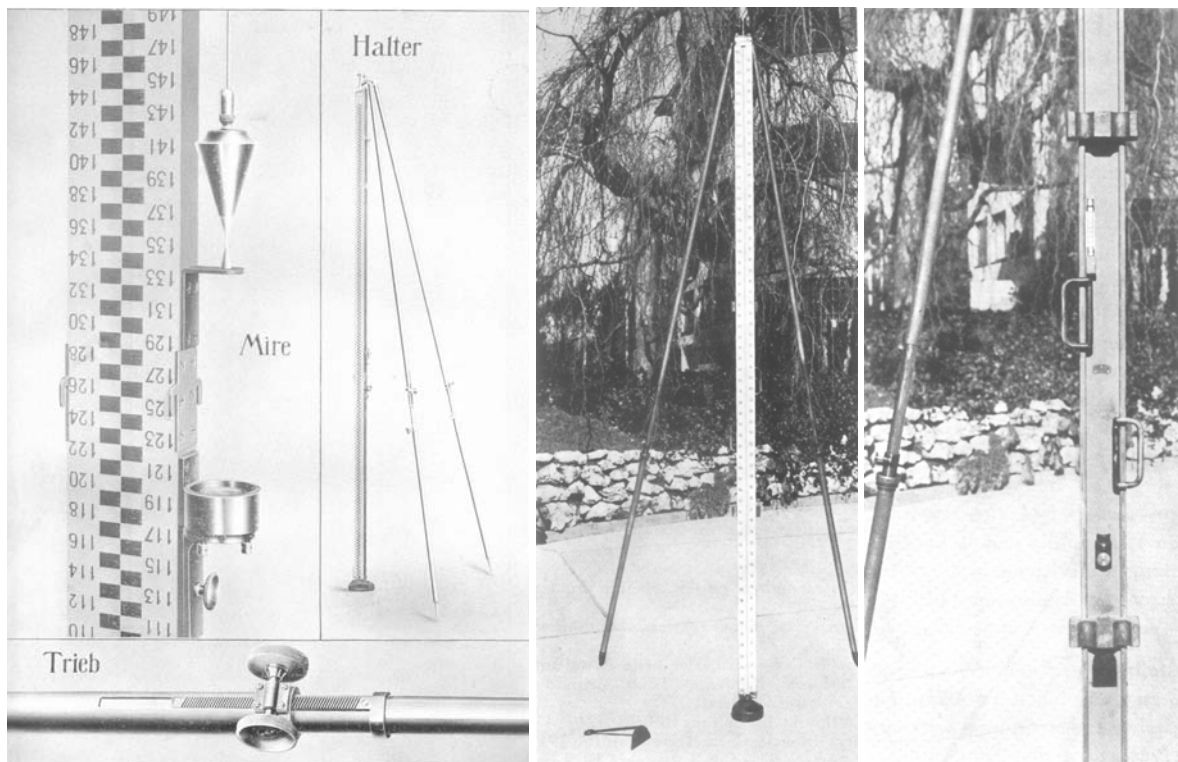
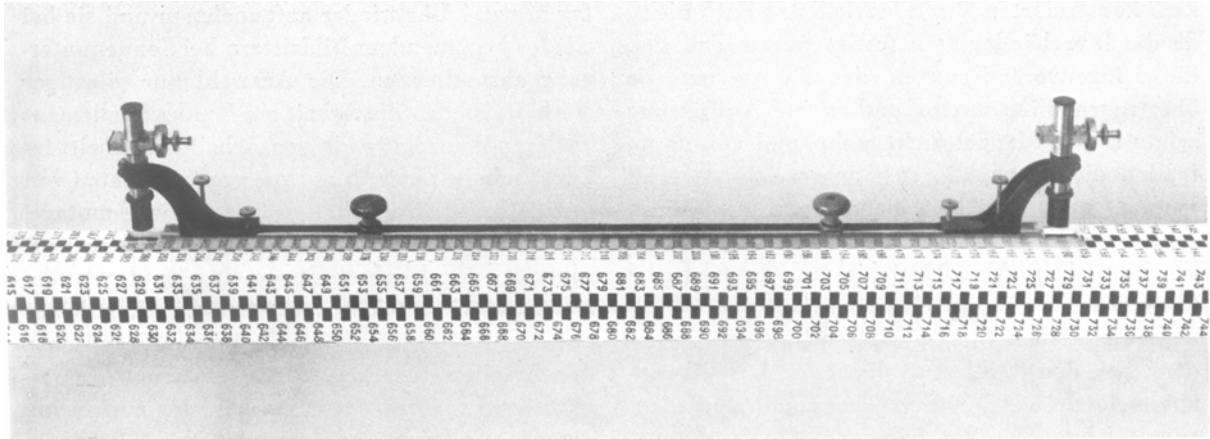


Abbildung 6.5-6: Erste Mirentypen im Landesnivellement: oben: Reversionsmire (Dreieckprofil) mit Komperatorstab (ca. 1903); unten links: Kompensationsmire mit Detail der Lattenstreben (ca. 1910); unten Mitte und rechts: erste Invarband-Miren mit Lattenaufsatz und Scharreisen (ca. 1912)

Diese Lattentypen unterscheiden sich markant in der Masshaltigkeit des Lattenmeters resp. des Lattenmassstabs. Bei den Reversionsmiren fand die Kalibrierung des Massstabes mit Hilfe eines Stahlstabes (später mit einem Invarstab) während den Messungen täglich im Felde statt. Die Kompensationsmiren besitzen im Innern der Latte ein bimetallisches Lineal, welches erlaubt, die

infolge von Temperatur- und Feuchtigkeitsvariationen eintretenden Längenänderungen der Mire direkt abzulesen. Diese Vergleichsmessungen fanden mehrmals während eines Messtages statt. Beiden Lattentypen war gemeinsam, dass die Teilungen direkt auf Holz aufgetragen sind, was die Masshaltigkeit gegenüber Invar trotz ausgeklügelten Kalibriermethoden massiv einschränkte.

Typ	Einsatz ⁵⁹	Hauptsächliche Verwendung	Anzahl	Bemerkungen
a) Reversionsmiren (Holzmiren)				
KERN 'SGK'	ca. 1892 - 1907	(VN), LN 1. ^{Ord.}	3	nach den Miren des NdP nachgebaut (V - VII ⁶⁰)
KERN top. Bureau	ca. 1892 - 1906	(VN), LN 1. ^{Ord.}	1	Kern & Cie AG, Aarau (IV)
KERN neu	1906 - 1938	LN 1. ^{Ord.} , Ergänzungsmessungen, kant. Niv.	2	neuer Typ mit Lattengestell Kern, Aarau (XI, XII)
b) Kompensationsmiren (Holzmiren)				
System Goulier alt	ca. 1898 - 1906	(VN), LN 1. ^{Ord.} ,	1	erste Kompensationsmire (Nr. VIII) Portier, Paris
System Goulier neu	1904 - 1911	LN 1. ^{Ord.}	2	Latten IX und X
System Goulier neu	ca. 1911 - 1934	LN 1. ^{Ord.} , Ergänzungsmessungen, kant. Niv.	4	Latten XIII - XVI Hersteller Portier, Paris?
c) Invar-Miren mit cm-Teilung				
ZEISS-WILD	1914 - 1930	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	2	Erste Invarlatten, Holzfassung
ZEISS-WILD	1914 - 1953	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.} , Ergänzungsmessungen	2	Erste Invarlatten, Holzfassung
ZEISS	1927 - 1954/61	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.} , Ergänzungsmessungen	4	Holzfassung
WILD GPLE3	1946 - 1986	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.} , Ergänzungsmessungen	20	Holzfassung
NEDO-WILD	1985 - ⁶¹	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	8	Metallfassung
d) Invar-Miren mit Strichcode				
NEDO-WILD GPCL3	1990 - 2002	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	8	Metallfassung
NEDO-ZEISS LD13	1995/03 -	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	10	Metallfassung
NEDO-LEICA GPCL3	2003 -	LN 1. ^{Ord.} und 2. ^{Ord.}	4	Metallfassung

Tabelle 6.5-3: Präzisionsmiren im Einsatz für das Landesnivellement seit 1903

Ingenieur Heinrich Wild (1877 - 1951) begann Anfang des 20. Jahrhunderts mit den ersten Versuchen, die ausdehnungsarme Legierung *Invar* für Präzisionsmiren zu verwenden. Ab 1913 fanden diese Latten zusammen mit dem ebenfalls von Wild konstruierten ZEISS-WILD III-Gerät rasch Anklang.

⁵⁹ Die Jahrzahlen beziehen sich auf den erstmaligen resp. den letzten Einsatz des *Lattentyps* im LN

⁶⁰ Nummerierung der Miren in den Akten des LN

⁶¹ Für Spezialmessungen stehen heute noch Invar-Miren mit cm-Teilung zur Verfügung

Die Massstabskontrollen der Latten beschränkten sich von nun an auf Vergleiche vor und nach den Feldkampagnen. Bis 1986 waren die Invarbänder in Holzlattenkörpern eingebaut. Die ab 1985 eingesetzten Latten zu den Geräten der beiden Firmen Wild (später Leica) und ZEISS (später Trimble) wurden ausschliesslich durch die Firma NEDO in Dornstetten (D) produziert. Die Lattenkörper waren aus Leichtmetall gefertigt.

Wichtig für die späteren Berechnungen ist die Tatsache, dass hauptsächlich die eingesetzten Lattentypen und weniger die Instrumente die Qualität der Messungen bestimmten (s. Kapitel 7.5). Die Landestopografie (L+T) legte von Anfang an grosses Gewicht auf die Kalibrierung der Latten, auch wenn die Verhältnisse im Prüfraum die tatsächlichen Verhältnisse im Feld nicht mit letzter Sicherheit wiedergeben konnten. Ab 1903 besass die L+T einen eigenen Komparator der *société genevoise pour la construction d'instruments de physique et de mécanique à Genève*, dessen Eichstab regelmässig bei den offiziellen Behörden geprüft wurde. Anfänglich wurden die Metall- und Invarstäbe kalibriert, welche für die Abgleichung der Reversionsmiren im Felde im Einsatz waren. Ab 1914 wurden die Invarband-Miren jeweils zu Beginn und am Ende der Feldsaison im Keller der Landestopografie auf dem Komparator abgeglichen [Favre 1947]. Von 1984 bis 1996 führte die L+T die Prüfung der Latten am Eidgenössischen Amt für Messwesen (EAM, heute METAS) durch; dieses Amt verfügte über einen Komparator mit eingebautem Laserinterferometer. Die Arbeiten wurden ab 1996 an das IGP-ETHZ delegiert. Der Komparator dieses Instituts basiert ebenfalls auf der Laserinterferometrie. Zudem sind für die Kontrolle der Strichcode-Latten die Ablesungen mit einem CCD-Zeilensensor automatisiert worden. Der Ausdehnungskoeffizient der Invarbänder wurde zudem in der Klimakammer bestimmt.

6.5.1.3 Beobachter und Gehilfen

Hinter Messnetzen, Linienmessungen und Instrumentarium stecken immer Personen, welche die Arbeiten auf die eine oder andere Art und Weise prägten. Es würde den Rahmen sprengen, alle Beteiligten namentlich zu erwähnen. Allein ca. 80 Beobachter standen zwischen 1903 - 2004 im Einsatz für das LN, darunter klingende Namen wie Hilfiker (1903 - 1912), Gassmann (1903 - 1926), Favre (1915 - 1944), Hunziker (1926 - 1956), Untersee (1929 - 1955), Gubler (1968 - 1983) und viele mehr. Umso erstaunlicher ist es, dass ein zentraler Bestandteil der Arbeiten, nämlich die Vorbereitung der Messlinien mit dem Versetzen der Fixpunkte und den Hilfsnieten, seit der namentlichen Erfassung von 1924 an nur von 13 Sachbearbeitern geleistet wurde. Georges Roux prägte diese Arbeiten von 1938 - 1979 wesentlich, erstaunlicherweise ohne je an einer Neumessung beteiligt gewesen zu sein.

Die historischen Informationen zum Kapitel 6.5.1 stammen von [Hilfiker 1905], [Hilfiker und Niethammer 1910] und [Zölly 1948]. Eine wichtige Arbeit ist auch die Neuerfassung des Verzeichnisses der Linien des Landesnivellements seit 1903 [Bruderer und Mattli 1998].



Abbildung 6.5-7: Messequipe im Landesnivellement zu Beginn des 20. Jahrhunderts

6.5.1.4 Die Digitalisierung der Landesnivellementmessungen

Um die umfangreichen LN-Daten seit 1903 für die Berechnungen im Projekt LHN95 auf elektronischen Datenträgern verfügbar zu machen, mussten sie aus den handschriftlichen Zusammenstellungen der Messungen und den Höhenberechnungen (sog. Faszikel) erfasst werden (s. Abb. 6.5-8). Ein Faszikel umfasst jeweils die rohen, um die Latteneichwerte korrigierten Höhendifferenzen der Hin- und Rückmessung eines Linienabschnittes, welche zuerst gemittelt, anschliessend zu beobachteten Nivellementhöhen aufsummiert und zuletzt in die Knotenpunkte mit bestehenden Höhen proportional zum Messweg (linear) eingezwängt werden. Erst ab 1984 waren die Messungen auf elektronischen Datenträgern verfügbar und konnten automatisch neu aufbereitet werden.

Die Erfassung dieser Messung war ein zentraler Punkt des Projektes LHN95 und beschäftigte mehrere Sachbearbeiter der Landestopografie und temporäre, speziell für diese Arbeit eingesetzte Aushilfen von 1996 bis ca. 2001. Die eigentliche Digitalisierung der Daten ist ein mehrstufiges Verfahren mit folgendem Grob Ablauf:

1. **Zuordnung einer eindeutigen Ordnungsnummer:** Um den Fixpunkten ihre eindeutige Ordnungsnummer zuzuordnen, mussten teilweise die ältesten Punktverzeichnisse seit 1920 konsultiert werden.
2. **Erstellen einer Punktdatensatz:** Von sämtlichen noch existierenden Fixpunkten wurden deren Attribute aus der bestehenden LN-Datenbank in eine Punktdatensatz kopiert und mit den zerstörten oder gelöschten Punkten sowie den Hilfsnieten ergänzt.

- Erstellen eines Steuerfiles:** Damit mit der Erfassung der Messungen die Berechnung der beobachteten Höhen automatisiert werden konnte, musste die Hierarchie der Linie (Mess- und Berechnungsablauf entlang der Linie inkl. aller Abzweigungen) vorgängig definiert werden.
- Erfassen der Messungen:** Hin- und Rückmessungen sowie die Messdistanz wurden aus den Faszikeln erfasst. Die Berechnung der beobachteten Höhen erfolgte automatisch im Programm EXCEL und diente zur Kontrolle der Erfassungsarbeit (s. Tab. 6.5-4)
- Export in ein (ASCII)-Resultatfile:** Die EXCEL-Dateien wurden in ein ASCII-File exportiert. Von jedem erfassten Faszikel existiert eine ASCII-Datei als Grunddatei für die Berechnungen in LHN95.

Nivellement.

Nivellement	Richtung	Beobachter	Jnstr.	Miren
A	+	Jng. R. Gassmann	17	R.N. XIII u. XIV.
B	-	Idto.	Idto.	Idto.

Höhe v. P. d. N. 373.6

Z(h _a -h _b) ab: N&F.S.C.	Z(h _a -h _b) V _B h _a -h _b	d V _S	d ² S	Bemerkungen und Nachmessungen			Definitive Höhendifferenzen			Prov. Höhe ü.M. beobachtet ab N.F.C. Lausanne	Ausgleich zwischen N.F.C. und N.F.S. Yver	Prov. Höhe ü.M. ausgeg. zwischen N.F.C. und N.F.S. Yver	Punkt	Publizierte Höhe	Diff.
				h _a	h _b	Mittel	m	m	m						
+0.00				1912	Polygon von 1904					771.03263		771.060	N&F.56		
				Incarb-Höhe	Hl.	Ga.									
					-0.3766		-0.3770	-0.3769	-0.3769	770.65566		770.683	A		
+0.09	+0.04	0.04	0.03	-1.9572	+1.9567	-1.9566	-1.9571	-1.9572	-1.9571	769.07544		769.103	B		
+0.68	+0.30	0.15	1.03	+0.0771	-0.0768	+0.0776	+0.0766	+0.0760	+0.0763	763.15178			a		
+0.44	+0.13			+0.1355	-0.1344	+0.1342	+0.1354	+0.1357	+0.1355	763.28738			c		
+0.44				+0.2119	-0.2112	+0.2118	+0.2121	+0.2117	+0.2119	769.28738			c		
+0.48	+0.30			-0.1356			-0.1356	-0.1357	-0.1356	763.15178		769.179	a		
+1.00	+1.05	0.10	0.18	+0.7116			+0.7118	+0.7116	+0.7117	763.86341		769.890	b		
+0.95	+0.32	0.00	0.04	+8.0204	0.15	-0.15	+8.0214	+8.0218	+8.0215	777.88493		772.910	c		

Abbildung 6.5-8: Handschriftliches Faszikel (Ausschnitt aus der Linie Faszikel 8: Bulle - Lausanne - Fribourg 1912; Schrift R. Gassmann)

Bulle-Lausanne-Yverdon-Fribourg										Hin	Rück	Dist.[m]	Δ	gem. Höhe	Σ Dist	Datum	Anzahl	D*Dr	Gr.	T
	0	Bulle																		
FR	54	T3H	56							0.00000	0.00000	0	0	771.03263	0					
FR	53	T4H	A		FR	54	T3H	56		-0.37702	0.37692		-10	770.65566	0	Mai 12				1
FR	52	T4H	B							-1.95715	1.95724	91	9	769.07544	91	Mai 12	3	0.89		1
FR	51	T4H	C							0.21212	-0.21177	153	35	769.28738	244	Mai 12	4	8.01		1
FR	2*	T0V	A							-0.13565	0.13571	60	6	769.15170	304	Mai 12	2	0.60		1
FR	3*	T0V	B							0.71180	-0.71165	363	15	769.86343	667	Mai 12	8	0.62		1
FR	4*	T0V	C							8.02114	-8.02186	355	-72	777.88493	1022	Mai 12	8	14.60		1
FR	5*	T2V	D							11.97099	-11.97131	411	-32	789.85608	1433	Mai 12	9	2.49		1
FR	6*	T0V	E							10.44400	-10.44378	352	22	800.29997	1785	Mai 12	8	1.38		1
FR	7*	T0V	F							10.98528	-10.98527	498	1	811.28524	2283	Mai 12	11	0.00		1
FR	8*	T0V	G							-9.24940	9.24933	378	-7	802.03588	2661	Mai 12	9	0.13		1
FR	9*	T0V	H							-3.68716	3.68793	318	77	798.34833	2979	Mai 12	7	18.64		1
FR	10*	T0V	I							6.99102	-6.99094	385	8	805.33931	3364	Mai 12	9	0.17		1
FR	11*	T0V	K							-1.75926	1.76008	268	82	803.57964	3632	Mai 12	6	25.09		1
	3.6	Vuadens																		
FR	12*	T0V	L		FR	11*	T0V	K		2.16534	-2.16543		-9	805.74503	3632	Mai 12				1
FR	173	T5H	354		FR	12*	T0V	L		1.48545	-1.48528		17	807.23039	3632	Mai 12				1
FR	202y	T5H	A		FR	173	T5H	354		-1.11794	1.11813		19	806.11236	3632	Mai 12				1
FR	200y	T4H	B		FR	173	T5H	354		-0.97699	0.97699		0	806.25340	3632	Mai 12				1
FR	13*	T0V	A							-2.06360	2.06319	502	-41	801.51625	4134	Mai 12	11	3.35		1

Tabelle 6.5-4: Erfassung der Messungen und automatische Berechnung der Höhen in EXCEL (gleicher Ausschnitt wie Abb. 6.5-8)

\$\$HH Bulle-Lausanne-Yverdon-Fribourg				aus Excel		20.02.97 15:02		
\$\$+05		+05.2	-13	-13.1	\$\$01	61.90	BULLE - VEVEY	
#	0.0	Bulle						
FR	54	T3H 56	771.05900		0	771.03263	0.000	
FR	53	T4H A	770.68200	FR 54	T3H 56	770.65566	0.000	1912.3 1
FR	52	T4V B	769.10200			91	769.07544	0.091 1912.3 3 1
FR	51	T4H C	769.31300			153	769.28738	0.244 1912.3 4 1
FR	2*	T0V A	0.00000			60	769.15170	0.304 1912.3 2 1
FR	3*	T0V B	0.00000			363	769.86343	0.667 1912.3 8 1
FR	4*	T0V C	0.00000			355	777.88493	1.022 1912.3 8 1
FR	5*	T2V D	0.00000			411	789.85608	1.433 1912.3 9 1
FR	6*	T0V E	0.00000			352	800.29997	1.785 1912.3 8 1
FR	7*	T0V F	0.00000			498	811.28524	2.283 1912.3 11 1
FR	8*	T0V G	0.00000			378	802.03588	2.661 1912.3 9 1
FR	9*	T0V H	0.00000			318	798.34833	2.979 1912.3 7 1
FR	10*	T0V I	0.00000			385	805.33931	3.364 1912.3 9 1
FR	11*	T0V K	0.00000			268	803.57964	3.632 1912.3 6 1
#	3.6	Vuadens						
FR	12*	T0V L	0.00000	FR 11*	T0V K	805.74503	3.632	1912.3 1
FR	173	T5H 354	807.24800	FR 12*	T0V L	807.23039	3.632	1912.3 1
FR	202y	T5H A	0.00000	FR 173	T5H 354	806.11236	3.632	1912.3 1
FR	200y	T4H B	0.00000	FR 173	T5H 354	806.25340	3.632	1912.3 1
FR	13*	T0V A	0.00000			502	801.51625	4.134 1912.3 11 1

Tabelle 6.5-5: Aus EXCEL exportierte ASCII-Datei als Grunddatenformat für die Berechnung in LHN95 (gleicher Ausschnitt wie Abb. 6.5-8 und Tab. 6.5-4)

Details zu den Erfassungsarbeiten sind in [Näf 1997] dokumentiert.

6.5.2 Schweremessungen

Fast alle geodätischen Messungen wie Nivellement, Höhenwinkel, Kreiselazimute etc. werden mehr oder weniger vom Schwerefeld beeinflusst. Eine grosse Bedeutung haben die Äquipotentialflächen, besonders natürlich das Geoid, also jene Fläche, welche mit dem mittleren Meereshorizont zusammenfällt. Daher geniessen die Schweremessungen, welche den Betrag des örtlichen Schwerevektors bestimmen, einen Stellenwert in der geodätischen Landesvermessung. Die traditionelle gravimetrische Landesvermessung lässt sich in drei wichtige, traditionelle Hauptaufgaben unterteilen:

1. Das *Schweregrundnetz* (oder auch *Landesschwerenetz*) ist quasi der diskrete, übergeordnete Referenzrahmen für alle relativen Schweremessungen, ähnlich den übergeordneten geodätischen Lage- und Höhenbezugsrahmen.
2. *Schweremessungen* entlang den *Präzisions-Nivellementlinien*: Diese Messungen für die Berechnung der geopotentiellen Koten sind wegen der nicht vorhandenen Parallelität der Niveauflächen unverzichtbar (s. Kapitel 2).
3. Die *gravimetrische Landesaufnahme* befasst sich mit den flächendeckenden Schwereaufnahmen für geophysikalische Untersuchungen und Kartierungen (gravimetrischer Atlas). Ursprünglich keine Domäne der geodätischen Gravimetrik gewinnt sie zunehmend an Bedeutung für die Geodäsie, insb. die Geoidbestimmung und die Interpolation von Schwerewerten auf beliebigen Punkten.

Für die Berechnung des neuen Landeshöhennetzes LHN95 sind vor allem die Punkte 2 und 3 massgebend, auch wenn die relativen Schweremessungen letztendlich auf den Ausgangswerten eines Schweregrundnetzes beruhen. Zurzeit sind Arbeiten für eine neue gravimetrische Landesvermessung unter der Bezeichnung Landesschwerenetz 2004 (LSN2004) im Gange [Marti und Schneider 2004]. Sie beinhalten eine Aktualisierung (Neumessung) und das Zugänglichmachen der bisherigen Schweremessungen der Schwenetze 0.- (Stationen mit Absolutmessungen) bis 2. Ordnung (LV95-Hauptpunkte) und der 3. Ordnung (Messungen entlang dem LHN).

Die ältesten, in den nachfolgenden Berechnungen verwendeten Schweremessungen gehen zurück auf Arbeiten in den Jahren 1953 bis 1957. Damals wurden unter der Leitung der SGK und in Zusammenarbeit zwischen dem Bundesamt für Landestopographie und der ETH Zürich ein neues Schweregrundnetz mit 123 Stationen (alles Punkte des damaligen LN) gemessen. Zudem wurde eine spezielle Testschleife für gravimetrische Einzelaufnahmen (Polygon XVII des LHN) mit 549 Stationen erstellt sowie 864 gravimetrische Messungen auf den Schweizerischen Teilstücken des UELN durchgeführt. All diese Messungen wurden mit *Worden-Gravimetern* der Firma Texas Instruments Inc. durchgeführt [Hunziker 1959], [Hunziker 1962] und [Gassmann 1962].

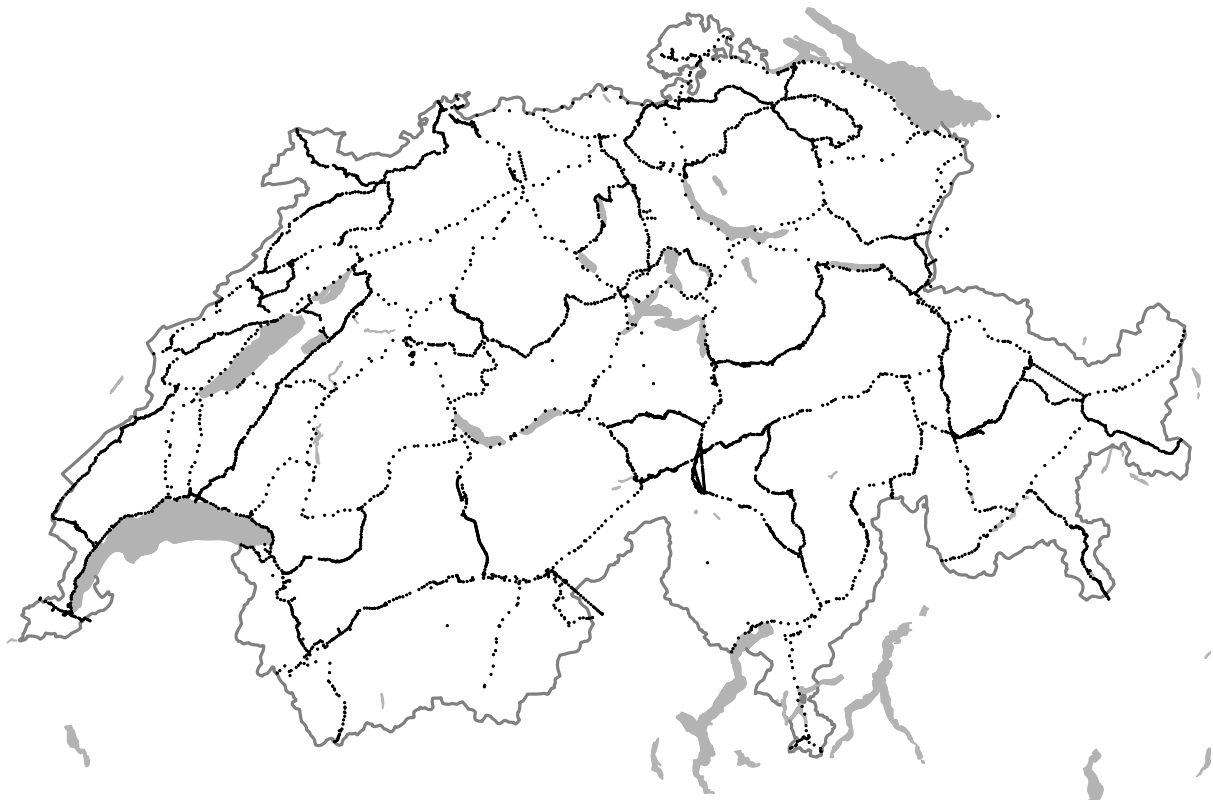


Abbildung 6.5-9: Schweremessdaten entlang des Landeshöhennetzes LHN (Stand Ende 2004, Netz 3. Ordnung des LSN2004)

Diese Schweremessungen sind teilweise noch heute Bestandteil des sog. Schwenetzes 3. Ordnung des LSN2004. Insbesondere einige Abschnitte der UELN-Schweremessungen sind nach wie vor die massgebenden Daten für die Berechnung der Potentialdifferenzen im LHN95. Die Dichte der

Messungen wurde gemäss den Vorgaben aus dem Jahre 1955 der IAG-Kommission für die Ausgleichung der europäischen Nivellementsnetze nach folgenden Kriterien gewählt:

Region	Abstand	Höhendifferenz
Ebene (Mittelland)	ca. 4 km	-
Voralpen (mittlere Höhendiff.)	< 2 km	< 50 m
Gebirge	< 1.5 km	max. 100 m

Tabelle 6.5-6: Kriterien für die ersten Schweremessungen entlang dem LN

In Abb. 6.5-9 ist diese Verteilung vor allem in den dünn besetzten Linien entlang dem Jurasüdfuss gegenüber den Passlinien gut erkennbar.

Seit 1974 bis Ende 2003 erfolgten die Messungen regelmässig mit einem *LaCoste&Romberg Gravimeter Typ G* im Auftrag der SGK. Sie wurden durch das IGP der ETH Zürich jeweils auf den aktuellen Linien des LHN gemessen, welche im selben Jahr auch nivelliert wurden. Mit der Übernahme dieser Messungen durch Prof. E. Klingelé (ebenfalls IGP-ETHZ) im Jahre 1989 wurde die Messdichte signifikant erhöht. Seit 2004 werden diese Messungen von der swisstopo mit gleichem Instrumentarium in eigener Regie durchgeführt [Marti und Schneider 2004, Schlatter et. al. 2004]. Bis Ende 2004 wurden ca. 5'000 Haupt- und Hilfspunkte des LHN entlang praktisch aller Haupt- und Nebenlinien beobachtet (s. Abb. 6.5-9). Sie erlauben eine zuverlässige Berechnung der Potentialdifferenzen.

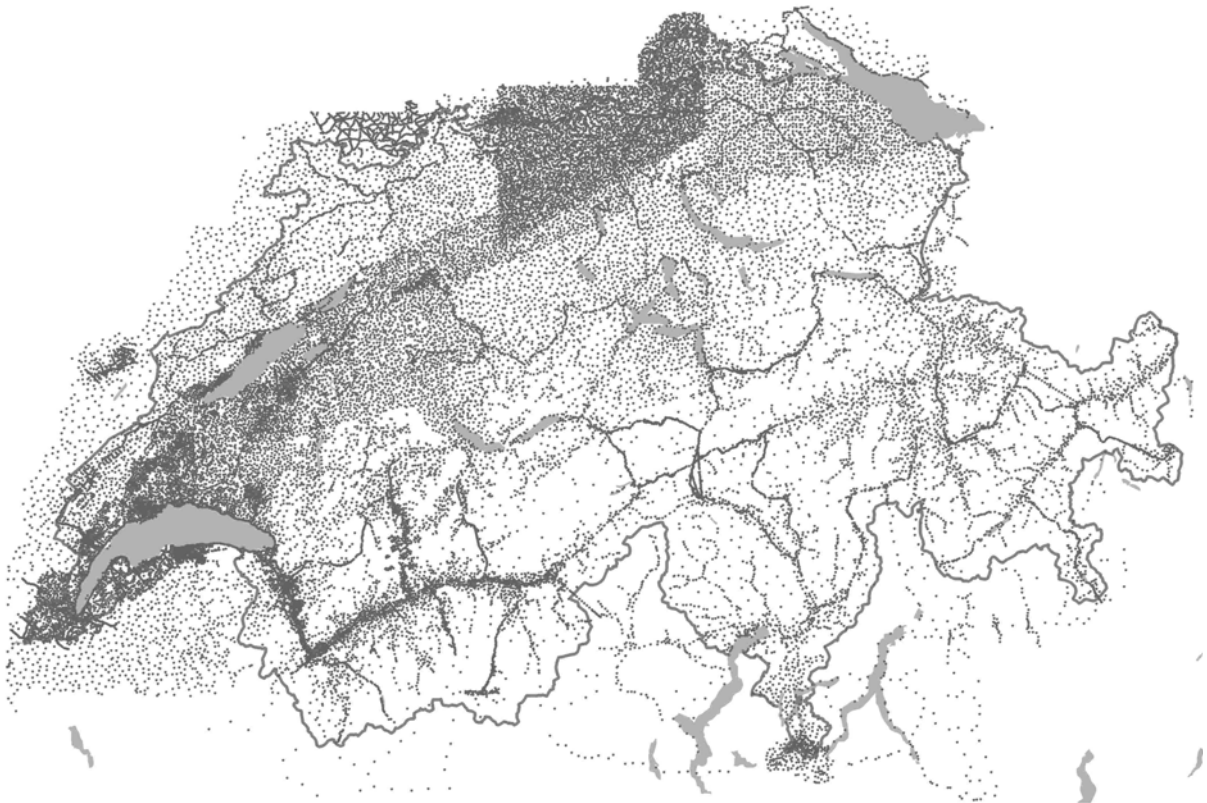


Abbildung 6.5-10: Datensatz der gravimetrischen Landesaufnahme der SGK

Der umfangreiche Schweredatensatz der Schweizerischen Geophysikalischen Kommission (SGPK) für die gravimetrische Landesaufnahme und die Herstellung der Schwerekarten (z. B. Bougueranomalien) ist kein Bestandteil des LSN2004 [SGPK, Grav. Atlas der Schweiz]. Trotzdem ist er für die Berechnung des LHN95 von zentraler Bedeutung. Die ca. 30'000 Punkte der SGPK wurden mit den 5'000 Punkten des Netzes 3. Ordnung LSN2004 verschmolzen und werden mit den Neumessungen entlang dem LHN laufend ergänzt. Sie bilden die Grunddaten für die Interpolation von Oberflächenschwerewerten auf beliebigen, koordinaten- und höhenmässig bekannten Punkten innerhalb der Schweiz (s. Abb. 6.5-10). Das Netz 3. Ordnung des LSN2004 wird dadurch an Bedeutung verlieren. Künftig können mit den Daten des gravimetrischen Atlas entlang allen Linien mit genügender Genauigkeit Oberflächenschwerewerte für die Berechnung der Potentialdifferenzen interpoliert werden. Die Berechnung der Potentialdifferenzen und die Interpolation von Schwerewerten sind in den Kapiteln 7.3 und 9.4 beschrieben.

6.5.3 GPS-Messungen

Die GPS-Höhenmessungen spielen eine entscheidende Rolle bei der kombinierten Ausgleichung zusammen mit den Nivellementmessungen und dem Geoidmodell zur Herleitung eines konsistenten Höhenrahmens (Kapitel 10 und 11). Die in diesem Zusammenhang berücksichtigten GPS-Daten stammen von Messungen der swisstopo im GPS-Netz LV95 und dem übergeordneten europäischen Rahmen (ETRF) aus den Jahren 1988 – 2004. All diese Messungen sind in den Berichtsreihen zur neuen Landesvermessung LV95 (LTBer: Berichte aus der Landestopographie resp. swisstopo DOKU) ausführlich dokumentiert. Eine Übersicht der sog. GPS/Nivellementpunkte innerhalb des GPS-Netzes LV95 ist in Abb. 10.4-1 dargestellt.

6.5.4 Geoidmodelle

Geoidmodelle sind keine eigentlichen Messdaten sondern das Endprodukt in Form einer Bezugsfläche aus unterschiedlichen Messarten wie Lotabweichungen, Schweremessungen, GPS/Nivellementmessungen und den verfügbaren Massen- und Dichtemodellen. Die von den GPS- und Nivellementmessungen unabhängigen Geoidundulationen (aus astrogeodätischer- und/oder gravimetrischer Geoidbestimmung) sind wiederum wichtige Ausgangsdaten für die Ermittlung eines konsistenten Höhenrahmens. In der Schweiz sind bisher 3 astrogeodätische Geoidmodelle publiziert worden: das Geoid von Elmiger (1975), das Geoid von Gurtner (1978) und die sog. Marti-Geoidmodelle (CHGeo98 [Marti 2002] und CHGeo2004). Die Arbeiten beruhen jeweils auf den erweiterten Daten und verfeinerten Modellen ihrer Vorgänger. Daneben existiert ein weiteres Geoidmodell, das sog. gravimetrische Geoid der Schweiz [Geiger 1990].

Die letztendlich für LHN95 verwendeten Ausgangsdaten sind wie die GPS-Daten im Kapitel 10 beschrieben.

7. Kinematische Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen und Berechnung der geopotentiellen Koten

7.1 Einleitung

Geodätische Netzausgleichungen in der Raum-Zeit-Domäne werden als *kinematische Ausgleichungen* bezeichnet. Die kinematische Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen ist das Kernstück der Berechnungen für das neue Landeshöhennetz der Schweiz. Diese Berechnungen liefern zum einen die ausgeglichenen geopotentiellen Koten für die Ableitung der strengen Höhen. Zum anderen resultieren aus den kinematischen Ausgleichungen auch die "zeitlichen Höhenänderungen" der Fixpunkte, welche im Kapitel 8 unter dem Stichwort 'rezente vertikale Bewegungen' dargelegt und interpretiert werden.

Sämtliche Berechnungen zu diesem Kapitel beruhen auf den Programmen, welche ursprünglich von Erich Gubler (swisstopo) in den 80er-Jahren entwickelt wurden. Die Idee und die Theorie zu diesen Programmen wurden in [Gubler et al. 1984] erstmals dokumentiert und dienten anfänglich einzig dazu, aus den Landesnivellement-Messungen rezente vertikale Bewegungen der obersten Erdkruste zu detektieren. In der Zwischenzeit wurden die Programme KINETZ und KINEPOT weiter entwickelt, um nebst den vertikalen Änderungen auch ausgeglichene geopotentielle Koten der Höhenfixpunkte zu berechnen. Die beiden Programme unterscheiden sich wie folgt:

- KINETZ: Berechnung von Potentialdifferenzen aus Nivellement- und Schweremessungen; Reduktion der Linienmessungen des Landesnivellements auf ausgewählte Hauptpunkte.
Netzausgleichung mit Potentialdifferenzen nach der Methode der kleinsten Quadrate (MdkQ) unter gleichzeitiger Schätzung von zeitlichen Änderungen der Potentiale.
- KINEPOT: Netzausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate unter gleichzeitiger Schätzung von zeitlichen Änderungen der Potentiale.

KINEPOT unterscheidet sich von KINETZ insofern, dass es nur den kinematischen Netzausgleichungs-Teil umfasst. Dafür können in KINEPOT anstelle der Potentialdifferenzen auch reine Höhendifferenzen ausgeglichen werden.

In den ersten drei Unterkapiteln 7.2 - 7.5 ist der Ablauf der Berechnungen und der theoretische Hintergrund beschrieben. Die beiden nachfolgenden Kapitel behandeln den Aufbau und die Ergebnisse der kinematischen Ausgleichung von Landesnivellement-Linien am Beispiel der Lösung für die unverzweigten Höhenrahmen *CHVRF04/LHN95* (s. Kapitel 6).

7.2 Ablaufschema zur Berechnung der geopotentiellen Koten der Hauptpunkte

Folgendes Schema und die nachfolgenden Beschreibungen gliedern den Berechnungsablauf von den ausgewerteten Nivellement-Messungen bis zu den ausgeglichenen geopotentiellen Koten:

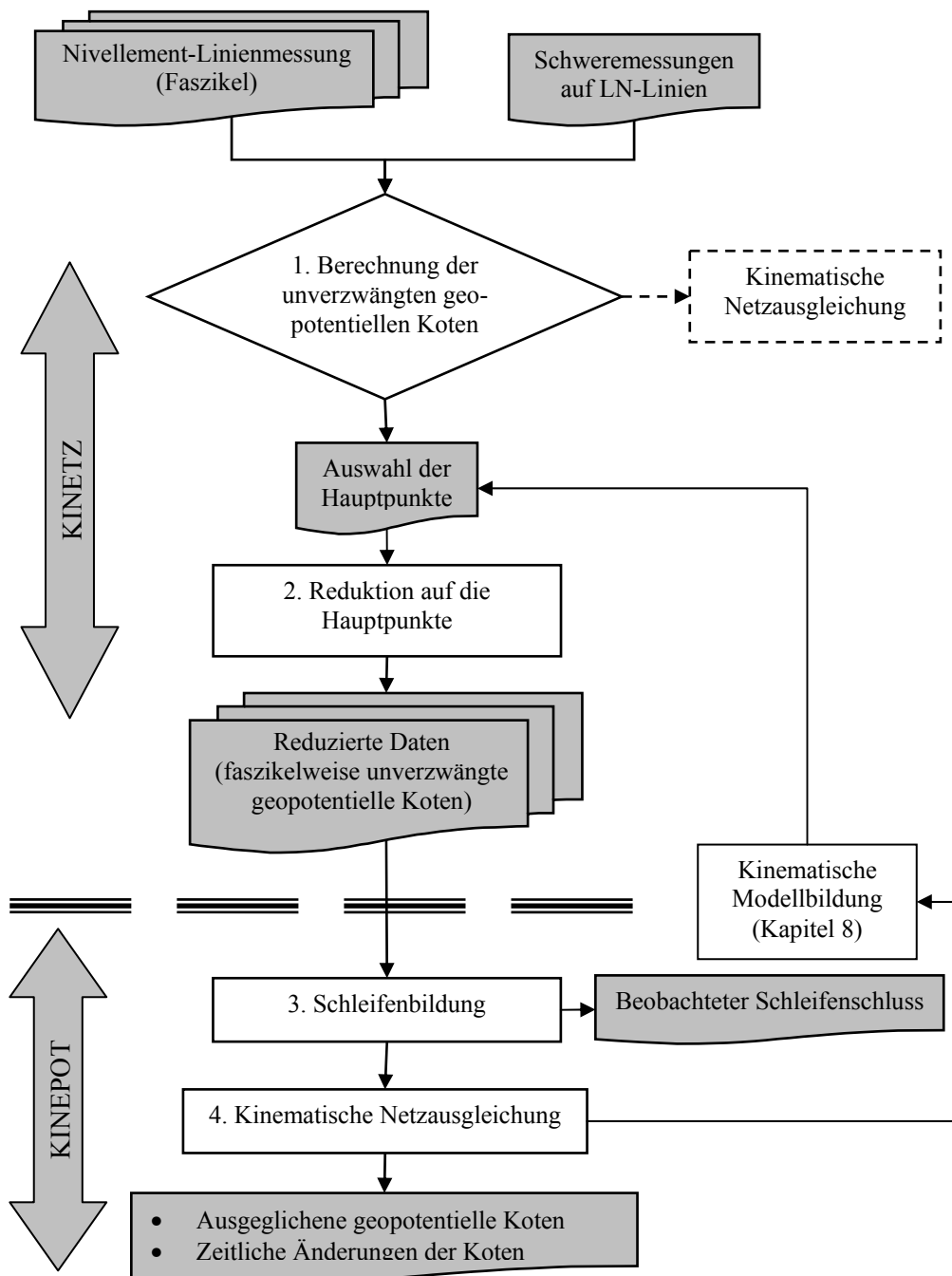


Abbildung 7.2-1: Schematischer Ablauf zur Berechnung der ausgeglichenen geopotentiellen Koten der Hauptpunkte

1. Berechnung der unverzwängten Potentialdifferenzen:

Die Ausgangsdaten sind die einzelnen Nivellement-Linienmessungen (Faszikel⁶²) aus den Daten des LHN sowie die Schweremessungen entlang den LN-Linien. Faszikelweise werden die beobachteten Höhen mit Hilfe der Schweremessungen zwangsfrei in Potentialdifferenzen umgerechnet ($\Delta C = \sum g'_i \cdot \delta H'_i$, 2.3-3).

2. Reduktion der Messungen auf die Hauptpunkte:

Die Messungen werden auf die Hauptpunkte reduziert. Hauptpunkte sind die Knotenpunkte (Verbindungen zwischen den Faszikeln und eigentlichen Knoten der Schlaufen des LN) sowie ausgewählte, a priori als stabil geltende Punkte des LN. Dazu werden die einzelnen Potentialdifferenzen zwischen diesen Punkten aufsummiert und die dazwischen liegenden Hilfspunkte aus den Daten eliminiert. Dadurch wird die nachfolgende kinematische Ausgleichung (4.) im Voraus von störenden oder überflüssigen (Hilfs-) Punkten des LN befreit. Aus diesem Arbeitsschritt resultieren wiederum einzelne Faszikel mit minimal gelagerten, geopotentiellen Knoten als Ausgangsdaten für die kinematische Ausgleichung (s. Kapitel 7.3).

3. Schleifenbildung:

Vorgängig der eigentlichen Netzausgleichung werden die Potentialdifferenzen der einzelnen Linienelemente (Faszikel) zu Schleifen aufaddiert. Da der Erwartungswert 0 beträgt, sind diese Schleifenschlüsse wichtige Kontrollen zur korrekten und vollständigen Berechnung der Netze (s. Kapitel 7.5).

4. Kinematische Netzausgleichung:

Kernstück zur Berechnung der ausgeglichenen geopotentiellen Knoten ist die kinematische Ausgleichung. Die Theorie zu dieser Berechnung ist in Kapitel 7.4 erläutert. Hauptresultate sind die ausgeglichenen Knoten, deren zeitlichen Änderungen und die stochastischen Angaben a posteriori zur Gesamtausgleichung und zu den einzelnen Punkten.

⁶² Ursprünglich ist ein Faszikel im Landesnivellement die Zusammenstellung der Messungen zur Berechnung der beobachteten Höhen und der Gebrauchshöhen LN02 entlang der neu vermessenen Linie. Die Faszikel sind fortlaufend nummeriert. Diese eindeutige Struktur wird auch für die Berechnung der geopotentiellen Knoten beibehalten.

7.3 Berechnung der beobachteten Potentialdifferenzen und Reduktion auf die Hauptpunkte

Zur Berechnung der beobachteten (unverzängten) Potentialdifferenzen stehen zwei Grunddatensätze zur Verfügung:

1. Die erfassten Rohmessungen des Landesnivellements (Kapitel 5.2 und 6.5)
2. Die Schweremessungen entlang dem Landesnivellement (Kapitel 6.5)

Insgesamt liegen die Messungen des Landesnivellements von 1902 bis zum Jahre 2004 in ca. 290 erfassten oder berechneten Faszikeln (Messabschnitte des Landesnivellements) vor. Die durchschnittliche Länge eines Faszikels beträgt in etwa 40 km. Die Daten sind in Linienmessungen und kürzeren Abzweigungen hierarchisch gegliedert. Der durchschnittliche Abstand zwischen den Punkten beträgt etwa 0.3 – 0.5 km. Vom grössten Teil des Landeshöhennetzes liegen zwei Messepochen vor. Einzelne Linien wurden bis zu vier Mal beobachtet.

Die Schweremessungen wurden in einzelne Polygonabschnitte gegliedert. Natürlich wurden nicht auf allen Punkten des Landesnivellements Schweremessungen durchgeführt. Der Punktabstand ist unterschiedlich. Seit ca. 1980 werden parallel zu den Neumessungen des Landesnivellements systematisch Schweremessungen durchgeführt. Auf diesen Linien ist der Abstand in flachem Gebiet $\leq 1 - 2$ km und auf den steileren Abschnitten ≤ 100 Höhenmeter. Auf den älteren Linien liegen die Messungen wesentlich dünner vor; der Abstand beträgt hier $\leq 2 - 5$ km. Die Abbildung 6.5-9 gibt einen Eindruck über die Verteilung der Schweremessungen. Auf wenigen Abschnitten, insbesondere den neueren kantonalen Netzverbindungen (HFP2-Linien) liegen keine gemessenen Schweren vor. Hier wurden die Werte aus dem Datensatz der SGPK interpoliert (s. Kapitel 6.5). Tests mit gemessenen Linien im Mittelland haben gezeigt, dass mit der Kollokationsmethode eine Genauigkeit von besser als $\pm 1-2$ mgal erreicht wird (s. Kapitel 9.4), was für die Berechnung der Potentialdifferenzen ausreichend ist.

Das Verfahren von den rohen Nivellementmessungen bis zu den auf die Hauptpunkte reduzierten freien geopotentiellen Knoten durchläuft drei Schritte:

1. Interpolation von Schwerewerten für alle Messpunkte

Um die einzelnen Höhendifferenzen in Potentialdifferenzen umzurechnen, muss von jedem Start- und Endpunkt einer Differenz ein Schwerewert vorliegen. Zwischen den gemessenen Schweren entlang der LN-Linie müssen dazu zusätzliche Werte interpoliert werden. Grundsätzlich könnten diese Werte aus dem SGPK-Datensatz prädictiert werden. Voraussetzung dazu wäre, dass für sämtliche Hilfspunkte und auch für die nicht mehr existenten HFP Lage-Koordinaten vorliegen, was leider nicht der Fall ist. Diese Koordinaten nachträglich zu erfassen, wäre ein enormer Aufwand, der sich nicht lohnt.

Die direkte Zuordnung der Schweremessungen zu den Nivellementpunkten erfolgt über die Punktnummer. Wo keine identischen Punkte vorliegen (dies ist bei älteren Schweremessungen oft der Fall), wird die Zuordnung resp. die Interpolation mit Hilfe der Kilometrierung der beiden Messlinien realisiert.

KINETZ ermöglicht nun zwei Berechnungsarten:

1. Schätzung eines Höhengradienten ($\text{mgal}\cdot\text{m}^{-1}$) zwischen den Schweremessungen und lineare Interpolation der dazwischen liegenden Punkte in Abhängigkeit der Höhe.
2. Vorgabe eines fixen Höhengradienten und höhenabhängige Extrapolation jeweils von der letzten Schweremessung bis zum Zwischenpunkt.

In lokaler Umgebung ($< 1\text{-}2\text{ km}$) ist die Schwereänderung in erster Linie mit der Höhenänderung korreliert. Methode 1 besteht dadurch, dass der Höhengradient direkt aus den Messungen geschätzt wird. Empirische Versuche haben jedoch gezeigt, dass diese Methode gerade in flachen Messabschnitten versagt. Liegen die beiden Schwere-Messpunkte auf gleicher Höhe, so werden (wegen der Division durch Werte nahe 0) fehlerhafte resp. nicht signifikante Gradienten berechnet. Weisen dann die Zwischenpunkte bereits geringe Höhenunterschiede auf, liefert Methode 1 die wesentlich schlechteren Resultate als Methode 2.

Aus diesem Grunde wurde beschlossen, sämtliche Schwereinterpolationen auf den LN-Linien nach Methode 2 durchzuführen. Der Schweregradient wurde dabei zu:

$$\mathbf{-0.20\text{ mgal}\cdot\text{m}^{-1}}$$

festgelegt, was der Summe des Freiluftgradienten und des höhenabhängigen Einflusses der Bouguer-Plattenreduktion entspricht. Der Freiluftgradient beträgt näherungsweise $-0.3086\text{ mgal}\cdot\text{m}^{-1}$. Die Formel für die Bouguer-Plattenreduktion lautet:

$$\Delta g_{\text{Boug}} = 0.0419 \cdot \rho \cdot H_P \text{ [mgal]} \quad (7.3-1)$$

Bei einer mittleren Dichte ρ von $2.67\text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ kann der Bouguer-Einfluss in Abhängigkeit der Höhe zu $0.1119\text{ mgal}\cdot\text{m}^{-1}$ angenommen werden, was zusammen mit dem Freiluftgradienten einen Betrag von $-0.1967\text{ mgal}\cdot\text{m}^{-1}$ ergibt [Torge 1975]. Aus einer Abschätzung aus allen Schwereinterpolationen entlang den Landesnivellement-Linien (KINETZ-Berechnungsart 1) resultierte ein Mittelwert von $-0.21 \pm 0.02\text{ mgal}\cdot\text{m}^{-1}$.

Die Abweichungen der Schwerewerte aufgrund der beiden unterschiedlichen Methoden wurden an den Beispielen Frauenfeld - Bischofszell - Wil (Mittelland) und Berninapass (Gebirge) berechnet (s. Abb. 7.3-1). Die Abweichungen (dünne Linie) entlang der Mittellandlinie bewegen sich um $\pm 3\text{ mgal}$; auf der Gebirgsstrecke am Berninapass sind sie sogar leicht kleiner, weil die geschätzten

Gradienten in den steileren Abschnitten besser mit dem Schweregradienten von $-0.20 \text{ mgal}\cdot\text{m}^{-1}$ übereinstimmen.

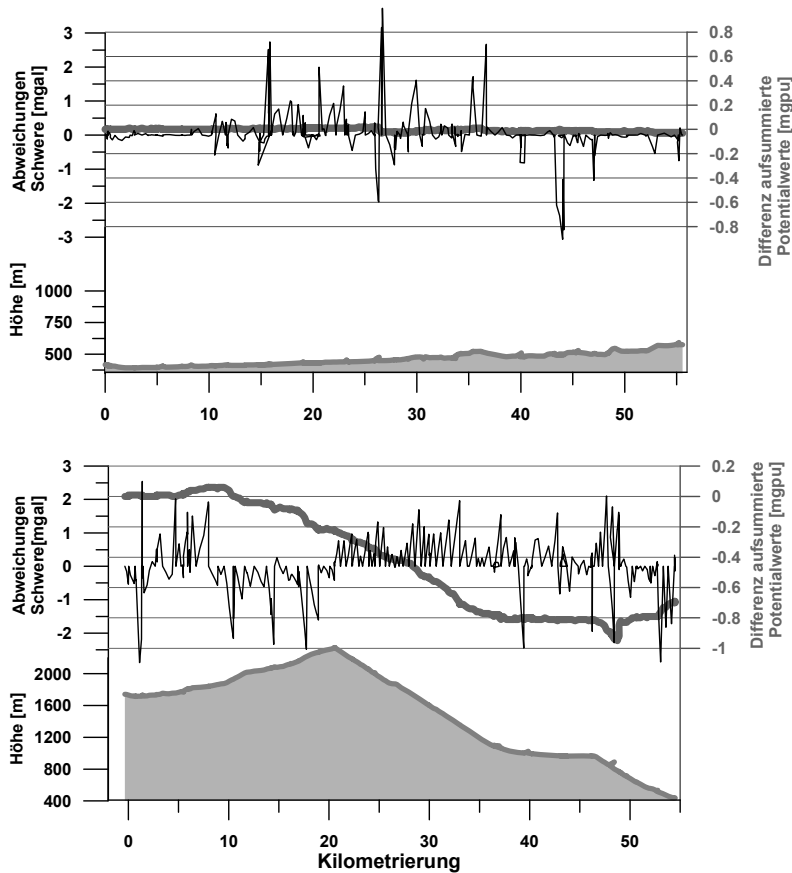


Abbildung 7.3-1: Unterschied zwischen den unterschiedlich interpolierten Oberflächen-Schwerewerten entlang den Nivellementlinien: oben: Frauenfeld – Bischofszell - Wil (Mittelland); unten: Berninapass (Gebirge)

Es zeigt sich aber, dass die mit diesen Methoden interpolierten Oberflächen-Schwerewerte in den flachen Abschnitten relativ stark streuen und für die Berechnung der mittleren Schweren entlang der Lotlinie als Hauptgröße für die orthometrischen Höhen nicht verwendet werden sollten (s. 9.4).

2. Berechnung der Potentialdifferenzen und der geopotentiellen Koten

Mit Hilfe der interpolierten Schweren aus Schritt 1 können die nivellierte Höhendifferenzen in Potentialdifferenzen umgerechnet und zu eigentlichen Potentialen aufsummiert werden. Dies erfolgt nach der bekannten Formel $\Delta C = \sum g_i' \cdot \delta H_i'$, wobei für g_i' der Mittelwert der Schweren zwischen Anfangs- und Endpunkt eingesetzt wird. Die Summation der Potentiale erfolgt gegenüber einem frei wählbaren Festpunkt entlang der Messlinie.

Anhand des Beispiels der Schwereinterpolationsmethoden unter 1. wird nun auch der Einfluss auf die resultierenden Potentiale abgeschätzt (s. Abb. 7.3-1). Im Flachland ist der Einfluss auf die aufsummierten Potentiale unbedeutend (graue dicke Linie). Die Potentialwerte unterscheiden sich um $\pm 0.03 \text{ mgpu}$. Am Berninapass zeigen sich leichte systematische Abweichungen zwischen den bei-

den Methoden, die sich bis auf ein Maximalwert von -0.95 mgpu aufsummieren. Dies ist zwar nicht ganz zufrieden stellend, in Anbetracht der Länge der Strecke und der absoluten (nivellierten) Höhendifferenz von über 2500 m aber vernachlässigbar.

[Wirth 1990] hat im Übrigen aufgezeigt, dass bei Schweremess-Abständen von ≤ 1.7 km im Flachen und ≤ 100 Höhenmeter im Anstieg sowie einer Messgenauigkeit von ≤ 2.3 mgal die Genauigkeit der geopotentiellen Kote nur um ca. 2% kleiner wird als die ursprüngliche Genauigkeit des Nivellements. Dies wird mit den Mittellandmessungen bestätigt, mit den Gebirgsmessungen wird diese Aussage leicht relativiert, da die Schweremessungen hier noch dichter vorliegen.

3. Reduktion auf die Hauptpunkte

Es mag für den mit der Materie weniger vertrauten Leser befremdend wirken, dass eine Reduktion des Datenmaterials hinsichtlich der kinematischen Ausgleichung vorgenommen wird, zumal das Argument der "Rechenleistung" heutzutage für Netze mit vorliegendem Umfang beinahe bedeutungslos geworden ist. Hinter der Reduktion auf die Hauptpunkte stecken wesentlich pragmatischere Gründe:

- a) **Elimination sämtlicher Hilfspunkte:** Zwischen 65% und 75% der gemessenen Punkte eines Präzisionsnivellements sind nur Hilfspunkte für die Feldmessung. Bei diesen Punkten wird nicht auf eine stabile und dauerhafte Versicherung Wert gelegt; sie sind deshalb für die Benutzer eines Höhennetzes bedeutungslos.
- b) **"Lebensdauer" eines Höhenfixpunktes:** Ein wesentlicher Teil der Höhenfixpunkte des Landeshöhennetzes erlebt leider keine zweite Beobachtung, weil sie oft der Bau- und Renovationstätigkeit zum Opfer fallen. So wurde bereits 1923 anlässlich der ersten Wiederholungsmessung festgestellt, dass 20 Jahre nach der Erstmessung bis zu 25% der Punkte zerstört waren [Gassmann 1925]. Seither hat die Bautätigkeit kaum abgenommen. Es macht wenig Sinn, Punkte in der kinematischen Ausgleichung mitzuführen, welche zwischen der Erst- und der Folgemessung zerstört wurden. Wichtige Ausnahmen sind jedoch die zwischenzeitlich zerstörten Verknüpfungspunkte zwischen Messlinien der gleichen Epoche.
- c) **Übersichtlichkeit der Berechnung:** Aufgrund der linienartigen Struktur und oft leicht abweichenden Messwegen zwischen unterschiedlichen Epochen sind Nivellement-Messungen kein Paradebeispiel für übersichtliche Messdaten einer Netzausgleichung. Es lohnt sich schon deshalb, Netze auf eine grobe Struktur zu reduzieren. Insbesondere instabile Punkte mit mehr als zwei Messepochen stören das gewählte Modell der kinematischen Ausgleichung empfindlich (s. Kapitel 7.4).
- d) **Eignung für tektonische Untersuchungen:** Nur wenige Standorte sind tatsächlich geeignet für tektonische Untersuchungen. Eine systematische Begehung durch einen Geologen im Gebiet der Ostschweiz als Grundlage für eine entsprechende Studie hat ergeben,

dass nur etwa 15 - 20 % der HFP1, welche überhaupt wiederholt beobachtet wurden, sich für tektonische Untersuchungen eignen [Schlatter 1999].

e) **Repräsentative Verteilung der Punkte:** Mit der vorliegenden kinematischen Ausgleichung (Höhenrahmen CHVRF04/LHN95) müssen nicht zuletzt folgende Ziele erfüllt werden:

1. Erstellen eines kinematischen Modells für die Bedürfnisse der Landesvermessung (s. Kapitel 6.2 und 8.6). Dazu wird eine repräsentative und möglichst homogen verteilte Auswahl von HFP benötigt, welche sich auch aus geologisch-tektonischer Sicht eignen.
2. Erstellen des Höhenrahmens für die neue Landesvermessung LV95. Ziel ist es, von sämtlichen HFP1 der Landesvermessung strenge Höhen in den jeweiligen Rahmen zu rechnen. Dazu müssen alle notwendigen Festpunkte zur anschliessenden Einzwängung der einzelnen Linienmessungen bereits in der Gesamtausgleichung integriert sein.
3. Erarbeiten der Grundlagen für die Transformation vom neuen Landeshöhennetz LHN95 in den bestehenden Höhenrahmen LN02. Solange diese Transformation ausschliesslich auf den Hauptpunkten beruht, wird auch hier eine möglichst repräsentative und homogen verteilte Auswahl an HFPs in beiden Systemen benötigt.

Eine lose Zusammenstellung geeigneter Punkte war bereits durch die Arbeiten von [Gubler 1984] bekannt. Hier fanden sich die wichtigsten Knotenpunkte und eine Auswahl an Punkten für tektonische Untersuchungen. Die Verdichtung dieser Liste zur Erreichung der obigen Ziele erfolgte durch iteratives Vorgehen, indem neu hinzugefügte Punkte in kinematischen Ausgleichungen getestet wurden, bis eine befriedigende Auswahl festgelegt war (s. Abb. 7.2-1). Als Richtwert für den Abstand zwischen den Punkten entlang einer Nivellementlinie wurde eine Grösse von 3 - 5 km angestrebt.

Abbildung 7.3-1 zeigt die Auswahl der Hauptpunkte der kinematischen Ausgleichung. Die eingezeichneten Nivellementlinien stellen das Landeshöhennetz (LHN) dar, wie es künftig seitens der Landesvermessung unterhalten wird. Punkte, welche ausserhalb dieser Linien liegen, stammen von kantonalen Netzverbindungen, ehemaligen Linien des Eidgenössischen Nivellements (LN) oder von ausländischen, in die Gesamtausgleichung integrierten Messungen. Nicht immer gelingt es, eine homogene Verteilung aufrecht zu erhalten. Abgesehen von den Gebieten innerhalb der Schleifen bestehen die grössten Löcher z. Z. im Unterwallis. Hier liegen nur wenige Punkte mit wiederholten Beobachtungen vor, welche sich nicht an Bauten befinden, die auf den instabilen Quartärfüllungen im Talboden fundiert sind. Ähnliche Bilder zeigen sich auch im Vorderrheintal und teilweise im Tessin und im Mittelland.

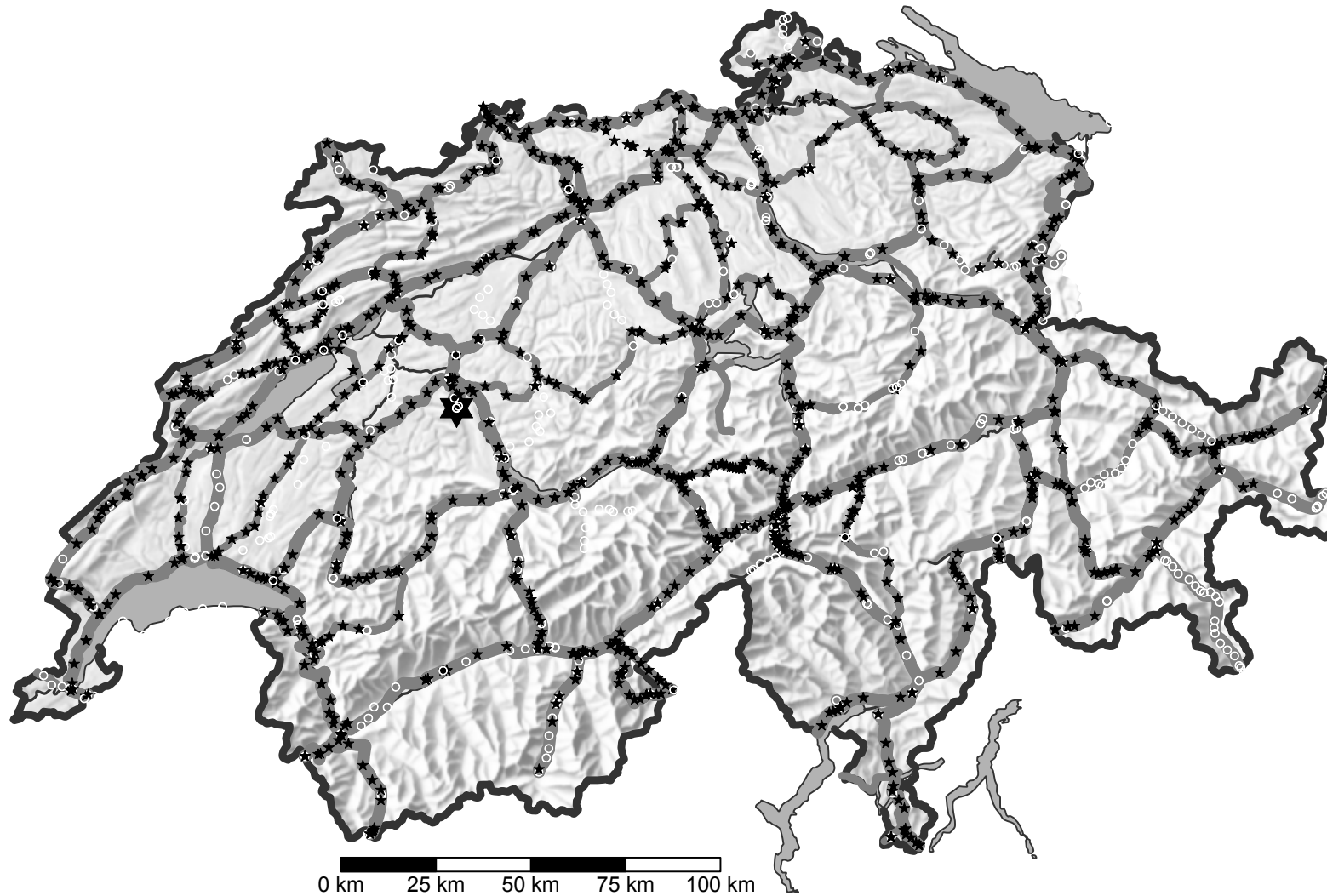


Abbildung 7.3-2: Übersicht über die Hauptpunkte der kinematischen Ausgleichung (CHVRF04/LHN95):
grosser Stern: Zimmerwald Z_0 ; kleine Sterne: wiederholt beobachtet; weisse Kreise: nur eine Beobachtung

7.4 Das Modell der kinematischen Ausgleichung

Die kinematische Ausgleichung des Gesamtnetzes erfolgt mit dem Programm KINEPOT. Dabei werden in einer Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate (M.d.k.Q.) aus den Potentialdifferenzen unterschiedlicher Epochen die geopotentiellen Koten C der Höhenfixpunkte zu einem bestimmten Referenzzeitpunkt sowie deren zeitlichen Änderungen⁶³ als unbekannte Parameter geschätzt. Dem mathematischen Modell liegt eine lineare Funktion in Abhängigkeit der Zeit zugrunde. Für die Potentialänderung wird pro Punkt nur ein Parameter berechnet.

Die Beobachtungsgleichungen des *funktionalen Modells* lauten:

$$\Delta C_{i,j}^k + e_{i,j}^k = C_j^0 - C_i^0 + (t^k - t^0) \left(\frac{C_j}{dt} - \frac{C_i}{dt} \right) \quad (7.4-1)$$

wobei:

$\Delta C_{i,j}^k$	Potentialdifferenz zwischen den Punkten i und j zur Messzeit t^k
$e_{i,j}^k$	Verbesserung der gemessenen Potentialdifferenz
C_i^0, C_j^0	Unbekannte geopotentielle Koten der Punkte i und j zur Referenzzeit t^0
$\frac{C_i}{dt}, \frac{C_j}{dt}$	Unbekannte zeitliche Potentialänderungen der Punkte i und j
t^0	Referenzzeit, auf welche sich die berechneten Koten beziehen
t^k	Zeitpunkt k der betreffenden Messung

Für die Unbekannten können Näherungswerte und verkürzte Parameter eingesetzt werden:

$$C_i^0 = c_{i0} + c_i \quad (7.4-2)$$

$$\frac{C_i}{dt} = \frac{c_{i0}}{dt} + v_i \quad (7.4-3)$$

Da die Beobachtungsgleichungen bereits linear sind, lauten die Verbesserungsgleichungen somit:

$$e_{i,j}^k = c_j - c_i + (t^k - t^0)v_j - (t^k - t^0)v_i + C_{j0}^0 - C_{i0}^0 + (t^k - t^0) \left(\frac{C_{j0}}{dt} - \frac{C_{i0}}{dt} \right) - \Delta C_{i,j}^k \quad (7.4-4)$$

oder zusammengefasst in der üblichen Matrixschreibweise:

⁶³ Der Begriff "Geschwindigkeit" ist streng genommen nicht richtig, da die Potentialänderung die Einheit $[m^2 \cdot s^{-3}]$ aufweist.

$$\mathbf{e} = \mathbf{Ax} - \mathbf{l} \quad (7.4-5)$$

wobei:

- e** Vektor der Verbesserungen
- A** Koeffizientenmatrix
- x** Vektor der Unbekannten (geopotentielle Koten c_i und Potentialänderungen v_i als verkürzte Parameter)
- l** Absolutglieder

Nach dem Prinzip der M.d.k.Q. müssen die zulässigen Verbesserungen e_i an den einzelnen Messungen so berechnet werden, dass deren Quadratsumme minimal wird, wobei die Beobachtungen gewichtet werden können:

$$\mathbf{e}^T \mathbf{P} \mathbf{e} = \min \quad (7.4-6)$$

Die Diagonalelemente p_i der Matrix **P** sind die reziproken Werte der Genauigkeit der Beobachtungen im Quadrat. Sie werden in den Programmen KINETZ und KINEPOT folgendermassen ermittelt:

$$\frac{1}{p_i} = (A + B \cdot \sqrt{s} + C \cdot s + D \cdot \Delta C)^2 \quad (7.4-7)$$

Im Prinzip ist dieser Ansatz eine Erweiterung des üblichen Fehlerfortpflanzungsgesetzes eines Nivellements mit:

$$\frac{1}{p_i} = (B \cdot \sqrt{s})^2 \quad (7.4-8)$$

Für (7.4-7) und (7.4-8) gelten:

- A: Unsicherheit der Aufstellung auf dem Fixpunkt (sog. Punktunruhe oder -rauschen)
- B: Zufälliger (streckenabhängiger) Messfehler des Nivellements
- C: Systematischer (streckenabhängiger) Fehleranteil des Nivellements (für die vorliegenden Berechnungen nicht verwendet)
- D: Massstabsfehler des Nivellements
- s: Streckenlänge [in km]
- ΔC : Höhen- (resp. Potential)-differenz [in gpu]

7.5 Gewichtung der einzelnen Messungen und Lagerung der Ausgleichung

7.5.1 Die Gewichtung der Messungen (stochastisches Modell a priori)

KINETZ/KINEPOT erlaubt, Nivellementmessungen in unterschiedliche stochastische Gruppen einzuteilen. Die Wahl der folgenden Grössen a priori gemäss Formel 7.4-7 beruht auf den wertvollen Erfahrungen aus früheren, landesweiten Berechnungen [hauptsächlich Gubler et. al 1984] und ist zudem auch ein Abbild des verwendeten Instrumentariums:

Gruppe	Herkunft der Messungen	A [mgpu]	B [mgpu·km ^{-1/2}]	C [mgpu·km ⁻¹]	D [mgpu·gpu ⁻¹]
1	1. LN ≈ 1903 – 1912 Holzlatten	0.20	0.80	0.00	0.010
2	1. LN ≈ 1913 – 1945 Invarmiren	0.20	0.80	0.00	0.003
3	2. LN 1943 – 1992 Invarmiren	0.20	0.60	0.00	0.003
4	2./3. LN 1992 – 2004 Digitalnivellier / Invarlatten	0.20	0.60	0.00	0.003
5	Fremdmessungen mit ZEISS Ni1	0.20	2.00	0.00	0.010
6	1. LN einfaches Nivellement	0.20	1.10	0.00	0.003
9	Nachführungsmessungen	0.20	2.00	0.00	0.100

Tabelle 7.5-1: Parameter des stochastischen Modells a priori der kinematischen Ausgleichung

Das "**Punktrauschen**" a priori (Anteil A, Formel 7.4-7) wird allgemein zu ± 0.20 mgpu gewählt. Die Bedeutung dieser Grösse liegt darin, wiederholte Messungen zwischen nahe liegenden Punkten richtig zu gewichten. Das Prinzip der Punktanordnung im Schweizerischen Landeshöhennetz (Punktgruppen à 3-4 Punkten in unmittelbarer Umgebung (i. A. ≤ 200 m); Abstand der Punktgruppen ≤ 3 km) kann dazu führen, dass trotz Reduktion der Linienmessung auf die Hauptpunkte, Potentialdifferenzen mit sehr geringem Messabstand in die Ausgleichung Eingang finden. Da bei den manuell erfassten Messungen die Messdistanz innerhalb einer Punktgruppe nicht protokolliert wurde, beträgt die Distanz zwischen diesen Punkten 0 Meter. Ohne Anwendung des Punktrauschens erhalten diese Messungen quasi ein unendlich grosses Gewicht, da die Anteile B und D gleich 0 sind.

Die Wahl der **distanzabhängigen Messgenauigkeit** (Anteil B) beruht auf den Erfahrungen der kinematischen Ausgleichung (iteratives Vorgehen); sie kann aber auch aus den Resultaten der Schleifenschlüsse (s. nachfolgendes Kapitel 7.5) abgeschätzt werden. Die Genauigkeit eines Präzisionsnivellements wird in der allgemeinen Fachliteratur zu ± 0.3 mm/km angegeben (mittlere Fehler aus Hin- und Rückmessung). Es ist aber nicht nur eine Erkenntnis der Netzausgleichungen, dass die absolute Messgenauigkeit eines Nivellements um den Faktor 2-3 schlechter ist als die innere Messgenauigkeit. Der Hauptgrund liegt darin, dass die Differenzen zwischen Hin- und Rückmessungen den symmetrischen Anteil der systematischen Messfehler, welche a priori nicht bekannt sind, nicht beinhalten.

Der am schwierigsten zu schätzende Fehleranteil a priori ist der zufällige *Massstabsfehler* (Anteil D). Dies liegt indes nicht an der Präzision der Latteneichung (Massstab, Ausdehnungskoeffizient etc.). Der Massstab kann im Labor bedeutend genauer als ± 1 ppm bestimmt werden, was aber nicht unbedingt dem Verhalten der Mire während den Messungen entspricht. Aus Untersuchungen wird geschätzt, dass die Massstabsunsicherheit einer Invarlatte im Felde in der Grössenordnung von ± 2 ppm liegt [Rüeger und Brunner 2002]. Zudem äussert sich ein systematischer Höhenmassstab nicht im Schleifenschluss. In der kinematischen Ausgleichung kann ein Massstabsfehler nur dann entdeckt werden, wenn mehr als 2 Messepochen vorliegen. Ansonsten "verschwindet" der Einfluss des Massstabes in den Potentialänderungen.

Für die definitive kinematische Ausgleichung wurden insgesamt 7 **Messgruppen** eingeführt, wobei der Hauptteil der Messungen den stochastischen Gruppen 1-4 zugeteilt sind (s. Abb. 7.5-1 - 4):

Gruppe 1: Diese Gruppe beherbergt alle Messungen, welche die ersten zehn Messjahre des 1. LN (1903 – 1912) abdecken. In diesem Zeitraum wurden nur Holzmiren (Typ Kompensations- und Reversionsmiren) verwendet, sodass eine bedeutend grössere Massstabsunsicherheit von ± 10 ppm gewählt wurde. Drei wesentliche Streckenabschnitte, welche erst ab dem 2. LN zu Sekundärlinien aufgewertet wurden, sind als Grundlage für die Höhenbestimmung der Triangulation IV. Ordnung noch in den Jahren 1920 – 1925 mit diesen Messlatten nivelliert worden. Es handelt sich um die Messungen *Lukmanierpass 1920*, *Klausenpass* und *Ofenpass* (beide 1923), welche ebenfalls der Gruppe 1 zugeordnet werden.

Gruppe 2: 1912 wurden die ersten Versuche unternommen, die Legierung *Invar* für die Konstruktion von masshaltigeren Miren zu verwenden. Ein Jahr später standen gebrauchstüchtige Latten zur Verfügung und ab 1913 kam für die Linienmessungen des LN ausschliesslich dieser Lattentyp zum Einsatz⁶⁴. Glücklicherweise wurde der Grossteil der Gebirgsnivellements in den Alpen nicht vor diesem Zeitpunkt ausgeführt. Der Messgruppe 2 werden alle Messungen des 1. LN zugeteilt, welche mit Invarmiren ausgeführt wurden. Sie unterscheiden sich von der Gruppe 1 durch die grössere Massstabsgenauigkeit von ± 3 ppm.

Gruppe 3: Um die Messungen des 2. LN abzugrenzen, wurde die stochastische Messgruppe 3 eingeführt. Im Wesentlichen sind hier alle Messungen vertreten, welche ab 1943 bis 1992 ausgeführt wurden. Aufgrund der verbesserten Messausrüstung wurde die distanzabhängige Messgenauigkeit auf ± 0.6 mgpu·km^{-1/2} erhöht, die Massstabsgenauigkeit jedoch bei ± 3 ppm belassen.

⁶⁴ Ohne die später aufgewerteten Linien wie Lukmanier-, Klausen- und Ofenpass (s. Gruppe 1).

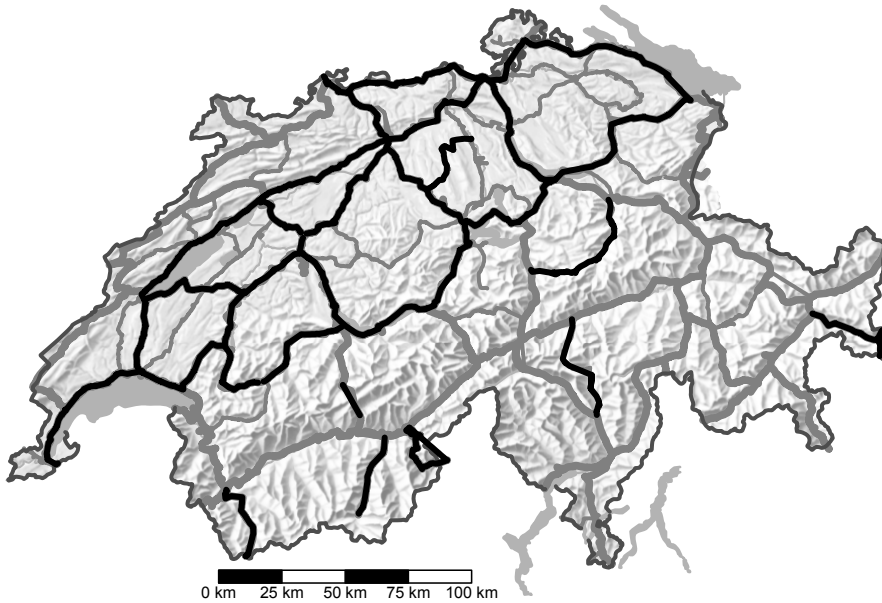


Abbildung 7.5-1: Linien der Messgruppe 1 (1. LN 1903 - 1912; Holzlatten)

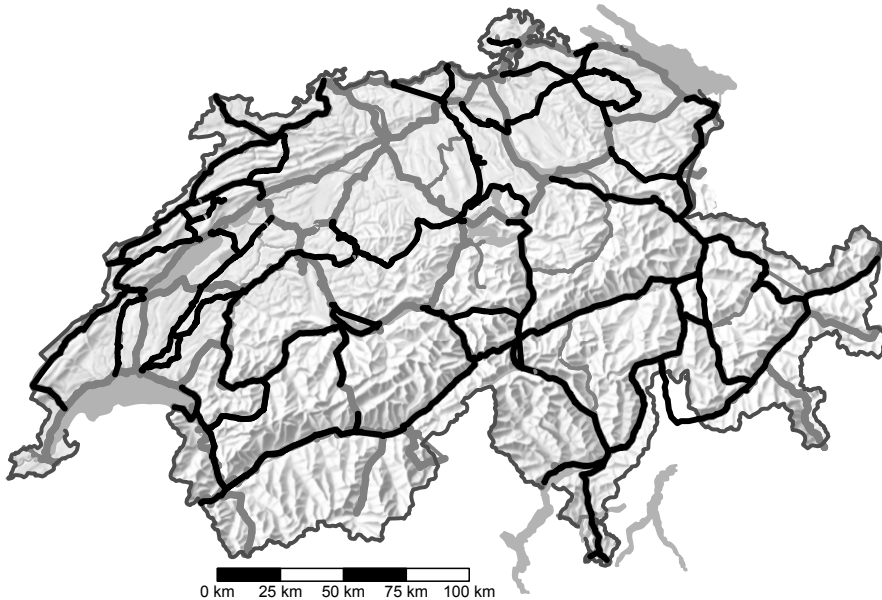


Abbildung 7.5-2: Linien der Messgruppe 2 (1. LN 1913 - 1945; Invarlatten)

Gruppe 4: Seit 1992 kommen im Schweizerischen Landesnivellement ausschliesslich Digitalnivelliere zum Einsatz. Weil zu Beginn bezüglich der Qualität nur rudimentäre Kenntnisse gegenüber dem herkömmlichen Instrumentarium bestanden, sind diese Messungen einer separaten Klasse zugeteilt. Sie weist jedoch dieselben Koeffizienten a priori wie die Gruppe 3 auf.

Gruppe 5: beinhaltet einige Fremdmessungen, welche mit dem ZEISS Ni1 ausgeführt wurden. Leider wies im Nachhinein dieses erste Kompensator-Nivellier den bedeutenden Mangel der Magnetfeldabhängigkeit auf. Um diese Messungen nicht zu stark zu gewichten und trotzdem in der Ausgleichung mitführen zu können, wurden sie entsprechend ungenauer einge-

stuft. Es handelt sich um die Messungen *Gotthard Strassentunnel 1980* (Konsortium verschiedener Ingenieurbüros) und *Eglisau – Jestetten – Schaffhausen 1982* (LVA Baden-Württemberg).

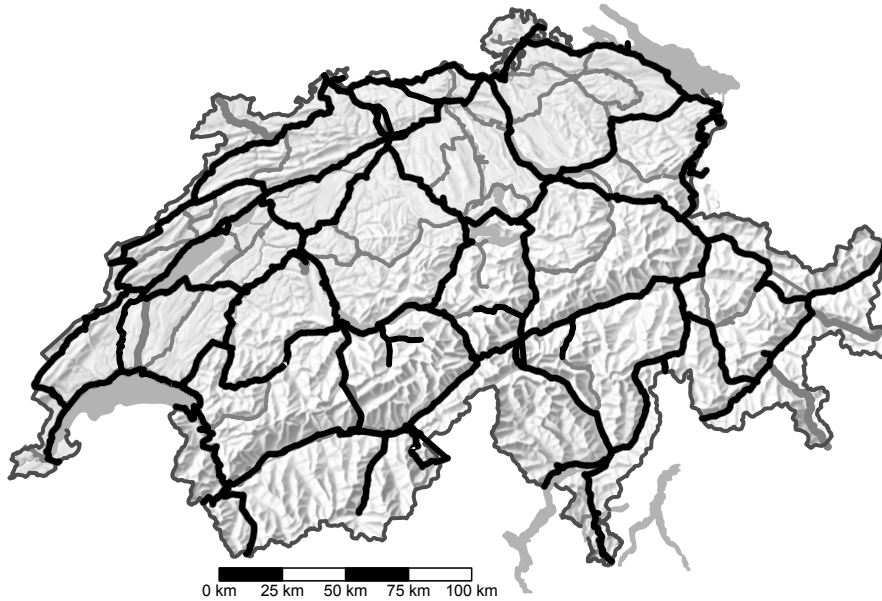


Abbildung 7.5-3: Linien der Messgruppe 3 (2. LN 1943 - 1992; Invarlatten)

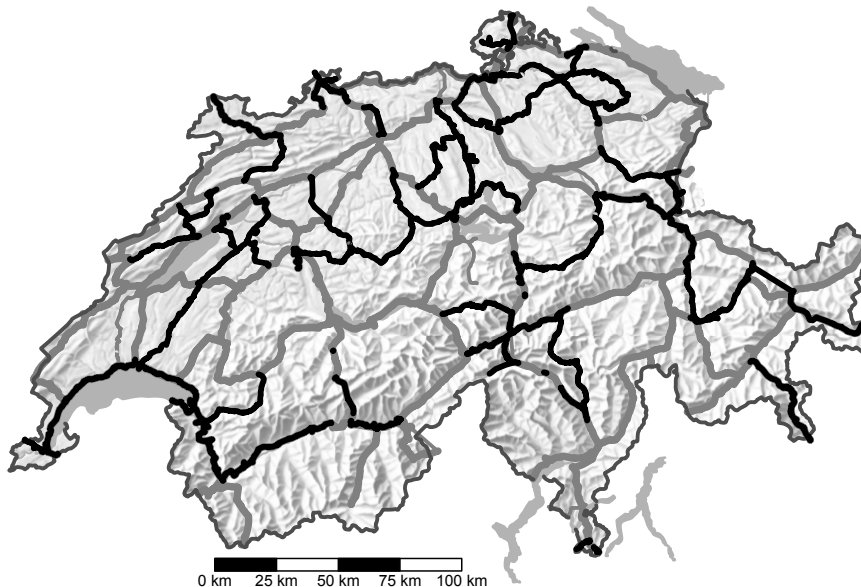


Abbildung 7.5-4: Linien der Messgruppe 4 (2./3. LN 1992 - 2004; Digitalnivelliere / Invarlatten)

Gruppe 6: enthält Messungen des Abschnittes *Lütisburg – Wattwil 1933*, welcher nur in einfacher Richtung ausgeführt wurde.

Gruppe 9: In dieser Gruppe befinden sich sog. Nachführungsmessungen, welche als lokale Ergänzungen meist nur mit einer Messlatte ausgeführt wurden. Es handelt sich dabei oft um Höhen-Anschlüsse an Punkte des GPS-Netzes LV95 (s. Kapitel 10.4: GPS/Nivellementpunkte) und Nachführungen in wichtigen Knotenregionen.

Quellen: [Zölly 1948] und Archiv Abteilung Geodäsie, Landestopographie. Weitere Angaben zur Herkunft und Qualität der Messungen finden sich auch in den Kapiteln 5 und 6.5.1.

7.5.2 Die Lagerung der Ausgleichung

Mit der Messmethode des Nivellements können grundsätzlich nur relative Höhendifferenzen oder bei wiederholten Beobachtungen zusätzlich relative Höhenänderungen zwischen den erfassten Fixpunkten bestimmt werden. Nebst der Definition der a priori - Genauigkeiten muss das auszugleichende Netz daher gelagert werden. Im Allgemeinen ist die Wahl des Ausgangshorizontes und der kinematischen Referenzpunkte meist mehr oder weniger willkürlich.

KINETZ/KINEPOT ermöglicht die folgenden fünf Definitionen für die Schätzung unterschiedlicher Unbekannten pro Messpunkt:

- Code 0:** Der Punkt gilt mit seinen vorgegebenen (Näherungs-) Werten (s. Formeln 7.4-2 und 7.4-3) als **Festpunkt** bezüglich seines **Potentials** und seiner **Potentialänderung**.
- Code 1:** Es wird pro Höhenfixpunkt **nur** das (a priori) unbekannte **Potential** geschätzt. Liegen für diesen Punkt mehrere und zu unterschiedlichen Zeiten vorgenommene Messungen vor, so gilt er als Festpunkt bezüglich den Potentialänderungen mit seinem vorgegebenen Wert.
- Code 2:** Es wird pro Höhenfixpunkt **nur** die **Potentialänderung** geschätzt. Dazu müssen mehrere Messungen vorliegen. Der Punkt gilt jedoch als Festpunkt bezüglich seines vorgegebenen Potentialwertes.
- Code 3:** Es wird sowohl das **Potential** wie auch die **Potentialänderung** geschätzt. Bei wiederholt gemessenen Höhenfixpunkten in einem minimal gelagerten Netz ist dies der Regelfall.
- Code 4:** Der Punkt wird in der kinematischen Ausgleichung eliminiert, d.h. die Potentialdifferenzen werden bis zum nächsten Messpunkt aufsummiert und es wird weder ein Potential noch eine Potentialänderung geschätzt.

KINETZ/KINEPOT erlaubt, beliebig viele Punkte sowohl als Höhen- wie auch als kinematische Referenz zu wählen. Eine *minimale Lagerung* einer kinematischen Ausgleichung beinhaltet jedoch einzig die Festlegung der beiden Werte:

- C_{REF}^0 : Potential **eines** "Höhen"-Referenzpunktes zur Referenzzeit t^0
- $\frac{C_{REF}}{dt}$: zeitliche Potentialänderung **eines** kinematischen Referenzpunktes

Die beiden Referenzwerte müssen nicht zwingend demselben Punkt zugewiesen sein.

Am Beispiel des Höhenrahmens CHVRF04 ist eine minimale Lagerung durch die Definition zum ergänzenden Höhenbezugssystem im CHTRS95 vorgegeben. Sie entsteht durch das Festhalten des Potentialwertes im Fundamentalpunkt Zimmerwald zum vorgegebenen Referenzzeitpunkt und der An-

nahme, dass der kinematische Referenzpunkt Aarburg unbewegt ist ($\frac{C_{REF}}{dt} = 0 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$; s. Abb. 6.2-2).

7.5.3 Tests zur minimalen Netzlagerung

Bei Ausgleichungen mit Messmaterial über mehr als hundert Jahre, alten Knotenpunkten, welche in der Zwischenzeit zerstört worden sind und einer Vielfalt von Messabschnitten mit Längen von dutzenden von Kilometern bis zu einzelnen Nachmessungen von wenigen hundert Metern ist es von enormer Bedeutung, dass die Wahl der Unbekannten korrekt getätigt wird, damit tatsächlich eine minimale Lagerung vorliegt. Wegen der mangelhaften Redundanz eines Nivellementnetzes im Vergleich mit einem klassischen Triangulationsnetz können Lagerungsfehler, obwohl sie oft einen grossen Einfluss auf die zu schätzenden Unbekannten haben, aufgrund des vergleichsweise geringen Einflusses auf die Verbesserungen an den Beobachtungen nur schlecht aufgedeckt werden.

Um zu testen, ob tatsächlich eine minimale Netzlagerung vorliegt, wurde ein pragmatisches Verfahren gewählt. Die Beträge der Lagerungselemente wurden wahlweise geändert und die resultierenden Potentiale aller Netzpunkte wie auch deren zeitlichen Änderungen mit den ursprünglichen Werten verglichen. Hebt man beispielsweise das Potential des Referenzpunktes Zimmerwald um einen bestimmten Betrag, so müssen in einem minimal gelagerten Netz sämtlichen Punkte die gleiche Änderung aufweisen. Gleiches gilt auch bezüglich der Potentialänderung, wenn der Ausgangswert des kinematischen Referenzpunktes verändert wird.

7.6 Die Schleifenschlüsse des Landesnivellements

7.6.1 Die reduzierten Schleifenschlüsse w des Landesnivellements und der kinematische Widerspruch w_{kin}

Die ausführliche Theorie zu den Schleifenschlüssen wurde bereits in Kapitel 2.3.9.1 behandelt. Als Vorschritt zur eigentlichen kinematischen Ausgleichung liefert das Programm KINEPOT die Summe der Potentialdifferenzen innerhalb der vordefinierten Polygone des Landesnivellements. Gemäss der Formel

$$\sum_A^{P=A} g'_i \delta H'_i = 0 \quad (2.3-16)$$

ist der Erwartungswert dieser Schleifenschlüsse gleich 0. Die Abweichung vom Erwartungswert entspricht bei einer Normierung mit einem durchschnittlichen Schwerewert dem reduzierten Schleifenschluss (resp. dem Widerspruch) w .

Das folgende Unterkapitel widmet sich etwas ausführlicher diesen Resultaten, sind die reduzierten Schleifenschlüsse doch anschauliche und aufschlussreiche Werte zur Qualität der ausgeführten Präzisionsnivellements. Wie in Kapitel 5.4 bereits dargelegt, sind insbesondere die historischen Netzausgleichungen der Landesnivellements (z.B. [Schürer 1944]) als bedingte Ausgleichung der Widersprüche w zwischen beobachteten (w_0) und theoretischen Schleifenschlüsse (z_0) durchgeführt worden.

Diese statische Berechnungsart eines Nivellementnetzes und die daraus abgeleiteten Genauigkeitswerte a posteriori für die Nivellementmessungen beruhen aber auf der Annahme, dass die Knotenpunkte der einzelnen Schlaufenverbindungen keinen vertikalen Änderungen unterworfen sind. Mit der kinematischen Ausgleichung versucht man jedoch, aus den wiederholten Messungen vertikale Bewegungen der Punkte zu schätzen. Wie im Kapitel 8 ausführlich beschrieben, liegen im Alpenraum der Schweiz rezente vertikale Hebungen signifikant vor. Im Kapitel 6.5.1 wurde bereits aufgezeigt, dass das Landesnivellement, wie es in der Schweiz erstellt, gemessen und unterhalten wurde, ein eigentlicher Flickenteppich aus einzelnen, zeitlich teilweise weit auseinander liegenden Linienmessungen (Faszikel) ist. So ist es keine Seltenheit, dass die Zeitdifferenz zwischen den ältesten und den jüngsten Abschnitten zur Bildung eines Polygons bis zu 30 Jahre beträgt.

Bevor die reduzierten Schleifenschlüsse der Polygone also aufgelistet und analysiert werden, ist es lohnend, den Einfluss der Knotenbewegungen auf diese Werte abzuschätzen. Abbildung 7.6-1 skizziert dazu den Verlauf einer Nivellementschlaufe, welche sich aus einzelnen Abschnitten zwischen den Knoten $K_1 - K_N$ zusammensetzt. Der Zeitpunkt der Abschnittsmessungen sei t_x und es wird für die nachfolgenden Betrachtungen vorausgesetzt, dass während den Messungen, welche in relativ kurzer Zeit erfolgen, die Bewegungen der Anfangs- und Endpunkte eines Abschnittes keinen Einfluss ausüben.

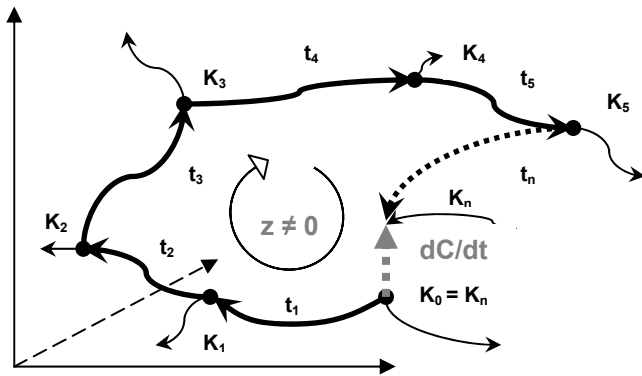


Abbildung 7.6-1: Schleifenschluss und Punktbeziehung

Abb. 7.6-1 geht von der einfachen Annahme aus, dass nur der Anfangs- und Endknotenpunkt $K_0 = K_n$ einer Schleife mit $1..n$ Knoten eine signifikante Hebung aufweist. Der Einfluss auf den Schleifenwert, welchen wir als *kinematischen Widerspruch* w_{kin} bezeichnen, beträgt dann:

$$w_{kin} = (t_n - t_1) \cdot \frac{dC_{K^n}}{dt} \quad 7.6-1$$

Hebt sich also der Knoten um $+0.5 \text{ mgpu} \cdot \text{a}^{-1}$ und sind bis zur Vollendung der Schleife ca. 30 Jahre verstrichen, so resultiert ein w_{kin} von $+15 \text{ mgpu}$, welcher unabhängig von der Schleifenlänge oder der zurückgelegten Höhendifferenz ist⁶⁵.

Verallgemeinert man den Einfluss der Punktbeziehung auf den reduzierten Schleifenwert, so resultiert folgende Formel:

$$w_{kin} = \sum_{i=1}^n (t_i - t_1) \cdot \left(\frac{dC_i}{dt} - \frac{dC_{i-1}}{dt} \right) \quad 7.6-2$$

Nachfolgend (Tab. 7.6-1) wird ein fiktives Beispiel behandelt, welches dieselbe Anzahl Anschlussknoten wie in Abb. 7.6-1 enthält und nicht aussergewöhnliche Werte für ein Schweizerisches Gebirgspolygon aufweist. Die Messdauer bis zur Vollendung der Schleife beträgt 30 Jahre, die Knotenbewegungen liegen zwischen -0.25 und $+1.00 \text{ mgpu} \cdot \text{a}^{-1}$.

⁶⁵ Diese Betrachtungen können natürlich auch mit reinen Punktgeschwindigkeiten gemacht werden. Der Unterschied zwischen den Beträgen der zeitlichen Potential- und der Höhenänderungen beträgt nur 2%.

Knotenpunkt	Knotenbewegung dC/dt	Zeitpunkt t_x der Abschnittsmessung	Einfluss auf w_{kin}
6 (Anf./Ende)	-0.25 mgpu/a	$t_1 = 1960$	± 0.00 mgpu
1	± 0.00 mgpu/a	$t_2 = 1965$	+ 1.25 mgpu
2	0.25 mgpu/a	$t_3 = 1975$	+ 3.75 mgpu
3	0.50 mgpu/a	$t_4 = 1985$	+ 6.25 mgpu
4	0.75 mgpu/a	$t_5 = 1990$	+ 7.50 mgpu
5	1.00 mgpu/a	$t_6 = 1990$	- 37.5 mgpu
Total w_{kin}			- 18.75 mgpu

Tabelle 7.6-1: fiktives Beispiel für den kinematischen Widerspruch w_{kin} einer Nivellementschlaufe. Obwohl also der reduzierte Schlaufenschluss zu ± 0 mgpu erwartet wird, beträgt der kinematische Widerspruch bereits -18.75 mgpu.

Nachfolgend werden nun die reduzierten Schleifenschlüsse der Hauptpolygone des Landesnivellements grafisch aufgezeigt (s. Abb. 7.6-2). Am Schluss des Kapitels 7.6 werden alle Ergebnisse (inkl. kinematischer Widerspruch und theoretischer Schleifenschluss) tabellarisch dokumentiert. Gleichzeitig wird dabei auch die Länge der Polygone, die zurückgelegte Höhendifferenz und die Gesamtzeit bis zur Vollendung der Schlaufe vermerkt.

Die reduzierten Werte, welche eigentlich als Potentialdifferenzen aus dem Programm KINEPOT resultieren, werden zur besseren Anschaulichkeit mit einer mittleren Schwere von 0.980 in das metrische Mass umgerechnet. Sie entsprechen dadurch dem eigentlichen Messwiderspruch

$$w = w_0 - z_0$$

(Differenz zwischen dem beobachteten und dem theoretischen Schleifenschluss; s. 2.3.9.1) und können zur Analyse der Messgenauigkeit verwendet werden.

Im Wesentlichen sind die Beträge der reduzierten Schleifenschlüsse im 2. LN besser als im 1. LN, was vermutlich auf eine Steigerung der Messgenauigkeit zurückzuführen ist. Am deutlichsten zeigt sich dies beim Umfangspolygon mit einer Länge von 1169 km. Hier verringert sich der Schleifenfehler von +78 mm beim 1. LN auf +20 mm beim 2. LN.

Bei 6 von 18 Polygonen sind die Absolutbeträge der Schleifenschlüsse im 2. LN grösser, nämlich bei den Polygonen III, VII, IX, XIII, XVII und XVIII. Die grössten Werte sind dabei beim 1. LN: +35.6 mm (Polygon XVI; 287 km) und beim 2. LN: +39.4 mm (Polygon XIII; 294 km). Bei einer Schleifenlänge von 300 km und einem Messfehler von $\pm 1 \text{ mm} \cdot \text{km}^{-1}$ würde ein mittlerer Schleifenfehler von ± 17 mm erwartet.

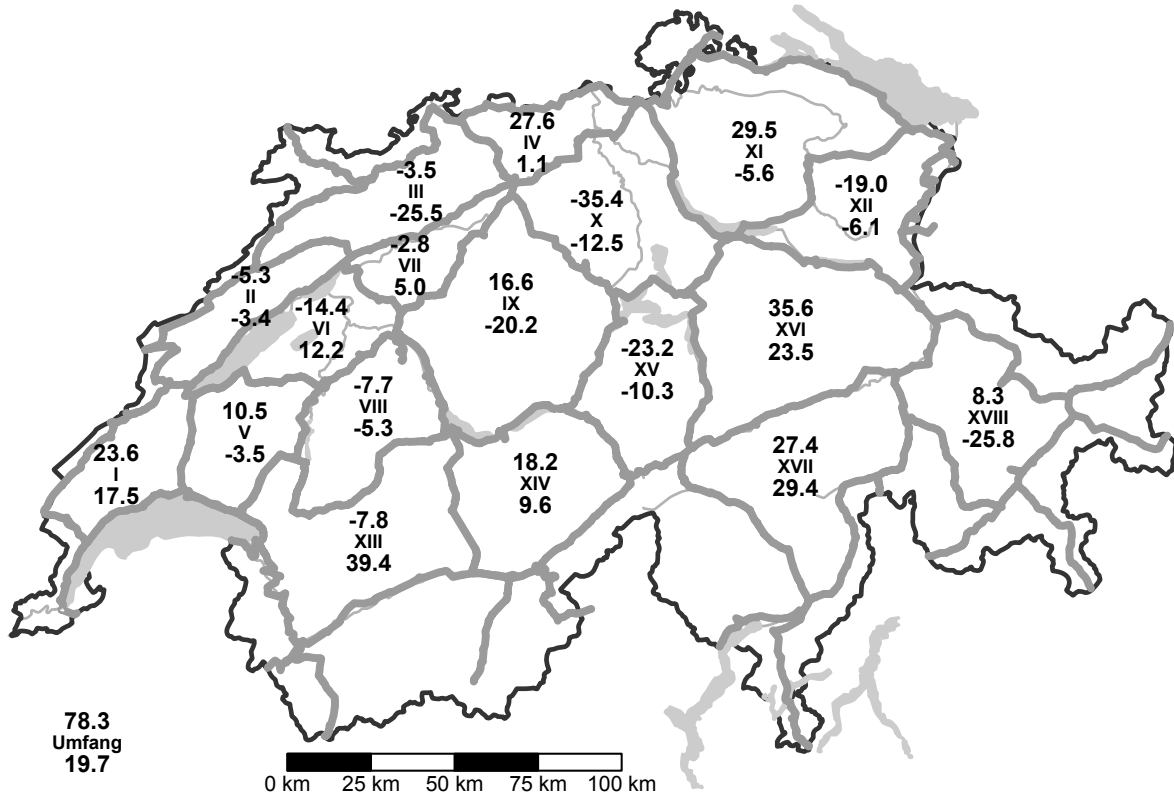


Abbildung 7.6-2: Reduzierte Schleifenschlüsse w der Hauptpolygone des Landesnivellements: oben 1. LN, unten 2. LN [mm]

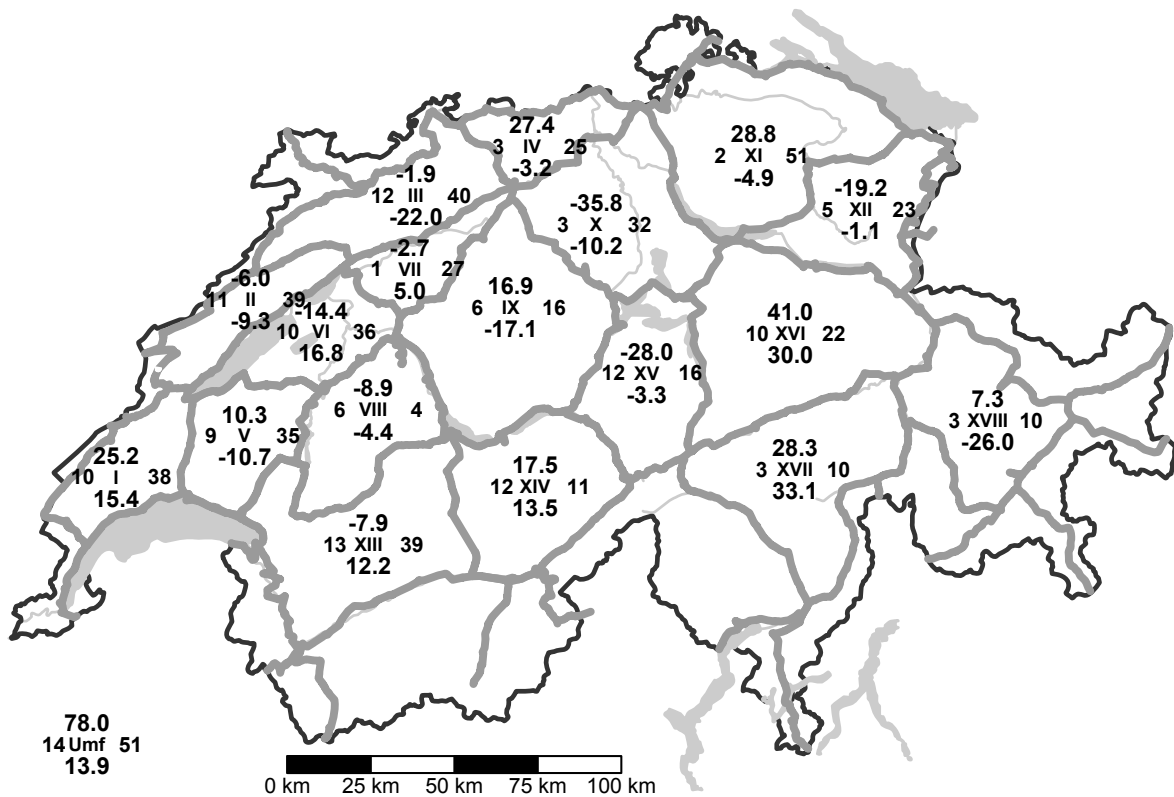


Abbildung 7.6-3: Um die kinematischen Widersprüche reduzierte Schleifenschlüsse der Hauptpolygone des Landesnivellements und Anzahl Jahre bis zur Vollendung einer Schlaufe: oben 1. LN, unten 2. LN [mm]; links Jahre 1. LN, rechts Jahre 2. LN.

Bei den Hauptpolygonen des Landeshöhennetzes wurde nun versucht, den kinematischen Widerspruch aufgrund der Knotengeschwindigkeiten zu quantifizieren. Berücksichtigt man diesen Wert ebenfalls am Messwiderspruch w , so resultieren hier Grössen, mit welchen man die effektive Qualität der Messungen noch besser bewerten könnte. Allerdings sind die geschätzten Punktbewegungen aus der kinematischen Ausgleichung mit den Schleifenschlüssen korreliert. Ein Schleifenschluss bildet jeweils eine Überbestimmung im Nivellementnetz und hat dadurch einen Einfluss auf die resultierenden Punktbewegungen.

Eine wesentliche Genauigkeitssteigerung in den korrigierten Messwidersprüchen ($w + w_{kin}$) ist in Abb. 7.6-3 nicht erkennbar. Einzelne Schlaufen zeigen leicht kleinere Widersprüche, wenige Schlaufen zeigen aber auch betragsmässig leicht grössere Werte. Eine offensichtliche Steigerung ist einzig beim Polygon 13 erkennbar. Hier wird der Widerspruch in der 2. Messepoche signifikant von 39.4 mm auf 12.2 mm verkleinert. Die Korrekturen sind allgemein in der 2. Messepoche ausgeprägter. Der Grund liegt in den wesentlich längeren Messzeiten, bis ein Hauptpolygon vollständig beobachtet war. Während in der ersten Messepoche die durchschnittliche Zeitdifferenz zwischen der ersten und der letzten Messung eines Polygons nur 7 Jahre betrug, stieg dieser Wert für die zweite Messepoche um mehr als das Dreifache auf 26 Jahre an. Zeitdifferenzen von bis zu 40 Jahren sind dabei keine Seltenheit. Der reine kinematische Widerspruch bewegt sich bei in der ersten Messepoche zwischen ± 5 mm, in der zweiten Messepoche zwischen ± 7 mm mit einer Ausnahme von -27 mm (Polygon XIII).

Detaillierte Angaben zu den kinematischen Widersprüchen und den berechneten Genauigkeiten sind in der Zusammenstellung in Kapitel 7.6-3 ersichtlich.

7.6.2 Die Berechnung der theoretischen Schleifenschlüsse z_0

Bereits in [Schürer 1944] wurden erstmals die theoretischen Schleifenschlüsse z_0 für die Hauptpolygone des Landesnivellements dokumentiert. Gerade in einem gebirgigen Land wie der Schweiz ist es lohnend, sich den Einfluss der Schwereanomalien auf die Schlaufenmessungen zu verdeutlichen.

Die theoretischen Schleifenschlüsse resultieren nicht automatisch aus der kinematischen Ausgleichung. Die vorliegende Berechnung erfolgt auch nicht streng nach Formel 2.3-17. Unter der Verwendung der reduzierten Schleifenschlüsse w aus 7.6.1 ergeben sich die theoretischen Schleifenschlüsse z_0 zu:

$$z_0 = w_0 - w \qquad 7.6-3$$

Die Formel setzt voraus, dass die Messfehler sowohl in den beobachteten wie auch in den reduzierten Schleifenschlüssen denselben Abschlusswiderspruch verursachen. Diese Annahme kann getroffen werden, da schon in 6.5.2 gezeigt wurde, dass der Einfluss der Schweremessungen auf die Genauigkeit der Potentiale resp. Potentialdifferenzen vernachlässigbar klein ist ($< 2\%$).

Dazu müssen aber zuerst die beobachteten Schleifenschlüsse w_0 ermittelt werden, welche wiederum die aufsummierten beobachteten Nivellement-Höhendifferenzen repräsentieren. Zu diesem Zwecke werden mit einem Hilfsprogramm in die reduzierten Messfiles (s. Punkt 2 in 7.2) anstelle der Potentialwerte die beobachteten Höhen eingesetzt. Die kinematische Berechnung wird nun wiederholt, indem die reinen Nivellementmessungen ausgeglichen werden und so in einem ersten Schritt auch die beobachteten Schleifenschlüsse w_0 resultieren⁶⁶.

In der Tabelle 7.6-2 sind die Resultate dieser Berechnungen aufgeführt, in Abb. 7.6-4 sind die beobachteten Schleifenschlüsse w_0 grafisch dargestellt. Die grössten Werte sind dabei im 1. LN mit -73.4 mm (Polygon XIII) und im 2. LN mit -48.4 mm (Polygon XVIII) zu finden. Auf den sehr grossen Wert von -73.4 mm wird bei der Betrachtung der theoretischen Schleifenschlüsse z_0 speziell eingegangen.

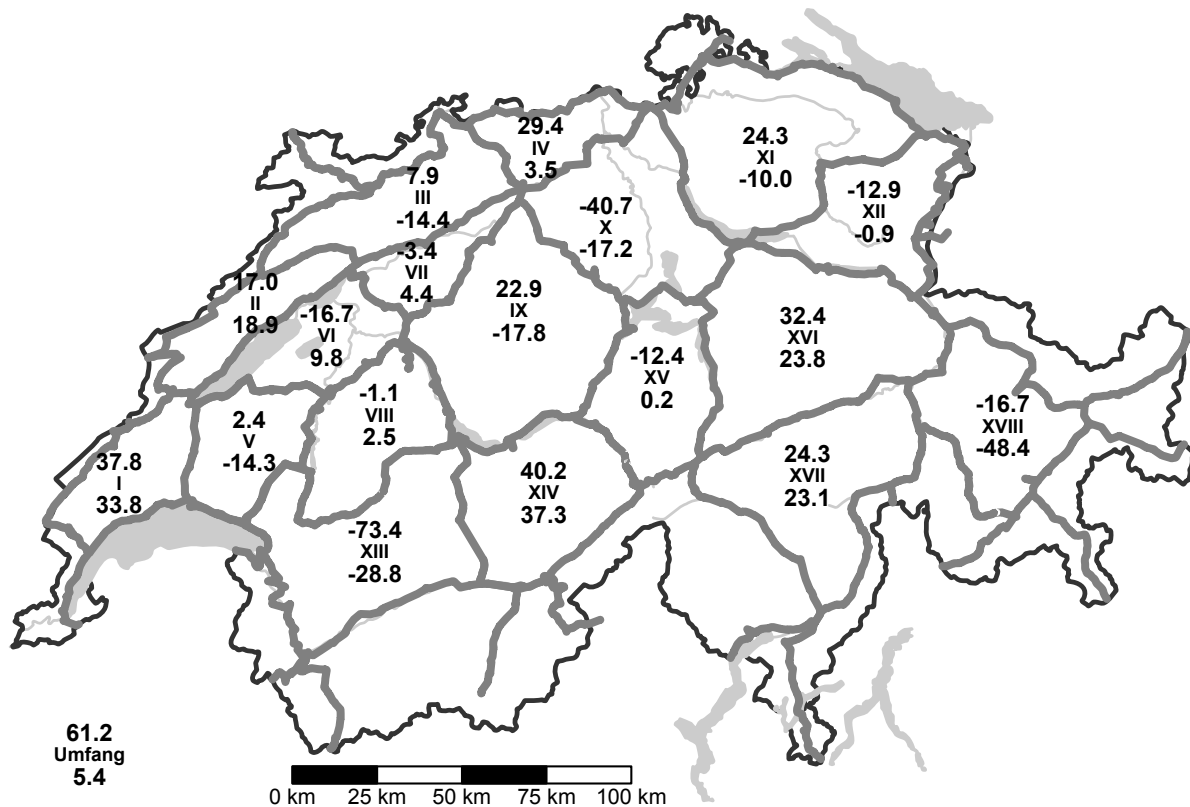


Abbildung 7.6-4: Die beobachteten Schleifenschlüsse w_0 der Hauptpolygone des Landeshöhennetzes: oben 1. LN, unten 2. LN [mm]

Die theoretischen Schleifenschlüsse z_0 können nun auf die in Formel 7.6-3 beschriebene Weise sowohl mit der Erst- wie auch mit der Zweitmessung des Landesnivellements berechnet und verglichen werden. In der nachfolgenden Abbildung 7.6-5 sind nur die Mittelwerte aufgeführt.

⁶⁶ Es handelt sich um die identische Ausgleichung, wie sie in Kapitel 12.3 zur Analyse von LN02 verwendet wird.

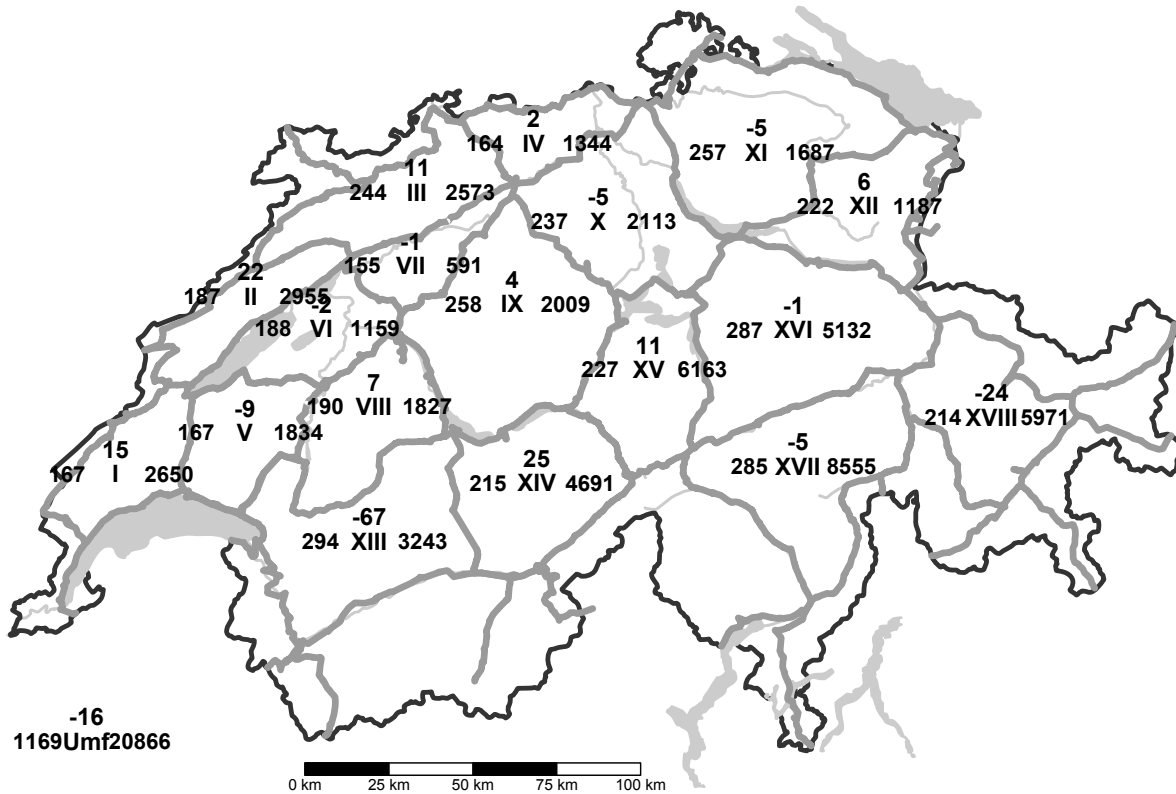


Abbildung 7.6-5: Die theoretischen Schleifenschlüsse z_0 des Landeshöhennetzes: oben z_0 [mm]; links: Länge des Polygons [km]; rechts: absolute Höhendifferenz [km]

Die resultierenden theoretischen Schleifenschlüsse z_0 zeigen doch ein überraschendes Bild (auch wenn die Resultate der Hauptpolygone bereits seit den Berechnungen von [Schürer 1944] bekannt waren). Der Grösste Wert befindet sich mit -67 mm im Polygon XIII, welches über knapp 300 km entlang den Freiburgeralpen, durch das Simmental, das Kandertal, den Lötschberg-Scheiteltunnel und über das untere Rhonetal führt.

Gegenüber den restlichen z_0 ist dieser Wert erstaunlich gross und führte dazu, dass das gesamte Polygon XIII nach vollendeter Erstmessung 1916 im 1. LN zwischen 1923 und 1927 nochmals vollständig nachgemessen wurde. Denn in Unkenntnis dieses z_0 wurde der beobachtete Schleifenschluss w_0 als viel zu gross und als eine Folge von systematischen Messfehlern betrachtet. Wie in Kapitel 7.6.1 hergeleitet, betrug der reduzierte Wert w im 1. LN jedoch nur -8 mm, was bezüglich der Polygonlänge von 294 km ein ausgesprochen gutes Resultat ist.

Es ist deshalb nicht erstaunlich und zeugt von der Integrität der Beteiligten, dass auch die Wiederholungsmessung in den Jahren 1923 - 1927 keine Besserung brachte. Der Abschnitt zwischen Gampel und Aigle (ca. 90 km) wurde innerhalb von einem Jahr sogar zweimal nivelliert. Die erste Wiederholungsmessung von 1926 hätte den Polygonschluss XIII auf $w_0 = -39$ mm reduziert. Die Doppelmessung wies in sich einen Widerspruch von 90 mm auf, sodass die Messung 1927 vollständig wiederholt wurde [Quelle: Gassmann 1927 und 1928].

Dass der beobachtete Schleifenschluss in der Zweitmessung an diesem Polygon -29 mm beträgt (s. Abb. 7.6-4), ist eine Folge des nicht berücksichtigten kinematischen Widerspruchs w_{kin} von -27 mm. Würde man diesen Wert ebenfalls korrigieren, so resultierte wiederum ein beobachteter Schleifenschluss w_θ von -56 mm.

Bei einer durchschnittlichen Länge der Hauptpolygone von 220 km und einer Messgenauigkeit von $\pm 0.6 \text{ mm}\cdot\text{km}^{-1}$ bis $1.0 \text{ mm}\cdot\text{km}^{-1}$ resultiert rechnerisch ein mittlerer beobachteter Schleifenschluss von $\pm 9 \text{ mm}$ bis 15 mm . Gegenüber diesen Schleifengenauigkeiten sind die theoretischen Schleifenschlüsse der Mittellandpolygone (IV bis XI) nur von marginaler Bedeutung.

Trotzdem ist es nicht so, dass generell die grossen Gebirgspolygone im Alpenraum automatisch die grössten z_θ aufweisen. So weist das Polygon XVI (mit 287 km eines der Längsten) mit nur -1 mm das kleinste z_θ des ganzen Netzes auf. Das mit 187 km eher kurze Polygon II im Neuenburger Jura besitzt ein z_θ von beachtlichen 22 mm. Länge und absolute Höhendifferenz sagen also nichts aus über den zu erwartenden theoretischen Schleifenschluss.

Dass die Berücksichtigung der theoretischen Schleifenschlüsse auf die Berechnung der Messgenauigkeit einen signifikanten Einfluss ausübt, wird in Tabelle 7.6-3 nachgewiesen.

7.6.3 Zusammenfassung und Genauigkeitsabschätzung aus den Schleifenschlüssen

Nachfolgende Tabelle fasst alle Resultate bezüglich den Schleifenschlüssen des Landeshöhennetzes zusammen:

Polygon	Länge [km]	ΔH abs. [m]	Beobachteter Schleifenschluss w_0		Reduzierter Schleifenschluss w		Kinematischer Widerspruch w_{kin}				Korrigierter Schleifenschluss ($w + w_{kin}$)		Theo. Schleifen- Schluss z_0^{67} [mm]
			1. LN [mm]	2. LN [mm]	1. LN [mm]	2. LN [mm]	1. LN [mm]	Δt [a]	2. LN [mm]	Δt [a]	1. LN [mm]	2. LN [mm]	
I	167	2650	37.8	33.8	23.6	17.5	1.5	10	-2.0	38	25.2	15.4	15
II	187	2955	17.0	18.9	-5.3	-3.4	-0.6	11	-5.9	39	-6.0	-9.3	22
III	244	2573	7.9	-14.4	-3.5	-25.5	1.7	12	3.5	40	-1.9	-22.0	11
IV	164	1344	29.4	3.5	27.6	1.1	-0.2	3	-4.3	25	27.4	-3.2	2
V	167	1834	2.4	-14.3	10.5	-3.5	-0.3	9	-7.2	35	10.3	-10.7	-9
VI	188	1159	-16.7	9.8	-14.4	12.2	0.0	10	4.5	36	-14.4	16.8	-2
VII	155	591	-3.4	4.4	-2.8	5.0	0.1	1	-0.1	27	-2.7	5.0	-1
VIII	190	1827	-1.1	2.5	-7.7	-5.3	-1.2	6	0.9	4	-8.9	-4.4	7
IX	258	2009	23.0	-17.8	16.6	-20.2	0.3	6	3.1	16	16.9	-17.1	4
X	237	2213	-40.7	-17.2	-35.4	-12.5	-0.4	3	2.3	32	-35.8	-10.2	-5
XI	257	1687	24.3	-10.0	29.5	-5.6	-0.7	2	0.7	51	28.8	-4.9	-5
XII	222	1187	-12.9	-0.9	-19.0	-6.1	-0.2	5	5.0	23	-19.2	-1.1	6
XIII	294	3243	-73.4	-28.8	-7.8	39.4	-0.1	13	-27.1	39	-7.9	12.2	-67
XIV	215	4691	40.2	37.3	18.2	9.6	-0.7	12	4.0	11	17.5	13.5	25
XV	227	6163	-12.4	0.2	-23.2	-10.3	-4.8	12	7.1	16	-28.0	-3.3	11
XVI	287	5132	32.4	23.8	35.6	23.5	5.4	10	6.5	22	41.0	30.0	-1
XVII	285	8555	24.3	23.1	27.4	29.4	1.0	3	3.6	10	28.3	33.1	-5
XVIII	214	5971	-16.7	-48.4	8.3	-25.8	-1.0	3	-0.3	10	7.3	-26.0	-24
Umfang	1169	20866	61.2	5.4	78.3	19.7	-0.3	14	-5.8	51	78.0	13.9	-16

Tabelle 7.6-2: Die Schleifenschlüsse der Hauptpolygone des Schweizerischen Landeshöhennetzes

⁶⁷ Mittelwert aus dem 1. und 2. LN nach der Formel $z_0 = w_0 - w$

Mit Hilfe der reduzierten Schleifenschlüsse w lassen sich auf einfache Art und Weise aussagekräftige Abschätzungen zur eigentlichen Messgenauigkeit des Landesnivellements durchführen. Der mittlere Kilometerfehler berechnet sich nach der Formel

$$m = \sqrt{\frac{\left[\frac{w^2}{L} \right]}{n}} \quad 7.6-4$$

wobei:

- L Länge der Schleife
n Anzahl der Polygone (ohne das Umfangspolygon)

		Nur Hauptpolygone		mit Sekundärpolygonen	
		m. F.	Anzahl	m. F.	Anzahl
beobachtete Schleifenschlüsse w_0	1. LN	±1.9 mm/km	18	±1.6 mm/km	46
	2. LN	±1.5 mm/km	18	±1.5 mm/km	45
reduzierte Schleifenschlüsse w	1. LN	±1.4 mm/km	18	±1.3 mm/km	46
	2. LN	±1.1 mm/km	18	±1.1 mm/km	45
kinematisch reduzierte Schleifenschlüsse ($w + w_{kin}$)	1. LN	±1.4 mm/km	18	±1.3 mm/km	46
	2. LN	±1.0 mm/km	18	±1.0 mm/km	45

Tabelle 7.6-3: Genauigkeitsabschätzung aus den Schleifenschlüssen

[Schürer 1944] hatte für das erste Landesnivellement mit den reduzierten Schleifenschlüssen den identischen mittleren Km-Fehler von ±1.40 mm ausgewiesen. Eine Ausgleichung ohne Berücksichtigung der theoretischen Schlussfehler ergab damals den Wert von ±1.8 mm·km⁻¹.

Sehr deutlich zeigt sich also der Einfluss des theoretischen Schleifenfehlers, welcher bei den beobachteten Schleifenschlüssen w_0 nicht berücksichtigt wurde. Den Haupteinfluss auf die Genauigkeit übt das Polygon 13 aus (s. Abb. 7.6-5). Berücksichtigt man diese Schlaufe im 1. LN nicht, so verringert sich der mittlere Km-Fehler aus den beobachteten Schleifenschlüssen auf ±1.6 mm. Die Genauigkeit bei den reduzierten Schleifenschlüssen wurde nicht wesentlich gesteigert.

Die Genauigkeitssteigerung durch die Berücksichtigung des kinematischen Widerspruchs ist nur geringfügig und kommt letztendlich nur in den Messungen des 2. LN (zweite Epoche) zum Tragen. Hier wird die Genauigkeit aufgrund der Haupt- und der Sekundärlinien-Schleifen um jeweils 10% auf ±1.0 mm/km gesteigert.

7.7 Die Hauptresultate der kinematischen Ausgleichung

7.7.1 Statistik zur kinematischen Ausgleichung

Aus der kinematischen Ausgleichung erhalten wir folgende statistischen Angaben:

Anzahl Beobachtungen (Potentialdifferenzen)	3'381
unbekannte Höhen	1'582
unbekannte Potentialänderungen	1'169
Total Unbekannte	2'751
Überbestimmung	630

Der mittlere Fehler der Gewichtseinheit a posteriori berechnet sich aus

$$m_0 = \sqrt{\frac{[pvv]}{n-u}} = \pm 1.34 \text{ mgpu} \approx \pm 1.4 \text{ mm}$$

wobei v der Verbesserung einer Beobachtung entspricht.

Dieser Wert entspricht der Genauigkeit a posteriori einer *nivellierten Strecke* mit einer *Distanz* von *1 km* und einer *Höhendifferenz* von *100 m* und ist daher nicht direkt mit der Messgenauigkeit aus den Schleifenschlüssen vergleichbar.

Der Fehlerquotient zwischen Gewichtseinheit a priori und a posteriori beträgt 0.92.

Die Anteile der einzelnen stochastischen Gruppen (s. Tab. 7.5-1) nehmen dabei folgende Werte an:

		FUER DIST=1 KM, DELTAH=100 M			
BOBACHTUNGEN	ANZAHL	MF	SCHLUSS	A PRIORI	QUOT.
GRUPPE 1	417	1.83	MUGP	2.00 MUGP	0.91
GRUPPE 2	820	1.25	MUGP	1.30 MUGP	0.96
GRUPPE 3	1249	1.11	MUGP	1.10 MUGP	1.01
GRUPPE 4	807	0.84	MUGP	1.10 MUGP	0.76
GRUPPE 5	27	1.00	MUGP	3.20 MUGP	0.31
GRUPPE 6	4	0.79	MUGP	1.60 MUGP	0.50
GRUPPE 9	66	9.03	MUGP	12.20 MUGP	0.74

Tabelle 7.7-1: Fehleranteile der einzelnen stochastischen Gruppen

7.7.2 Die ausgeglichenen geopotentiellen Koten und deren relativen mittleren Fehler gegenüber Zimmerwald Z_0

Erstes Hauptresultat der kinematischen Ausgleichung sind die ausgeglichenen geopotentiellen Koten. Sie legen den unverzwängten Höhenrahmen CHVRF04 resp. LHN95 fest und bilden die wichtige Grundlage für die Folgearbeiten in den Kapiteln 9 - 12, wie beispielsweise die Berechnung der unverzwängten orthometrischen Höhen und Normalhöhen für die Bestimmung des Geoidmodells CHGeo2004 [Marti und Schlatter 2005].

Natürlich interessieren als Interpretationsgrösse einer Ausgleichung nicht die Potentialwerte an sich sondern deren stochastischen Angaben a posteriori. In der folgenden Abb. 7.7-1 sind deshalb die mittleren Fehler der geopotentiellen Koten aus der kinematischen Gesamtausgleichung abgebildet. Es

handelt sich dabei um die relativen mittleren Fehler gegenüber dem Referenzpunkt Zimmerwald (Z_0), welcher die (minimale) Höhenlagerung festlegt. Die maximalen Fehler finden sich erwartungsgemäss bei den am weitesten entfernten Punkten im Engadin und betragen ca. ± 14 mgpu.

Die Fehler pflanzen sich im Wesentlichen mit der Quadratwurzel des Abstandes zum Referenzpunkt fort. Je dichter die Vernetzung der Polygone ist, umso günstiger wirkt sich dies auf die Fehlerfortpflanzung aus. Deutlich zu erkennen ist deshalb der Genauigkeitsabfall bei den offenen Nivellementlinien am Rande des Netzes. Der Einfluss der vertikalen Ausdehnung des Netzes auf die Genauigkeit ist weniger offensichtlich. Anomalien entstehen auch dort, wo zwischen den letzten Messungen und dem Referenzzeitpunkt grosse Zeiträume liegen (> 50 Jahre). Sichtbar ist dies nördlich von Lausanne und entlang der Linien am Jura-Südfuss.

Einige spezielle Kenngrössen zur Genauigkeit der geopotentiellen Knoten:

- Der mittlere Fehler der Potentialdifferenz Zimmerwald (Z_0) – RPN (Repère Pierre du Niton) beträgt ± 6.5 mgpu. In diesem Genauigkeitsrahmen bewegt sich somit auch die Festlegung des Potentials der Fundamentalstation Zimmerwald gegenüber dem alten Referenzpunkt RPN.
- Im Mittel betragen die relativen mittleren Fehler ± 6.5 mgpu, 75 % der Werte liegen innerhalb ± 7.1 mgpu.

Individuelle Angaben zur Genauigkeit der Potentialdifferenz zwischen bestimmten Punkten können als Funktion der Unbekannten aus der Kovarianzmatrix abgeleitet werden.

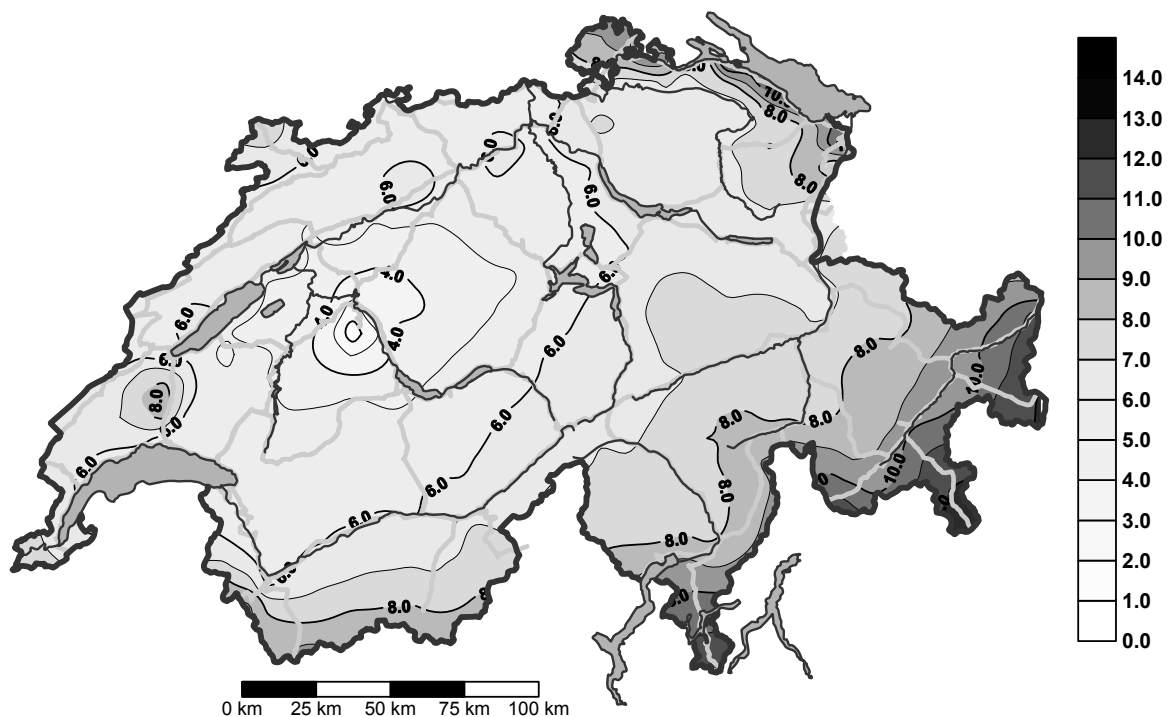


Abbildung 7.7-1: Die relativen mittleren Fehler der geopotentiellen Knoten gegenüber dem Referenzpunkt Zimmerwald [mgpu]

7.7.3 Die ausgeglichenen Potentialänderungen und deren relativen mittleren Fehler gegenüber der kinematischen Referenz Aarburg

Das zweite Hauptresultat der kinematischen Ausgleichung bilden die ausgeglichenen Potentialänderungen. Diesen Grössen und deren räumlichen Verteilung ist ein separates Kapitel gewidmet (s. Kapitel 8). Sie dienen nicht zuletzt als wertvolle Indikatoren für die rezenten, tektonisch bedingten Höhenänderungen in der Schweiz.

Die relativen mittleren Fehler der Potentialänderungen zeigen ein ähnliches Bild wie die relativen mittleren Fehler der Potentiale. Im Gegensatz dazu sind die Potentialänderungen aber im kinematischen Referenzpunkt Aarburg gelagert. Die distanzabhängige Fehlerfortpflanzung dominiert, nur in wenigen Gebieten ist auch der Einfluss der nivellierten Höhendifferenz erkennbar, dies hauptsächlich beim Lukmanierpass und beim Klausenpass. Bei diesen beiden Passnivellements wurden die Erstmessungen mit Holzlatten durchgeführt und in der kinematischen Ausgleichung entsprechend geringer gewichtet (s. Abb. 7.5-1).

Die maximalen Werte befinden sich trotzdem an den Netz-Randgebieten im Engadin, im Unterwallis und im Tessin mit $\pm 0.25 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$, $\pm 0.22 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$ und $\pm 0.24 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$. Die Genauigkeit zwischen benachbarten Punkten ist natürlich wesentlich höher und kann (wie bei den Potentialänderungen) mit Hilfe der Kovarianzmatrix als Funktion der Unbekannten berechnet werden.

Wiederum zwei Kenngrössen zu den relativen mittleren Fehlern der Potentialänderungen:

- Der mittlere Fehler der Potentialänderungen zwischen der kinematischen Referenz Aarburg und RPN beträgt $\pm 0.13 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$. Der adäquate Wert zu Zimmerwald kann nicht berechnet werden, da bis zum heutigen Zeitpunkt (Ende 2004) für den Referenzpunkt Zimmerwald (Z_0) nur eine Mess-epoche zur Verfügung steht.
- Im Mittel betragen die relativen mittleren Fehler der Potentialänderungen $\pm 0.12 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$; 75% aller Werte liegen innerhalb $\pm 0.13 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$.

7.7.4 Numerische Tests zum Einfluss des Höhenmassstabes

Hintergrund der nachfolgenden Tests ist die Tatsache, dass sog. symmetrisch-systematische Fehler im Präzisionsnivellement kaum aufzudecken sind. Die klassischen Beispiele dazu sind der Höhenmassstab wie auch die einseitige Refraktion in den Bergstrecken. Es ist nicht Bestandteil dieser Arbeit, Untersuchungen zu diesen Themen durchzuführen, zumal das Werkzeug der kinematischen Ausgleichung dazu nicht geeignet ist. Gerade deswegen sind die in Kapitel 7.7.2 und 7.7.3 dokumentierten stochastischen Angaben zu den geopotentiellen Koten und deren zeitlichen Änderungen immer mit dem entsprechenden Vorbehalt zu interpretieren.

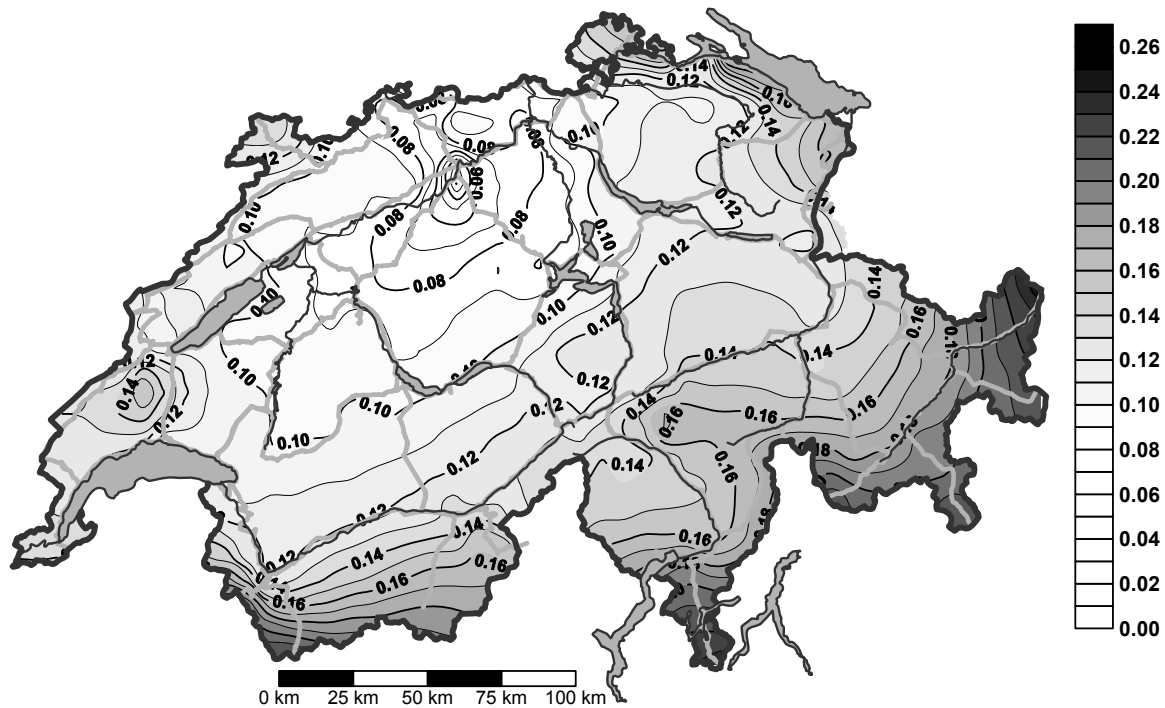


Abbildung 7.7-2: Die relativen mittleren Fehler der Potentialänderungen gegenüber dem Referenzpunkt Aarburg [$\text{mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$]

Die Wahl der a priori-Grössen des stochastischen Modells für die Messgruppen (Kapitel 7.5) ist ein Zusammenspiel der Erfahrungen aus Präzisions-Nivellementmessungen und dem iterativen Vorgehen in der kinematischen Ausgleichung. In der Tabelle 7.7-1 belegen die Fehleranteile a posteriori (MF Schluss) der einzelnen Messgruppen resp. die Quotienten zu den a priori Werten die Eignung dieser Wahl für die kinematische Ausgleichung. Sie deuten auch nicht auf eine einseitige systematische Verfälschung durch signifikant unterschiedliche Lattenmassstäbe hin.

Da die meisten Linien des schweizerischen Landeshöhennetzes nur zwei Mal beobachtet wurden, besteht zudem die Möglichkeit, dass ein Teil der unterschiedlichen Lattenmassstäbe in den a priori unbekanntem Potentialänderungen verschwindet. Bei den Bergstrecken mit mehr als zwei Messepochen wurden unterschiedliche Erfahrungen gemacht:

- Bei einigen Passnivellements wie Susten, Furka, Oberalp und Gotthard wurden die vorliegenden drei Messungen ausschliesslich mit Invarlatten ausgeführt. Es ergaben sich aus den Auswertungen keine Indizien, dass signifikant unterschiedliche Lattenmassstäbe vorliegen, was für die Qualität der Invarlatten seit der Einführung ab 1913 und deren Eichung spricht.
- Am Hauensteinpass liegen ebenfalls drei Messepochen vor, wobei die erste Messung aus dem Jahre 1911 mit Reversions- und Kompensationsmiren ausgeführt wurde. Eine Untersuchung im Rahmen tektonischer Studien für die Nagra im Jahre 1992 mit den Vergleichsmessungen aus den Jahren 1967/68 und 1991 hatte gezeigt, dass diese "Holz"-Lattenmessungen einen systematischen Massstab von ca. 120 ppm aufweisen [Schneider et al. 1992]. Für alle Berechnungen im Rahmen

des Projektes LHN95 wurden deshalb die alten Hauenstein-Messungen um diesen systematischen Massstab korrigiert.

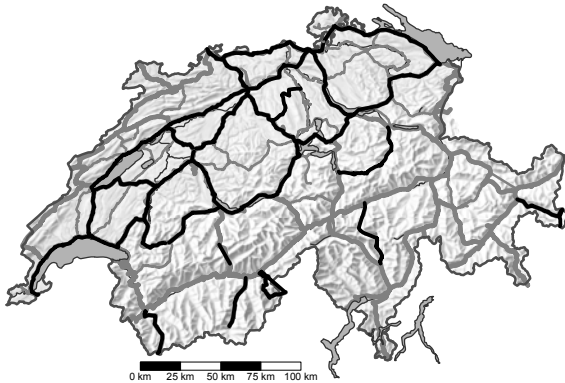


Abbildung 7.7-3: Messungen ohne Invarlatten (stochastische Gruppe 1)

Mit grosser Wahrscheinlichkeit, wenn auch nicht in der Grössenordnung wie am Hauenstein, dürften auch die restlichen Messungen der Gruppe 1 einen systematisch abweichenden Massstab aufweisen. Abb. 7.7-3 zeigt alle in die kinematische Ausgleichung eingehenden Messungen ohne Invarlatten. Wo nur zwei Beobachtungen vorliegen und die Knotenpunkte auf gleicher Höhe liegen, äussern sich die systematischen Einflüsse nicht in Netzzwängen sondern in höhenabhängigen Potentialänderungen.

Beispiele dazu sind am Klausen-, Ofen- und Lukmanierpass bekannt. Diese Netzverbindungen wurden für die Ausgleichung aufrecht erhalten, für die dazwischen liegenden Punkte entlang dieser Passstrecken wurde aber auf das Schätzen von Potentialänderungen bewusst verzichtet, indem pro Epoche eine "Höhen"-Unbekannte definiert wurde. So ist gewährleistet, dass die Netzverbindungen zur Genauigkeitssteigerung beitragen können. Das kinematische Modell, wie es in Kapitel 8 präsentiert wird, bleibt von diesen systematischen Fehlern im Wesentlichen unbeeinflusst.

Was mit der kinematischen Ausgleichung getestet werden kann, ist (neben unrealistischen Potentialänderungen) der Einfluss der stochastischen Werte a priori auf die ausgeglichenen Resultate. Zu diesem Zwecke wurde die Massstabsgenauigkeit a priori der Messgruppe 1 in zwei modifizierten Berechnungen zu ± 50 ppm resp. ± 100 ppm statt ± 10 ppm angenommen. Die Resultate wurden danach mit denjenigen der ursprünglichen kinematischen Ausgleichung verglichen und in Form von Isolinien in den Abbildungen 7.7-4 bis 7.7-6 dargestellt.

Der Einfluss auf die geopotentiellen Koten ist eher klein. Bei ± 50 ppm liegen die Änderungen zwischen -2.7 mgpu und $+1.9$ mgpu, bei ± 100 ppm sind es zwischen -3.7 mgpu und $+4.9$ mgpu. Diese Maximalwerte liegen im Beispiel ± 50 ppm in Rorschach (Bodensee) und in Steinenberg (Sattel - Schwyz), bei ± 100 ppm in Rorschach und in Essertines (VD). Diese lokalen Abweichungen wie in der Region Sattel (Schwyz) deuten auf Zwänge in der ursprünglichen Berechnung hin, welche sich nun mit abgeschwächter Gewichtung in Höhenänderungen äussern.

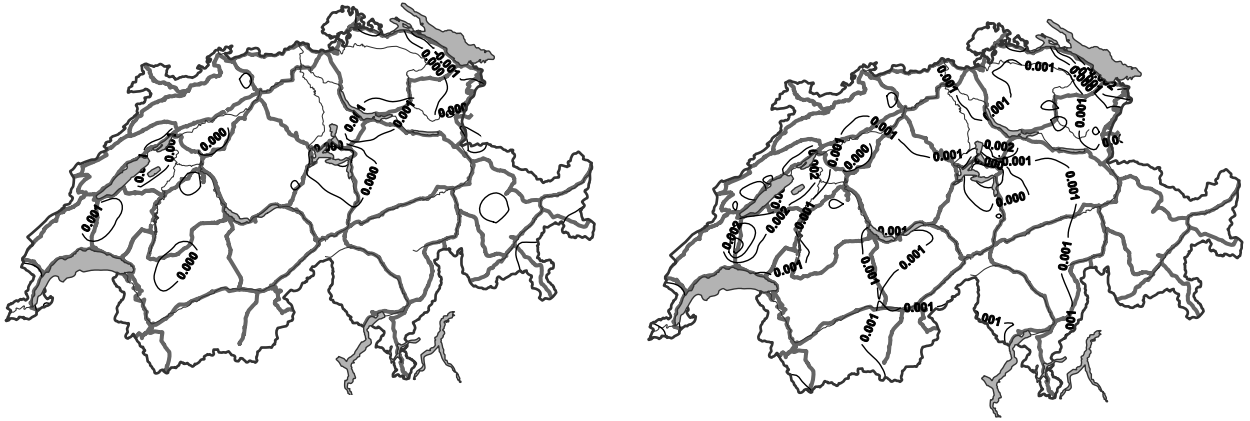


Abbildung 7.7-4: Einfluss der Änderung der Masstabgenauigkeit a priori der Messgruppe 1 auf die ausgeglichenen geopotentiellen Knoten [gpu]: statt ± 10 ppm links ± 50 ppm; rechts ± 100 ppm

Bei Essertines ist es nicht der direkte Effekt der Gruppe 1 - Messungen. Die letzte Messung entlang dieser Strecke datiert aus dem Jahre 1912. Die grossen Unterschiede in den Potentialen in dieser Region resultieren aus dem Einfluss der Geschwindigkeitsänderungen auf die Extrapolation der Werte von 1912 in das Jahr 1993.

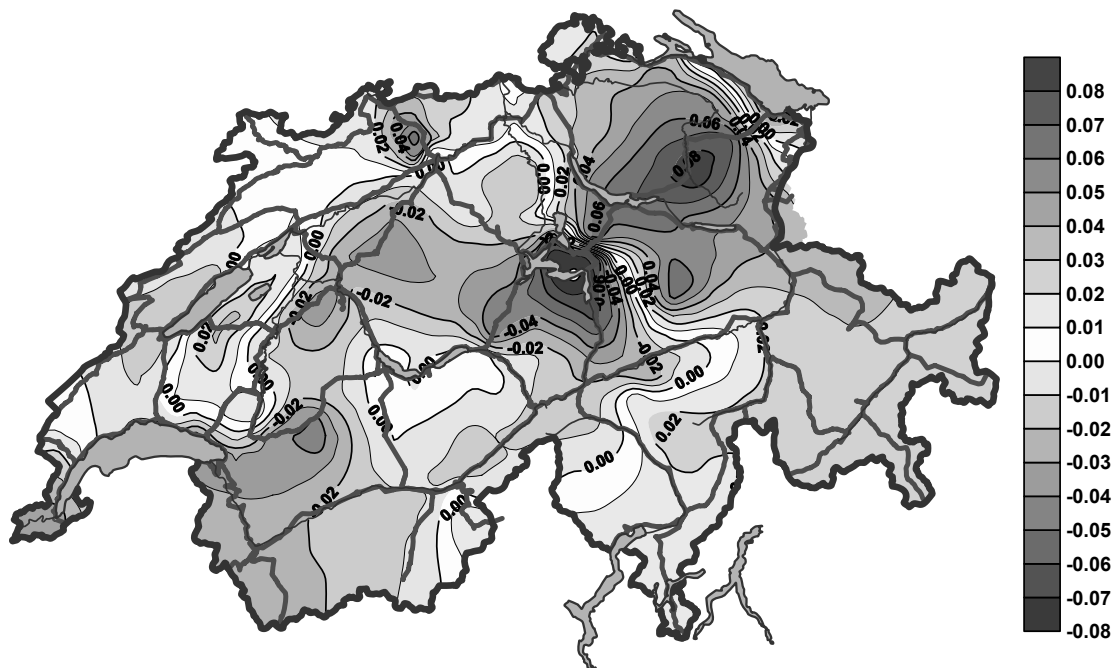


Abbildung 7.7-5: Einfluss der Änderung der Masstabgenauigkeit a priori der Messgruppe 1 von ± 10 ppm auf ± 50 ppm auf die ausgeglichenen zeitlichen Potentialänderungen in [$\text{mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$].

In der Wahrnehmung wesentlich grösser erscheint der Einfluss auf die jährlichen Potentialänderungen. Die Maximalwerte betragen: bei ± 50 ppm: -0.089 und $+0.126$ mgpu/a; bei ± 100 ppm: -0.151 und $+0.169$ mgpu/a. Sie liegen in beiden Fällen am Hauensteinpass und in Steinen-Schwyz. Diese Änderungen treten nun überall dort markant auf, wo Messungen der Gruppe 1 mit bedeutenden

Höhenänderungen vorliegen. In den restlichen Gegenden sind die vorhandenen Effekte eher als Randeffekte zu bewerten.

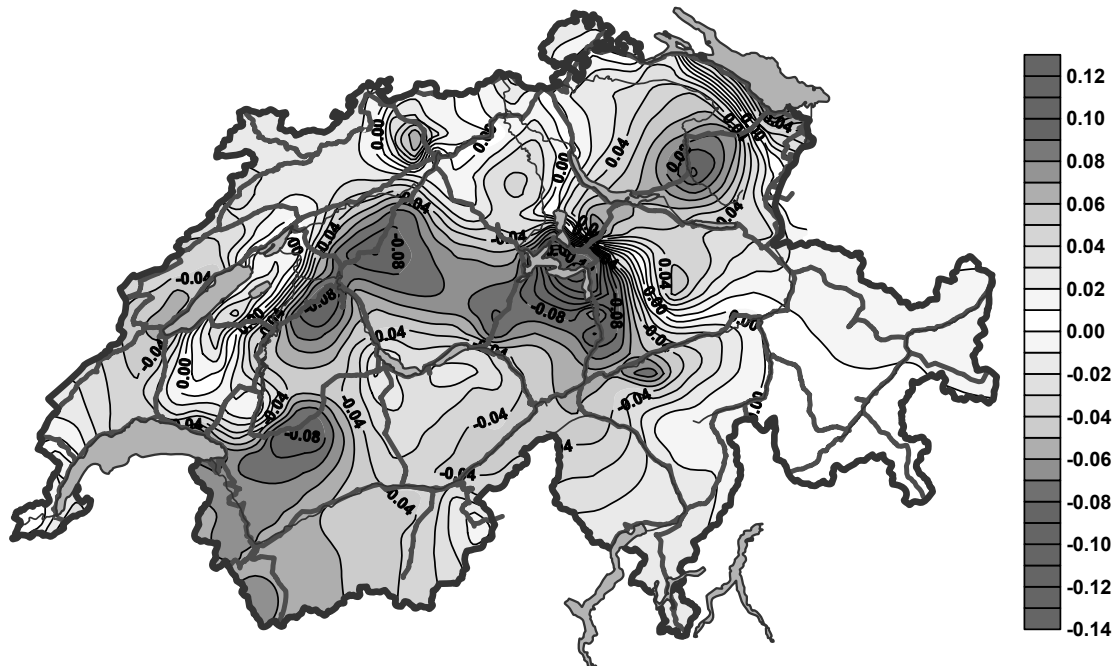


Abbildung 7.7-6: Einfluss der Änderung des Lattenmassstabes a priori der Messgruppe 1 von ± 10 ppm auf ± 100 ppm auf die ausgeglichenen jährlichen Potentialänderungen in $[\text{mgpu}\cdot\text{a}^{-1}]$.

Mit diesen Testrechnungen kann nicht der Einfluss einer allfälligen systematischen Verfälschung ermittelt werden. Es können auch keine Aussagen abgeleitet werden, welches nun die signifikanteren Resultate sind. Sie zeigen aber, wo sich systematische Massstabsungenauigkeiten der Gruppe Messgruppe 1 vor allem auswirken würden. Wesentlich ist daher die Erkenntnis, dass entlang den Linien der Messgruppe 1 insbesondere bei grösseren Höhendifferenzen die resultierenden Potentialänderungen mit der entsprechend Vorsicht interpretiert werden müssen.

8. Rezente vertikale Bewegungen und geophysikalische Interpretation

8.1 Einleitung

8.1.1 Geodäsie und Geodynamik

'Die Geodäsie ist die Wissenschaft von der Ausmessung und der Abbildung der Erdoberfläche [Helmert 1880]'. Dies ist die klassische Definition der Erdmessung von *Friedrich Robert Helmert* (1843 – 1917), einer der bedeutendsten Geodäten der Neuzeit. Diese allgemeine und eher statische Aussage hatte Helmert selber im Jahre 1891 mit sehr viel Weitblick erweitert, indem er über das Nivellement folgendes festhielt:

'Diese Arbeiten haben zudem nicht nur die Bedeutung, die geodätische Grundlage der Höhenbestimmung: das mittlere Niveau der Meere, genauer zu erforschen, sondern sie bieten uns damit zugleich das feinste Mittel, die zeitlichen Veränderungen des Erdkörpers zu erkennen.

Obwohl die letzteren im allgemeinen nur ganz langsam fortschreitende sind und in einigen Decennien in der Regel kaum bemerkbar werden, so wird doch die Erdmessung bei der fortschreitenden Verfeinerung ihrer Hilfsmittel mehr und mehr gezwungen sein, sie zu berücksichtigen [Helmert 1891].

Genau in diesem Spannungsfeld zwischen dem *'Erkennen von Veränderungen'* und dem *'Berücksichtigen der Veränderungen'* bewegt sich auch das vorliegende Kapitel. Nicht nur das Berechnen von vertikalen Änderungen der Höhenfixpunkte aus den Messungen des Landesnivellements ist von Interesse. Die Bestimmung eines modernen und möglichst präzisen Höhenrahmens erfordert zunehmend auch das Modellieren der festgestellten Bewegungen, insbesondere dort, wo keine wiederholten Messungen zur Verfügung stehen.

Die Wissenschaft der Geodynamik und der Beitrag der Geodäsie zu derselben sind sehr jung. Die Theorie zur Verschiebung der lithosphärischen Platten, der sog. Plattentektonik, wurde erst 1915 von Alfred Wegener (1880 – 1930) entworfen und es dauerte bis Mitte des 20. Jahrhunderts, bis eine eigentliche Renaissance in der Erforschung der geodynamischen Prozesse der Lithosphäre eingetreten ist. Die Plattentektonik, wie wir sie heute kennen, wurde dabei zuerst aus Forschungsergebnissen aus den Tiefen der Ozeane bewiesen. Topografische Karten und magnetische Messdaten mit Altersangaben des Ozeanbodens sowie genaue Karten der Verteilung der Erdbebenepizentren bildeten ein erstes, einheitliches Modell [Stüwe 2000]. Nicht zuletzt die kosmischen (VLBI: Very Long Baseline Interferometry) und die satellitengeodätischen Methoden (u. a. SLR: Satellite Laser Ranging, GPS) leisten heutzutage einen bedeutenden Beitrag zur Quantifizierung dieser globalen, rezenten Plattenbewegungen.

Helmerts visionäre Abhandlung wurde in der modernen Geodäsie zur Realität. Mit den satellitengeodätischen Messmethoden (GNSS: Global Navigation Satellite System) lassen sich die Plattenbewegungen in der Grössenordnung von einigen cm/Jahr beinahe in Echtzeit nachweisen. Dies führte dazu, dass Angaben zur zeitlichen Änderungen der Koordinaten ein wichtiger Teil der Definition eines globalen Referenzsystems resp. dessen Referenzrahmens geworden sind.

8.1.2 Inhalt und Bedeutung des vorliegenden Kapitels

Das vorliegende Kapitel beschränkt sich auf die Herleitung, Erklärung und Interpretation von rezenten vertikalen Bewegungen, welche mit der Methode des Präzisionsnivellements in der Schweiz bestimmt wurden. Nebst einigen Erklärungen zu Begriffen der reinen Geodynamik wird in den ersten beiden Unterkapiteln (8.2 und 8.3) versucht, einen allgemeinen Überblick über die Ursachen vertikaler Punkt-bewegungen zu geben.

Ein weiteres Unterkapitel (8.4) soll die Möglichkeiten und Grenzen des Präzisionsnivellements bezüglich tektonischer Untersuchungen aufzeigen. Die bisher getätigten Arbeiten mit Daten des schweizerischen Landesnivellements werden danach aufgelistet und geben dazu einen guten Überblick (8.5).

Anhand der Resultate aus der in Kapitel 7 beschriebenen kinematischen Ausgleichung werden die aktuellsten *rezenten vertikalen Bewegungen* in der Schweiz präsentiert. Aus den diskreten Resultaten auf den ausgewählten Punkten des Landeshöhennetzes wird das Modell CHKLM95 gebildet, welches für das ergänzende Höhensystem zur neuen Landesvermessung LV95 von Bedeutung ist (8.6). Die landesweiten Resultate werden zudem mit Ergebnissen von lokalen Untersuchungen der letzten 8 Jahre verfeinert. Der Einfluss des kinematischen Modells der vertikalen Bewegungen auf die Höhenrahmen wird in den Kapiteln 11 und 12 aufgezeigt.

Das Unterkapitel 8.7 ist ein bescheidener Versuch einer einfachen geophysikalischen Interpretation aufgrund der vorgängig präsentierten Resultate.

8.2 Einige Definitionen und Begriffserklärungen zu geodynamischen Prozessen

Die meisten der vorliegenden Definition und Erläuterungen wurden [Stüwe 2000] und [Müller et. al 2002] entnommen oder zumindest daran angelehnt. Sie sollen helfen, eine präzisere Ausdrucksweise zwischen der geophysikalischen und der geodätischen Terminologie in dieser Arbeit festzulegen.

8.2.1 Tektonik, Neotektonik und rezente Tektonik

Als *Tektonik* wird das Teilgebiet der Geologie verstanden, welches sich mit dem Aufbau der Erdkruste und ihren inneren Bewegungen befasst.

Der Begriff *Neotektonik* wurde erstmals eingeführt, um tektonische Bewegungen zu beschreiben, die seit dem *Neogen* (Formation des Tertiärs) eingetreten sind und bis heute andauern können. In der modernen Literatur wird der Begriff nur noch selten im Sinne der Erstdefinition gebraucht. Neotektonik steht heute meistens für junge Bewegungen nicht näher bestimmten Alters oder zeitlicher Eingrenzung, die bis in die Gegenwart aktiv sein können.

Im Gegensatz zur Neotektonik werden unter dem Begriff *rezente Tektonik* Krustenbewegungen verstanden, die mittels der Analyse von Erdbeben lokalisiert und datiert oder aufgrund von geodätischen Messungen quantifiziert wurden. Rezente Tektonik umfasst also Bewegungen der Lithosphäre, welche in der Gegenwart bzw. der jüngsten Vergangenheit festgestellt wurden.

Der Begriff der *rezenten Bewegungen* wird im vorliegenden Bericht verwendet, um als Verallgemeinerung alle geometrischen Veränderungen von Messpunkten zu bezeichnen, welche anhand der wiederholten geodätischen Messungen festgestellt wurden, deren Ursachen aber letztendlich nicht genauer spezifiziert oder nicht einzig tektonischer Natur sind.

8.2.2 Endogene, exogene und anthropogene Bewegungen

Unter *endogenen Bewegungen* versteht man all diejenigen geodynamischen Prozesse, welche von Kräften aus dem Erdinneren erzeugt wurden. Beispiele dafür sind alle tektonischen Vorgänge wie die Orogenese (Gebirgsbildung) aufgrund der Kollisionen kontinentaler Kruste, Vulkanismus entlang von Subduktionszonen, Grabenbrüche, Rückenbildung (Aufbrechen von Meereskruste) etc.

Unter *exogener Bewegung* fallen alle Änderungen, welche von Kräften ableitbar sind, die auf die Erdoberfläche einwirken wie Wasser, Atmosphäre, Organismen, Körper aus dem Weltall etc. Beispiele exogen induzierter Bewegungen sind die Einflüsse von Wasser und Eis (Gletscher), Grundwasser-Schwankungen, aber auch Rutschungen, Kompaktion von Lockergestein, Meteoriteneinschläge etc. Unter den Begriff exogen fallen auch alle Bewegungen, welche durch menschlichen Eingriff entstanden sind. Allerdings spricht man dann vor allem von *anthropogenen* Einflüssen resp. Bewegungen.

8.2.3 Isostasie und isostatische Ausgleichsbewegungen

Isostasie ist der geologische Fachbegriff für das Schwimmgleichgewicht innerhalb der Lithosphäre. Dabei geht man davon aus, dass innerhalb der festen Erde ein Bezugsniveau existiert, auf das die darüber liegenden Gesteine den gleichen hydrostatischen Druck ausüben. Die Isostasie ist der Ausdruck für ein statisches Gleichgewicht und damit unabhängig von der Zeit. Man unterscheidet in der Fachliteratur die *hydrostatische Isostasie* und die *Flexurisostasie*. Während Erstere ein reines Spannungsgleichgewicht in vertikaler Richtung darstellt (unabhängige Betrachtung von einzelnen Säulen), berücksichtigt die Flexurisostasie auch die Scherspannungen zwischen den Säulen.

Abbildung 8.2-1 zeigt die beiden bekannten Modelle von *Pratt-Hayford* und *Airy-Heiskanen* zur hydrostatischen Isostasie.

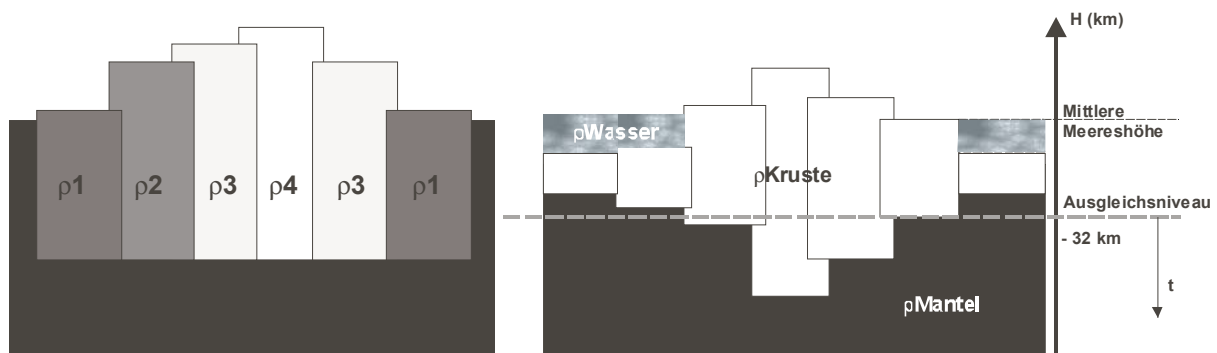


Abbildung 8.2-1: Schematische Abbildungen zum hydrostatischen Gleichgewicht von Gebirgen: links das Modell von *Pratt-Hayford* (je dunkler eingefärbt, desto höher die Dichte der Gesteinssäule); rechts das Modell von *Airy-Heiskanen*.

Vor allem aus seismischen Messungen weiss man, dass die Krustenmächtigkeit resp. die Tiefenlage der Moho-Diskontinuität sehr unterschiedlich ist. Zudem sind Gebirge wie die Alpen im Wesentlichen ein Produkt der Kompression zweier Lithosphärenplatten, sodass die Annahme einer variablen Dichte in Abhängigkeit der Gebirgshöhe kaum gerechtfertigt ist. Deshalb findet das Airy-Heiskanen-Modell heute weltweite Verwendung

Unter Vernachlässigung der Änderung der Schwerebeschleunigung mit der Tiefe und der Konvergenz der Erdradien kann das Airy-Heiskanen-Modell für Gebirgsverhältnisse unter Kontinenten wie folgt umschrieben werden:

$$t = H \cdot \frac{\rho_c}{\rho_m - \rho_c} \quad (8.2-1)$$

wobei:

H	=	Höhe der Topografie über Meereshöhe
ρ_m	=	Dichte des Mantelgesteins ($\approx 3.27 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$)
ρ_c	=	Dichte des Krustengesteins ($\approx 2.67 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$)
t	=	Mächtigkeit der Wurzelzone des Gebirges (unter Ausgleichsniveau)

Wegen der Festigkeit der Erdkruste kann die isostatische Kompensation nicht für beliebig kleine topografische Massen stattfinden. *Vening-Meinesz* modifizierte das Airy-Heiskanen-Modell hinsichtlich eines flexurisostatischen Modells. Man betrachtet die Erdkruste als unendlich ausgedehnte, elastische Platte, welche auf dem viskosen oberen Mantel schwimmt und durch die topografischen Massen mehr oder weniger durchgebogen wird. Das Gewicht der Topografie wird sowohl durch den Auftrieb der eingetauchten Platte, daneben aber auch durch das Biegemoment der elastisch verbogenen Platte kompensiert. Nach [Klingelé und Kissling 1982] berechnet sich die Durchbiegung f der Platte von der Normallage direkt unter der punktuellen Auflast P im Vening-Meinesz-Modell zu:

$$f = \frac{P}{8(\rho_m - \rho_c) \cdot L^2} \quad (8.2-2)$$

mit

$$L^2 = \sqrt{\left(\frac{m^2 \cdot E \cdot t^3}{12(m^2 - 1)(\rho_c - \rho_m)g} \right)} \quad (8.2-3)$$

(wobei L die Dimension einer Länge hat)

mit:	f	=	Durchbiegung der Platte
	P	=	Punktuelle Auflast
	ρ_m	=	Dichte des Mantelgesteins ($\approx 3.27 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$)
	ρ_c	=	Dichte des Krustengesteins ($\approx 2.67 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$)
	m	=	Poisson'sche Querkontraktionszahl
	E	=	Elastizitätsmodul der Erdkruste
	t	=	Mächtigkeit der Erdkruste (Dicke der verbogenen Platte)
	g	=	Schwerebeschleunigung der Erde

Als *isostatische Ausgleichsbewegung* bezeichnet man den Vorgang, bis das isostatische Gleichgewicht wieder erreicht ist. Ein isostatisches Ungleichgewicht kann auf verschiedene Arten entstehen. Beispielsweise kann eine kontinentale Platte im Rahmen einer Orogenese (entsprechend der Alpenbildung) durch die Last einer anderen Platte heruntergedrückt werden.

Der Grad dieses Ungleichgewichtes ist gravimetrisch messbar, indem die Unterschiede im Erdschleunigungsfeld erfasst und daraus Massenunterschiede abgeleitet werden können. Die Grundlage für die Berechnung dieses isostatischen Ungleichgewichtes sind die Bouguer-Anomalien Δg_{Boug} . Bouguer-Anomalien sind die um die Normalschwere (γ_0), die topografische Reduktion δg_{Top} und den Freiluftgradienten δg_{Frei} korrigierten Oberflächenschweren:

$$\Delta g_{Boug} = g - \delta g_{Top} + \delta g_{Frei} - \gamma_0 \quad (8.2-4)$$

Werden die Bouguer-Anomalien nun noch um die sog. isostatische Wirkung δg_{Iso} reduziert, welche dem Einfluss des gewählten isostatischen Modells entspricht, so resultieren die *isostatischen Anomalien* Δg_{Iso} :

$$\Delta g_{Iso} = g - \delta g_{Top} + \delta g_{Iso} + \delta g_{Frei} - \gamma_0 \quad (8.2-5)$$

Unabhängig vom gewählten isostatischen Modell ist die Bedeutung der isostatischen Anomalien. Sind die Δg_{Iso} nahe bei Null, so befindet sich das entsprechende Gebiet im Gleichgewicht und es sind keine isostatischen Ausgleichsbewegungen zu erwarten. Gebiete mit negativen Δg_{Iso} lassen relative Hebungen erwarten; Gebiete mit positiven Δg_{Iso} sollten dementsprechend mit Senkungen begleitet sein.

Isostatische Ausgleichsbewegungen müssen aber nicht zwingend eine tektonische Ursache haben. Anhand von Landhebungen, die seit dem Abschmelzen des Eises der letzten Kaltzeit stattfanden, ist erkennbar, dass isostatische Ausgleichsbewegungen in der Grössenordnung von 10^4 Jahren ablaufen. In Skandinavien konnten sog. *postglaziale isostatische Ausgleichsraten* (engl. *postglacial rebound*) in der Grössenordnung von mehreren mm/Jahr mit Hilfe von Präzisionsnivellements festgestellt werden [Mäkinen and Saaranen 1998].

8.2.4 Hebung, Freilegung und Erosion

Vertikale Bewegungen der Erdoberfläche relativ zu einer unbewegten Bezugslithosphäre werden als *Hebung* (engl. *uplift*) oder *Absenkung* (engl. *subsidence*) bezeichnet. Diese beiden Begriffe sollten somit für alle morphologischen Erscheinungen verwendet werden, welche auf der Erdoberfläche direkt beobachtbar sind, also auch alle aus geodätischen Messungen abgeleiteten Bewegungen.

Im Gegensatz dazu werden Gesteinsbewegungen, die relativ zur Erdoberfläche stattfinden, als *Freilegung* (eng. *exhumation*) oder *Versenkung* bezeichnet (engl. *burial*), je nach dem ob eine Auf- oder Abwärtsbewegung vorliegt. In der Geomorphologie wird der Begriff Exhumation nur dann verwendet, wenn etwas auf der Erdoberfläche freigelegt wird, was früher schon einmal an der Oberfläche lag.

Die Geschwindigkeiten mit denen Hebung und Freilegung vor sich gehen, sind die Hebungs- (Uplift-) resp. die Freilegungsraten (Exhumationsrate) mit den Einheiten [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]; man bezeichnet sie mit v_{up} und v_{ex} und definierte sie nach oben positiv und nach unten als negativ.

Die eigentliche Gesteinsbewegungsrate (engl. *uplift rate of rocks*) v_{ro} ist die Summe der beiden Raten:

$$v_{ro} = v_{up} + v_{ex} \quad (8.2-6)$$

Sie beschreibt nun die vertikale Bewegung von Gesteinen relativ zu einer ortsfesten (unbewegten) Bezugslithosphäre. Findet keine Exhumation statt, so ist $v_{ro} = v_{up}$.

Im Zusammenhang mit der durch die Kompression zweier kontinentaler Platten entstehenden Orogenese (Gebirgsbildung) wird oft von Exhumation gesprochen, obwohl eigentlich Uplift oder Hebung gemeint ist. Exhumation kann in diesem Zusammenhang nur durch gleichzeitige *Erosion* verursacht werden. Um es an einem einfachen Beispiel zu verdeutlichen: mit den geodätischen Messmethoden, welche sich an Messmarken orientieren, sind nur Hebungen (oder Senkungen) feststellbar,

da die Messpunkte ja an fixen Bezugsobjekten verankert sind. Die Exhumation (Freilegen älterer Gesteinsformation) ist nicht direkt eine Folge der Hebung, sondern der Erosion oder der Abschiebung einzelner Decken.

Folgende schematische Darstellung aus [Stüwe 2000] soll die vertikalen Bewegungen von Gesteinen relativ zur Oberfläche einer unverformten Bezugslithosphäre verdeutlichen:

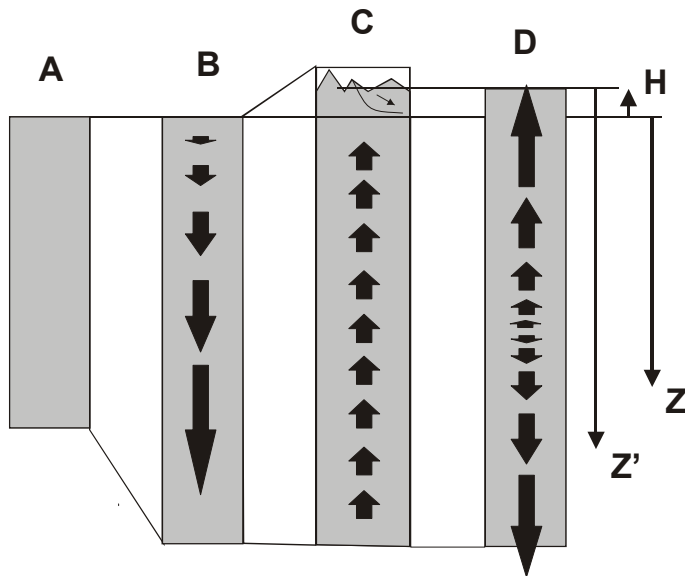


Abbildung 8.2-2: Schematische Darstellung vertikaler Gesteinsbewegungen (v_{ro}). A: (ungestörte) Bezugslithosphäre; B: Bewegung aufgrund der Kompression der Lithosphäre; C: Bewegung aufgrund von Materialabtrag an der Oberfläche; D: Bewegung bei gleichzeitiger Deformation und Materialabtrag (aus [Stüwe 2000]).

Wenn in den nachfolgenden Kapiteln vertikale Bewegungen aus Präzisions-Nivellementmessungen berechnet und analysiert werden, so handelt es sich immer um Hebungs- oder Absenkungsraten (v_{up}). Im Weiteren muss man für das Verständnis der rezenten, tektonisch bedingten Hebungen sich folgenden Ablauf vor Augen führen:

1. Die Verkürzung der Erdkruste durch die Kompression zweier Platten in horizontaler Richtung kann zur Gebirgsbildung und somit zu *Hebungen* der Erdoberfläche führen.
2. Die Kompression zweier kontinentaler Platten führt jedoch nur zur *Versenkung* von Gesteinen, indem die Kruste verdickt wird.
3. Durch die Versenkung der Gesteine entsteht ein Schwimm-Ungleichgewicht der Erdkruste im oberen Erdmantel. Die Folge ist eine *isostatische vertikale Ausgleichsbewegung* der Gesteinssäule.
4. Materialabtrag an der Oberfläche (*Erosion*) führt zur *Exhumation* darunter liegender Gesteine und trägt gleichzeitig zur isostatischen vertikalen Ausgleichsbewegung bei (analog dem Entladen eines Schiffes).
5. Verkürzung, Erosion und isostatische Ausgleichsbewegungen sind komplexe Vorgänge, welche in der Regel nicht alle gleichzeitig stattfinden.

[Stüwe 2000] wählte folgende kinematische Beschreibung für die Höhenentwicklung eines *isostatisch kompensierten* Gebirges:

$$\frac{dH}{dt} = v_{up} = v_{er}b - \dot{\epsilon}(H + a) \quad (8.2-7)$$

wobei: v_{er} = Erosionsrate
 $\dot{\epsilon}$ = Verformungsrate (engl. *strain rate*)

Die Gleichung 8.2-7 beschreibt die Höhenänderung bei gleichzeitigem Materialabtrag an der Oberfläche durch Erosion und Dehnung in vertikaler Richtung aufgrund einer Verkürzung in horizontaler Richtung (Fall D in Abb. 8.2-2). Die Konstanten a und b beinhalten zum einen den Einfluss der Höhenänderung aufgrund der Dichteunterschiede zwischen Krusten- und Mantelgestein (δ , linkes Glied von 8.2-8) und zum anderen den Anteil der thermisch bedingten Ausdehnung der Gesteine (ξ , rechtes Glied):

$$b = (\delta - \xi) = \left(\frac{\rho_m - \rho_c}{\rho_m} - \alpha \frac{T_1 - T_S}{2} \right) \quad (8.2-8)$$

und

$$a = (\delta \cdot z_c - \xi \cdot z_1) \quad (8.2-9)$$

wobei: T_1 = Temperatur der Lithosphärenbasis ($\approx 1'280^\circ\text{C}$)
 T_S = Temperatur der Erdoberfläche
 ρ_m = Dichte des Mantelgesteins ($\approx 3'200 \text{ kgm}^{-3}$)
 ρ_c = Dichte des Krustengesteins ($\approx 2'700 \text{ kgm}^{-3}$)
 z_1 = Tiefe der Lithosphärenbasis ($\approx 100 \text{ km}$)
 z_c = Tiefe der Kruste ($\approx 35 \text{ km}$)
 α = thermische Expansionskoeffizient ($\approx 3 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$)

Setzt man für 8.2-8 vernünftige Werte ein, so erhält man für die beiden Konstanten $\delta \approx 0.15$ und $\xi \approx 0.018$. Der Einfluss des Material- resp. Dichteunterschiedes ist jeweils zehnmal grösser als der Beitrag der thermischen Ausdehnung.

Unter Zuhilfenahme der Upliftrate aus dem Präzisionsnivellement und der Gleichung 8.2-7 können folgende Erkenntnisse gezogen werden:

1. Ist die Erosionsrate v_{er} bekannt, kann mit den Hebungsraten v_{up} die Verformungsrate $\dot{\epsilon}$ hergeleitet werden
2. Ist die Verformungsrate $\dot{\epsilon}$ bekannt, könnte aus der Hebungsrate v_{up} die Erosionsrate v_{er} berechnet werden.

Die Gleichung hat jedoch den Nachteil, dass sie nur für ein Gebirge gilt, dass sich im hydrostatischen Gleichgewicht befindet. Gravimetrische Messungen zeigen aber, dass dies für den Alpenraum und viele ähnliche Orogene nicht zutrifft (s. Kapitel 8.6). Mit Annahmen zur Erosionsrate v_{er} , zur Verformungsrate $\dot{\epsilon}$ und den Hebungsraten aus dem Präzisionsnivellement wäre die Gleichung 8.2-7 überbestimmt und es könnte nun aber abgeschätzt werden, wie gross der Anteil durch reinen isostatischen Ausgleich sein müsste.

All diese detaillierten Untersuchungen überlassen wir den kompetenteren Kollegen der Geophysik, indem wir ihnen unseren Datensatz gerne zur Verfügung stellen. Wir beschränken uns in der vorliegenden Studie darauf, Herkunft, Ursachen und Grössenordnungen der Hebungen (*uplift*) und der Senkungen (*subsidence*) der Höhenfixpunkte zu bestimmen und zu erläutern.

8.3 Ursachen rezenter vertikaler Punktbewegungen

In vorliegendem Unterkapitel wird versucht, die möglichen Ursachen von vertikalen Bewegungen aufzulisten, welche an den Höhenfixpunkten des Präzisionsnivelements feststellbar sind. Wir beschränken uns dabei auf das Gebiet der Schweiz und nähern uns von den möglichen grossräumigen Bewegungen zu den lokalen Ereignissen. Nicht weiters zitierte Angaben lehnen sich hauptsächlich an die anschaulichen geologischen Bücher von [Labhart 1992] und [Jordan und Auf der Maur 2002] an.

8.3.1 Globale und regionale rezente Bewegungen

- **Aktive Platten-Tektonik und Orogenese**

Durch den gewaltigen seitlichen Zusammenschub der beiden kontinentalen Platten 'Afrika' und 'Europa' in einem Umfang von 500 bis 700 km auf die heutige Breite von 120 bis 150 km entstanden die Alpen als kompliziertes Decken und Faltengebirge. Dieser tektonische Vorgang hat vor ca. 100 Millionen Jahren eingesetzt. Ob er heute noch andauert, ist z. T. umstritten. Tatsache ist, dass mit GPS-Messungen in der Schweiz und im angrenzenden Ausland bis anhin erst knapp signifikante laterale Bewegungen festgestellt werden konnten, welche auf regionale, tektonische Aktivitäten schliessen [Brockmann und Ineichen 2004] und [Wiget et. al 2005]. Dabei wurden Messungen aus einem Zeitraum von ca. 15 Jahre ausgewertet.

Solche Orogenese-Vorgänge durch die Kollision zweier kontinentaler Platten sind meist verbunden mit Absenkungen am Rande der Verkürzungszone. Man spricht deshalb auch von Vorland- resp. Randbecken. Der ausschlaggebende Senkmechanismus ist dabei die Einbiegung der Subduktionsplatte durch die Auflast der zweiten Platte. Das Molassebecken des Schweizerischen Mittellandes ist ein klassisches Beispiel eines peripheren Vorlandbeckens.

Als letzte Episode der Alpenbildung vor ca. 20 Mio. Jahren entstand der Faltenjura als eigentliches Mittelgebirge am nordwestlichen Rand der Schweiz. Man nimmt an, dass diese Auffaltung der mesozoischen Schichten als Fernschub aufgrund der Kompressionsbewegung der Afrikanischen und der Europäischen Platte nach wie vor stattfindet.

- **Isostatische Ausgleichsbewegungen**

Die Kompression der Kontinentalplatten ist nicht die einzige Ursache, welche zur Orogenese beiträgt. Durch den tektonischen Kompressionsvorgang wird auch das isostatische Gleichgewicht gestört, indem die kontinentale Kruste verdickt und tief in den Mantel eingedrückt wird. Wenn das Gebirge zudem noch durch Erosion (Abtragung) leichter gemacht wird, so setzt eine isostatische Ausgleichsbewegung in Form einer Hebung ein. [Labhart 1992] vergleicht dies mit einem Schiff, welches beim Entladen aus dem Wasser gehoben wird. Man vermutet, dass die eigentlichen Hebungsvorgänge erst etwa vor 30 Millionen Jahren eingesetzt haben. Belegt wird dies durch die Altersbestimmungen der Molasseablagerungen im Vorland der Alpen. Erosion und Hebung verlaufen in entgegen gesetzter

Richtung. Je nach Betrag dominiert der Abtrag oder die Hebung. Am Beispiel der Alpen vermutet man, dass diese Vorgänge sich in den letzten Millionen Jahren gegenseitig kompensiert haben. Man geht aber davon aus, dass die Hebungsvorgänge phasenweise beträchtlich grösser waren und die Alpen zeitweise eine Höhe von über 6000 m aufgewiesen hatten.

Wie in Kapitel 8.2.3 dargelegt, können isostatische Ausgleichsbewegungen auch eine Folge des Abschmelzens der mächtigen Eisdecke seit der letzten Eiszeit sein. Die Würmeiszeit als letzte Kälteperiode in der Schweiz hat die Geomorphologie über weite Teile der Nordschweiz geprägt. Sie begann vor ca. 115'000 Jahren. Ihr Ende liegt nur etwa 10'000 Jahre zurück.

Die beiden isostatischen Bewegungen können wohl gleiche Hebungsraten annehmen, wickeln sich aber in extrem unterschiedlichen Zeiträumen ab. Was bei grossräumigen isostatischen Ausgleichsbewegungen über den gesamten Alpenraum ein Zusammenspiel von Erosion und Hebung über Millionen von Jahren sein kann, spielt sich bei den postglazial-isostatischen Bewegungen in wenigen tausend Jahren ab.

- **Grabentektonik**

Der Rheintalgraben ist ein bedeutender Grabenbruch in Mitteleuropa. Er erstreckt sich über 300 km in Nordsüdrichtung mit einer Breite von 35 km und bildet ein eigentliches Riftbecken. Sein süd-östliches Ende liegt in der Region Basel, man vermutet aber, dass sich dieses Riftsystem unter dem Faltenjura bis zu den Alpen hin erstreckt. Grabenbrüche sind hauptsächlich mit Absenkungen verbunden. An der östlichen Schulter im Raume Basel beträgt die Versenkung der Gesteine ca. 2000 m. Dass dieser Graben noch aktiv ist, bewies das grosse Erdbeben von Basel vom 18. Oktober 1356 mit je nach Quellenangaben zwischen 100 und 2000 Todesopfern.

- **Vulkanismus**

Vulkanismus ist oft eine Begleiterscheinung der Grabenbrüche oder der Subduktionszonen. Ehemals aktive Gebiete sind nur im angrenzenden Deutschland bekannt (Hegau, Kaiserstuhl). Sie haben aber für die heutigen Vertikalbewegungen in der Schweiz keine Bedeutung.

- **Erdbeben**

Erdbeben sind die Folge des ruckartigen Freisetzens elastischer Spannungen in der Erdkruste. Alle oben beschriebenen tektonischen Erscheinungen können grössere oder kleinere Erdbeben verursachen. Dass grossräumige isostatische Ausgleichsbewegungen sich in grossen Erdbeben äussern, ist weniger wahrscheinlich. Erdbeben dauern Bruchteile von Sekunden bis zu wenigen Minuten, geologisch-tektonische Bewegungen spielen sich im Zeitraum von mehreren Millionen Jahren ab. Trotzdem sind die Mikrobeben vergleichbar mit den begleitenden einzelnen Noten, welche eine Melodie oder eben einen tektonischen Vorgang bilden.

Zwischen Bewegungsbeträgen, Magnitude und Grösse der Bruchfläche gibt es nur grobe Abschätzungen. Ein Erdbeben mit Magnitude 2 entlang einer Bruchfläche von 100 m Durchmesser verursacht

einen Bewegungsbetrag von ca. 4 mm. Ein Magnitude 6 – Beben mit einer Bruchfläche von 10 km erzeugt einen Versatz von ca. 40 cm. Beim Erdbeben von Basel in 1356 vermutet man einen Bewegungsbetrag von rund einem Meter.

Die Bruchflächen erreichen aber äusserst selten die Erdoberfläche. Man spricht dann von sog. surface faulting. Normalerweise geschieht dies nur, wenn der Erdbebenherd oberflächennah ist (< 10 km) und die Magnitude grösser als 6.5 ist. In der Schweiz können nur vereinzelte Verwerfungen in direkten Zusammenhang mit Beben gebracht werden (Quelle zu Erdbeben: [Weidmann 2002]).

8.3.2 Regionale und lokale Punktbewegungen

Mit regionalen und lokalen Punktbewegungen sind alle Erscheinungen gemeint, die kaum eine tektonische Ursache haben und sich im Allgemeinen eher in Senkungen als in Hebungen äussern.

- **Lokale postglazial-isostatische Ausgleichsbewegungen**

Das Phänomen der Moränenversätzen ist innerhalb des gesamten Alpenraumes bekannt und tritt entlang der Rhein-Rhone-Linie in gehäuften Ausmass auf [Eckhard et. al 1983]. Da die Moränen vor ca. 10'000 Jahre abgelagert wurden, müssen die lokalen Verwerfungen von wenigen Dezimetern bis zu über zehn Meter sehr jung sein. Oft sind die Verstellungen eine Mischform von unterschiedlichen Ursachen, welche aber vermutlich durch die Eisentlastung massgeblich gefördert wurden. Man spricht daher auch von lokalen postglazial-isostatischen Ausgleichsbewegungen. Eine mögliche Ursache für die Moränenverwerfungen sind aber auch Bewegungen an tektonischen Störzonen, welche an der Rhein-Rhone-Linie ebenfalls zumeist senkrecht stehen.

- **Gravitativ bedingte Bewegungen**

Lokale Gesteins- oder Objektbewegungen sind oft nur eine Folge der Schwerkraft (Gravitation). Klassische Beispiele für Gesteinsmassen-Bewegungen sind der *Hakenwurf*, die *Sackungen* bis hin zu den eigentlichen *Felsstürzen*. Beim Hakenwurf handelt es sich um das Talwärtskippen steilstehender, plattiger oder schiefrieger, hangparalleler Gesteinszüge infolge oberflächlicher Kriechbewegungen, welche letztendlich gravitativ bedingt sind. Von Sackungen oder Hangrutschungen spricht man, wenn grössere Gesteinsmassen an einem Talhang entlang langsam abgleiten.

Einzelobjekte mit mangelnder Foundation wie bspw. Gebäude und lose Felsblöcke zeichnen sich schlicht durch Abwärtsbewegungen in Hangrichtung aus.

- **Kompaktion der Quartärgeologie und Permafrost**

Lokale Absackungen treten oft wegen der noch andauernden Verdichtung der quartären Ablagerungen auf. Die Beträge der Senkungen sind sehr unterschiedlich und kaum quantifizierbar. So sind an Objekten im verkitteten Schotter oder auf verfestigten Moränen kaum Senkungen zu erwarten, wo hingegen die jungen alluvialen Ablagerungen und Bachschuttfächer sehr heterogene Senkungsbilder verursachen können. Gebäude älterer Bauart (keine Stahlbeton-Bauten), welche auf solchen Ab-

lagerungen fundiert sind, zeigen durch die unterschiedliche Senkungscharakteristik oft ein Übermass an Rissen.

Mit der Klimaerwärmung gewinnt auch das Phänomen des Permafrostes zunehmend an Bedeutung. Das Auftauen von den im Lockergestein oder in Felsklüften eingelagerten Eismassen kann zu Senkungen oder Hanginstabilitäten führen, die in Rutschungen oder Felsstürzen enden können.

- **Grundwasserschwankungen**

Grundwasserschwankungen in Schotterzonen können zu kurzzeitigen Hebungs- und Senkungsbe-
wegungen führen. Aus den Auswertungen der permanenten GPS-Stationen in der Schweiz sind Bewe-
gungen von mehreren Zentimetern innerhalb eines Jahres bekannt.

- **Gebirgsentwässerung, Karstbildung und Salzabbau**

Das Phänomen der Senkungen aufgrund der Gebirgsentwässerung ist ein relativ neues Forschungs-
gebiet in der Ingenieurgeologie. In der Schweiz sind zwei markante Beispiele bekannt. Erstmals auf-
merksam auf dieses Phänomen wurde man im Falle der Staumauer Zeuzier, wo sich Gesteinsformatio-
nen innert weniger Monate um bis zu 10 cm gesenkt hatten [Biedermann et al. 1980]. Am Gotthard-
pass wurden 1997 Senkungen in ähnlichem Ausmass entdeckt [Schlatter et al. 1997] (s. a. Kapitel
8.6.3). Beide Erscheinungen werden auf die Drainage-Wirkung der darunter liegenden Tunnelbauten
zurückgeführt. Die Entlastung des hydrogeologischen Drucksystems in Form von Wasseraustritten
während dem Bau der Tunnels führt dabei zur Schliessung von Klüften oder zur Kompaktion von
porösem Gestein, welche sich je nach der Überdeckung zwischen Tunnel und Oberfläche, der Porosi-
tät des Gesteines und der Grösse des Wasseraustrittes in mehr oder weniger mächtigen Setzungser-
scheinungen äussern.

Zu ähnlichen, anthropogen verursachten Absenkungen führt der Salzabbau. Aus den Salinengebieten
entlang dem Hochrhein sind eigentliche Absackungen mit Dezimeterbeträgen bekannt.

In den kalkreichen Gebieten des Juras kann zudem die Karstbildung eine Ursache für lokale
Senkungen sein.

- **zu guter Letzt...**

können die Bau- und die Renovationstätigkeiten in der näheren Umgebung eines Höhenfixpunktes
dessen Bewegungsverhalten wesentlich beeinflussen. Es ist eine alte Erfahrung aus den Tätigkeiten im
Landeshöhennetz, möglichst alte Gebäude wie Kirchen und Schlösser als Objekte für die Höhen-
fixpunkte auszuwählen. Insbesondere Neubauten und Brücken zeigen oft durch die Belastung des
Untergrundes Senkungstendenzen. Es sind dies die anthropogenen Bewegungen, welche die Unter-
scheidung von den tektonischen Bewegungen erschweren, da sie kaum quantifizierbar sind.

8.3.3 Geologische Beurteilung der Höhenfixpunkte

Mit der geologischen Beurteilung wird überprüft, ob die Lage und Versicherung eines Fixpunktes überhaupt repräsentativ ist, um Aussagen bezüglich Tektonik oder isostatischer Ausgleichsbewegungen machen zu können. Die Nivellementfixpunkte, welche für neotektonische Untersuchungen in Frage kommen, sind zumeist Ende des 19. oder Anfangs des 20. Jahrhunderts versichert worden. Ziel war damals die Bereitstellung von Höhenfixpunkten für die Bedürfnisse der amtlichen Vermessung und der grossen Bauvorhaben vor allem in bebautem Gebiet oder entlang der wichtigen Strassen- und Bahnverbindungen. Hauptsächlich im Mittelland befinden sich daher die Punkte meistens an Bauobjekten und nur mit wenigen Ausnahmen (aufgrund der raren Möglichkeiten) direkt im anstehenden Fels.

Inwieweit durch Höhenänderungen festgestellte Bewegungen überhaupt tektonischer Natur sind, muss deshalb zwingend vor Ort abgeklärt werden. Nur so kann ausgeschlossen werden, dass für die exogenen Bewegungen, deren Ursachen in der Kompaktion von Lockergestein, Oberflächenrutschungen, Grundwasserspiegel-Änderungen, instabilem Baugrund oder Bauobjekt, Beeinflussung durch Bergbau (Tunnel, Salzabbau) etc. liegen, fälschlicherweise ein tektonischer Ursprung postuliert wird.

Für spezielle Studien und Untersuchungen von tektonischen Bewegungen aus dem LHN sind die geologischen Beurteilungen im Felde eigentlicher Bestandteil des Auftrages. Eine Abschätzung für die neotektonischen Untersuchungen der Nagra hat ergeben, dass nur ca. 15-20% der in Frage kommenden Höhenfixpunkte (Punkte mit wiederholten Messungen) für die tektonischen Interpretationen verwendet werden können [Schlatter 1999]. Diese Stabilitäts-Beurteilungen der Fixpunkte wurden zusammen mit erfahrenen Geologen durchgeführt. Sie beruhen hauptsächlich auf visuellen Taxierungen der Fixpunktträger wie Gebäude, Mauern, Fels etc. und der Beurteilung des Untergrunds unter Zuhilfenahme von geologischen Karten oder Protokollen von allfälligen Sondierungen.

Zur Unterscheidung von instabilen Felsblöcken oder Felspartien vom anstehenden Fels kann auch das sog. "Pavoni-Meter", ein dynamischer Stabilitätstester, eingesetzt werden [Walesch Elektronik 1987]. Mittels eines Geophons können auf dem Objekt Beschleunigungen gemessen werden, welche durch rhythmisches Treten auf einen Stock in unmittelbarer Nähe erzeugt werden. Je geringer dabei die festgestellten Beschleunigungen sind, desto grösser ist die Wahrscheinlichkeit, dass es sich um stabilen Fels handelt.

Eine Taxierung aller Höhenfixpunkte des LHN würde die Möglichkeiten der Landesvermessung übersteigen. Für landesweite Untersuchungen muss man sich auf das Fachwissen der mit der Versicherung betrauten Techniker und die Angaben aus der Dokumentation verlassen.

8.4 Möglichkeiten und Grenzen des Präzisionsnivellements

Dass mit der Methode des Präzisionsnivellements in der Schweiz tektonische Bewegungen detektiert werden können, ist vor allem ein Verdienst der mit der Höhenbestimmung vertrauten Personen Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts. Hätte man damals nicht die notwendige Sorgfalt bei der Punktversicherung und der Messung walten lassen, wären die heutigen Messresultate wohl wichtig für die eigentliche Höhenbestimmung, für langfristige und tektonische Untersuchungen aber nur bedingt von Nutzen. Um dies zu verdeutlichen, zeigt folgendes Unterkapitel die Möglichkeiten und Grenzen des Präzisionsnivellements.

8.4.1 Geologische und geodätische Zeiträume

Geologisch-tektonische Prozesse haben eine typische Zeitskala von Millionen von Jahren. Das Zeitintervall zwischen geodätischen Messungen beträgt im Falle des Präzisionsnivellements maximal 100 Jahre, bei den GPS-Messungen maximal 15 - 20 Jahre. Die Schwierigkeit, mit geodätischen Messungen tektonische Prozesse nachzuweisen ist offensichtlich.

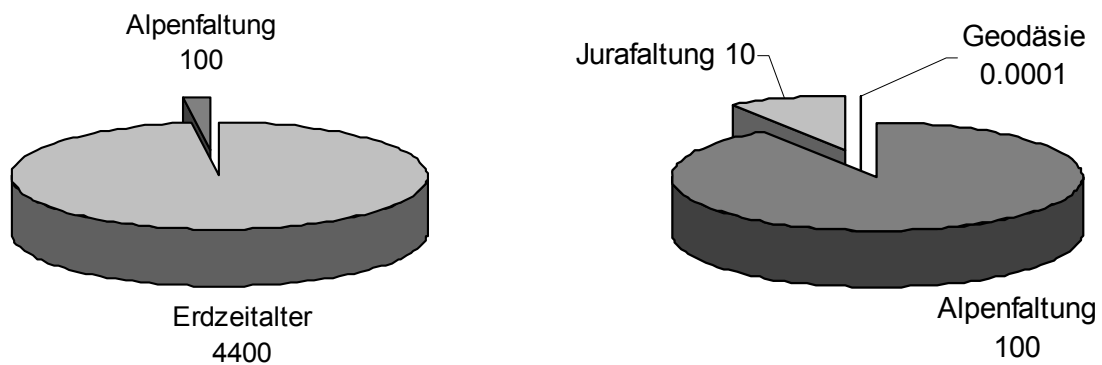


Abbildung 8.4-1: Zeitskala Alpenfaltung, Jurafaltung und Präzisionsnivellement in [Mio. Jahren]

Die 100 Jahre Präzisionsnivellement decken also gerade 0.0001 % der Geschichte der Alpenfaltung ab. Verglichen mit dem Erdradius von 6'370 km entspricht dies einem Anteil an der Distanz von gerade 6.4 m.

Über geologische Zeiträume zeigen tektonische Bewegungen einen klaren Trend. In kürzeren Zeiträumen äusseren sie sich wie ein verrauschtes Signal. Bewegungen entstehen durch elastische Verformungen, isostatische Ausgleichsbewegungen oder während eines Erdbebens. Letztere sind durch ihr zufälliges Auftreten für die Unregelmässigkeit verantwortlich. Messungen über relativ kurze Zeiträume zeigen nur einen kleinen Ausschnitt der Gesamtbewegung. Diese Resultate werden deshalb als instrumentelle Krustenbewegungen bezeichnet. Abbildung 8.4-2 ist an [Egli 2004a] angelehnt und zeigt anschaulich den Unterschied zwischen tektonischer und sog. instrumenteller Krustenbewegung.

Je grösser der Zeitraum zwischen den Messungen ist, umso grösser ist die Wahrscheinlichkeit, dass deren Resultate den geologischen Trend repräsentieren.

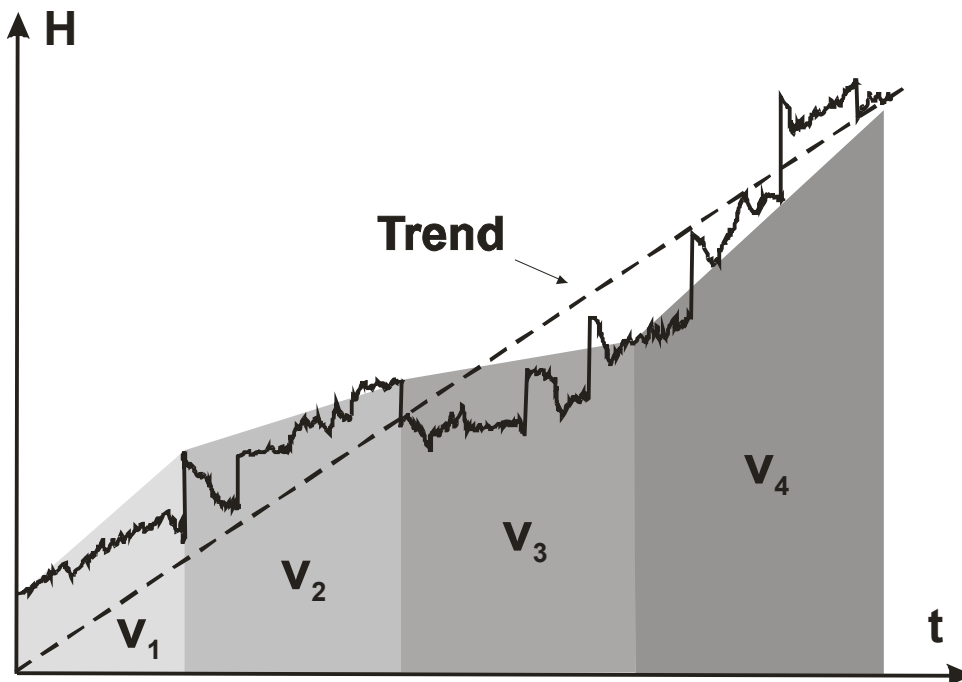


Abbildung 8.4-2: Unterschied zwischen (kurzfristiger) instrumenteller und tektonischer Krustenbewegung (langfristiger Trend).

8.4.2 Überlegungen zur Signifikanz und Darstellung der Resultate

Die Aussagekraft der Ergebnisse aus wiederholten geodätischen Messungen hängt von zwei wesentlichen Faktoren ab:

- von der Messgenauigkeit der (ungenaueren) Messung
- vom Zeitintervall zwischen erster und letzter Messung

Die Grösse der Bewegung spielt eigentlich keine Rolle. Je grösser sie aber ist, desto kleiner kann für den signifikanten Nachweis die Messgenauigkeit und/oder der zeitliche Abstand zwischen den Messepochen gewählt werden. Nicht vergessen werden darf aber, dass keine oder nur kleine Bewegungen bei entsprechender Signifikanz auch bedeutsame Resultate sind!

Die Signifikanz relativer Bewegungen zwischen den geodätischen Messpunkten kann bei der Methode des Präzisionsnivelements auf einfache Weise abgeschätzt werden. Grundgrösse ist die Messgenauigkeit, welche wir aus den landesweiten Untersuchungen zu $\pm 0.8 \text{ mm/km}$ annehmen.

$$f(x,95\%) = \frac{\sqrt{x} \cdot 0.8 \text{ mm / km} \cdot \sqrt{2} \cdot 1.96}{\Delta t} \quad (8.4-1)$$

Die Genauigkeit einer Höhendifferenz zwischen zwei Punkten verringert sich mit der Wurzel des Abstandes x in [km]. Die Bewegung selbst, ausgedrückt als Geschwindigkeit, ist der Unterschied zweier Höhendifferenzen dividiert durch den zeitlichen Abstand Δt zwischen den Messungen. Die Genauigkeit ist also um den Faktor $\sqrt{2}$ kleiner als die einzelne Höhendifferenz und umgekehrt proportional zur Zeitdifferenz Δt zwischen den Messungen. Die Anhebung des Konfidenzniveaus von 68% auf 95% entspricht einer Multiplikation mit dem Faktor 1.96.

Mit der Formel 8.4-1 resp. der folgenden Graphik (Abb. 8.4-3) lässt sich auf einfache Weise abschätzen, inwieweit die relativen Unterschiede zwischen den Geschwindigkeiten beliebiger Punkte tatsächlich signifikant sind oder nur durch die unzulängliche Messgenauigkeit verursacht wurden. Für das schweizerische Landesnivellement kann von einer Zeitdifferenz zwischen den Messungen von ca. 50 - 60 Jahren ausgegangen werden.

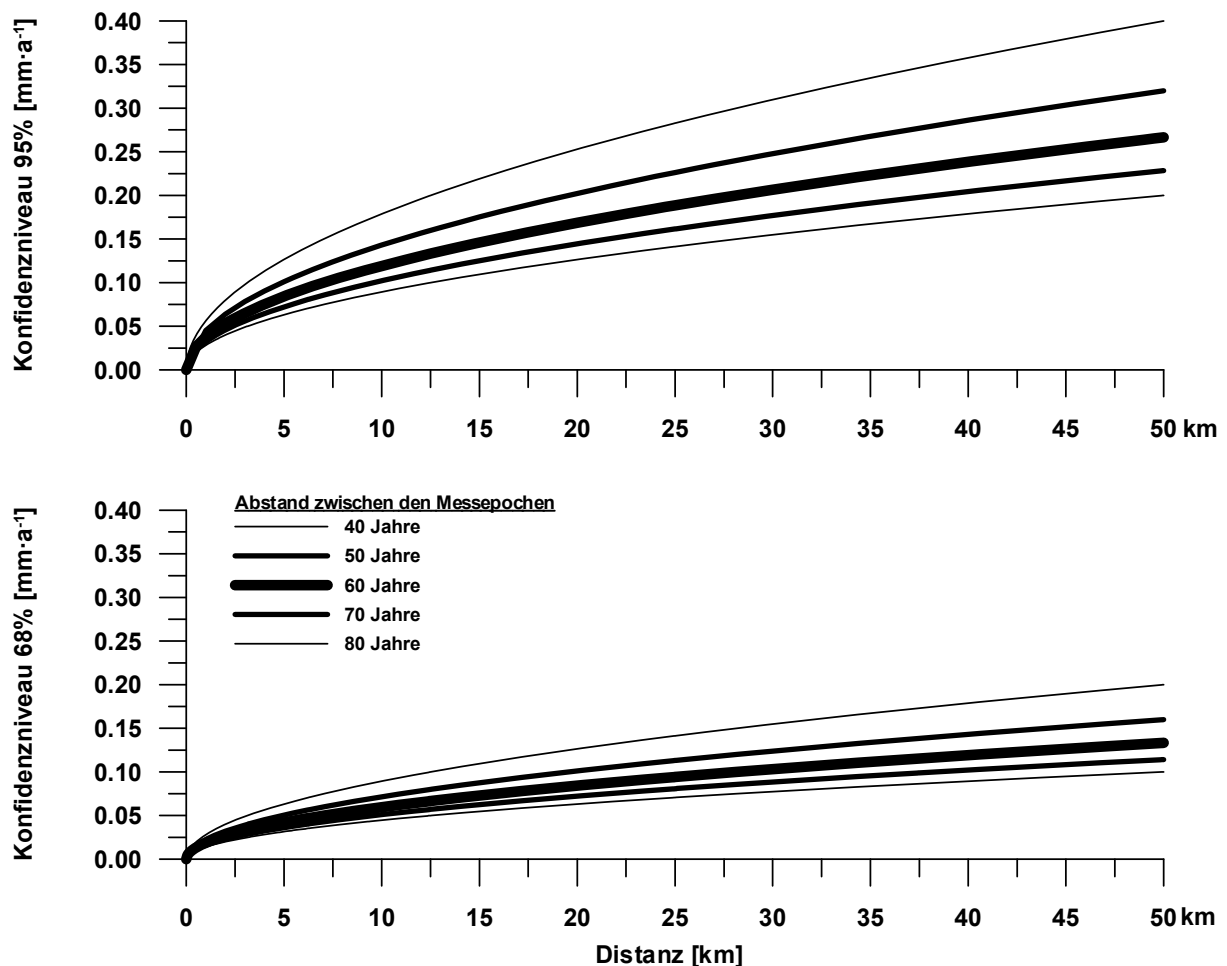


Abbildung 8.4-3: Signifikanzschränken 68% (unten) und 95% (oben) in [mm·a⁻¹] bei einer Messgenauigkeit von 0.8 mm·km⁻¹ in Abhängigkeit des Punktabstandes von 0 – 50 km und unterschiedlichen Zeitabständen zwischen den Messungen

Abschliessend lassen sich aus den obigen Betrachtungen zwei wesentliche Erkenntnisse für das Präzisionsnivelement festhalten:

- Die Genauigkeit einer mit Präzisionsnivelements festgestellten Bewegung wird bereits durch die qualitativ *schlechtere* Messung festgelegt.
- Um das Potential der Methode auszuschöpfen, sind die zeitlichen Abstände zwischen den Beobachtungen von wesentlichem Einfluss. Grössere Abstände zwischen den Messungen ergeben sog. instrumentelle Krustenbewegungen, welche näher bei der eigentlichen tektonischen "Wahrheit" zu liegen kommen.

Sorgfalt bei der Erstmessung *und* bei der Versicherung eines Kontrollnetzes ist ein grundlegendes Kapital und kann nicht mit präziseren Wiederholungsmessungen wettgemacht werden.

8.5 Bisherige Arbeiten in der Schweiz zur Bestimmung rezenter vertikaler Bewegungen mit Präzisionsnivellements

Folgender Abschnitt gibt einen Überblick über sämtliche Studien, welche direkt mit Daten des Landesnivellements der Schweiz seit den ersten Wiederholungsmessungen um 1920 bis hin zum Start des Projektes LHN95 getätigt wurden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde keine Recherche über all die fachfremden Untersuchungen betrieben, welche sich direkt oder indirekt auf die publizierten Resultate stützen.

Die chronologische Zusammenstellung dieser Arbeiten zeigt, wie mit der Zunahme der Wiederholungsmessungen die Dichte der Information zu den rezenten tektonischen Bewegungen verfeinert werden konnte. Es zeigt aber auch, wie die Interpretation der Resultate durch die interdisziplinäre Zusammenarbeit zunehmend an Aussagekraft gewonnen hat.

8.5.1 Erste empirische Untersuchungen und die Stabilität der Punkte

Die ersten empirischen Untersuchungen über Höhenänderungen an den Punkten des Landeshöhennetzes der Schweiz gehen zurück auf die beiden "Höhen-Spezialisten" der Landestopographie *Jakob Hilfiker* (1851 – 1913) und *Robert Gassmann* (1879 – 1937). Die Änderungen aufgrund vermuteter tektonischer Einflüsse standen dabei nicht im Vordergrund, die Tektonik als Wissenschaft war noch wenig verbreitet. Die ersten Wiederholungsmessungen dienten einzig der Analyse der Messgenauigkeit und der lokalen Stabilität der Messpunkte [Hilfiker 1907, Gassmann 1915, 1918 und 1922].

Mit dem sog. Versicherungsnivellement wurde in den Jahren 1893 bis 1903 versucht, den schleichenden Zerfall der Fixpunktanlage des Nivellement de Précision (NdP) aufzuhalten. Anhand von Stichproben hatte man im Vorfeld dieser Arbeiten festgestellt, dass von den Höhenmarken des NdP nur noch 37 % erhalten waren. Die ersten Messarbeiten hatten auch gezeigt, dass die Fixpunktanlage des NdP ungenügend wenn nicht gar ungeeignet für ein permanentes Höhennetz war. Damals wurden nur ca. 300 vertikal versetzte Höhenmarken im heutigen Sinne an Gebäuden oder im Fels versichert. Die restlichen Punkte waren als Hilfspunkte für die Messungen zumeist in Form von gemeisselten Löchern in Grenz-, Kilometer- oder Randsteinen angebracht. Mit den Arbeiten am Versicherungsnivellement wurde auch der Grundstein der noch heutigen Versicherungspraxis gelegt, indem Punkte in Gruppen angeordnet und an geeigneten, stabilen Objekten in möglichst geschützter Lage angebracht wurden. Wenn heutzutage mit Wiederholungsmessungen rezente tektonische Bewegungen nachgewiesen werden können, so ist dies in gleichen Teilen dem Weitblick der damaligen Verantwortlichen zu verdanken. Dazu ein Zitat von [Hilfiker 1907]:

Neubauten und neue Brückenanlagen eignen sich nicht für Höhenmarken, denn sie zeigen in den ersten Jahren immer Senkungen, die je nach den Untergrundsverhältnissen sehr verschiedene Beträge annehmen können. Dagegen werden die Fixpunkte am vorteilhaftesten an Felsen, sowie an alten, gut

fundierten Gebäuden, wie Kirchen, eingelassen und es wird sich lohnen, gegebenen Falles auch einen kleinen Umweg, der zu den Objekten führt, nicht zu scheuen.

1923, 20 Jahre nach der Erstmessung, wurde die erste Wiederholungsmessung auf einer Linie des heutigen Landeshöhennetzes ausgeführt. Hauptgrund (obwohl in den Publikationen meist nicht erwähnt) war der berühmte beobachtete Schleifenschluss im Polygon XIII (s. a. 7.6.2). [Gassmann 1925] hatte in seiner Untersuchung entlang der Linie Bern - Fribourg - Montbovon - Saanen - Spiez aufgezeigt, dass von den 282 wiederholt gemessenen Punkten 45% keine Änderungen aufwiesen. 36% der Punkte wiesen eine Änderung von $> \pm 1$ mm auf, 23% der Punkte $> \pm 2$ mm (davon mehr als 80 % Senkungen) und 10% $> \pm 5$ mm. Gassmann kam zum Schluss, dass:

...nur "felsfest" versetzte Punkte, sei es, dass sich dieselben auf dem gewachsenen Felsen selbst oder an felsfundierten Objekten befinden, a priori als unveränderlich betrachtet werden dürfen...

Zur Ursache meinte er damals, dass:

...tektonische Änderungen in Frage kommen, das vorliegende Beobachtungsmaterial bietet indes hierfür zuwenig Anhaltspunkte...

8.5.2 Die Alpenhebung nimmt Gestalt an

Seit 1943, mit einem Unterbruch zwischen 1954 und 1959, hat das Bundesamt für Landestopographie die Hauptlinien des Landesnivellements systematisch nachgemessen. An der X. Hauptversammlung der IUGG (International Union of Geophysics and Geodesy) im Jahre 1954 findet man an erster Stelle der verabschiedeten Resolutionen die Aufforderung zur Untersuchung der Erdkruste aufgrund wiederholter geodätischer Messungen. In den folgenden 20-30 Jahren fand international eine rege Tätigkeit statt. Subkommissionen wurden gegründet, Daten gesammelt, gemeinschaftliche Projekte lanciert und Studien verfasst, welche weit über den Fachbereich der Geodäsie hinausgingen.

Im Jahre 1971 waren ca. 50% der Hauptlinien der Schweiz ein zweites Mal nivelliert. Insbesondere fand im Herbst 1971 in Chiasso die erste alpenquerende Wiederholungsmessung von Basel über den Gotthard bis in den südlichen Tessin ihren Abschluss. Francis Jeanrichard, der spätere Direktor des Bundesamtes für Landestopographie, konnte in seinen Untersuchungen erstmals den signifikanten Nachweis der aktuellen Alpenhebung anhand der Daten dieser Messungen aufzeigen [Jeanrichard 1972, 1973]. Abbildung 8.5-1 zeigt den Verlauf der Höhendifferenzen zwischen den beiden Messungen mit einem zeitlichen Abstand von ca. 50 Jahren auf dem Profil Basel – Chiasso. Der Vergleich mit der Topografie im Alpenraum zeigt auch, dass keine Korrelation mit der Höhe vorliegt, da das Maximum der Höhenänderung mit dem Betrag von 5 cm nicht auf dem Gotthardpass (2108 m ü. M.) sondern südlich davon in der mittleren Leventina (Lavorgo) auf der Höhe von 575 m ü. M. zu liegen kommt. Jeanrichard konstatierte damals, dass die Nachbarländer Österreich und Frankreich anhand

ihrer Nivellements ähnliche Bewegungen im Alpenraum in der Grössenordnung von ca. $+1.0 \text{ mm} \cdot \text{a}^{-1}$ festgestellt hatten [Senftl 1970, Levallois 1972].

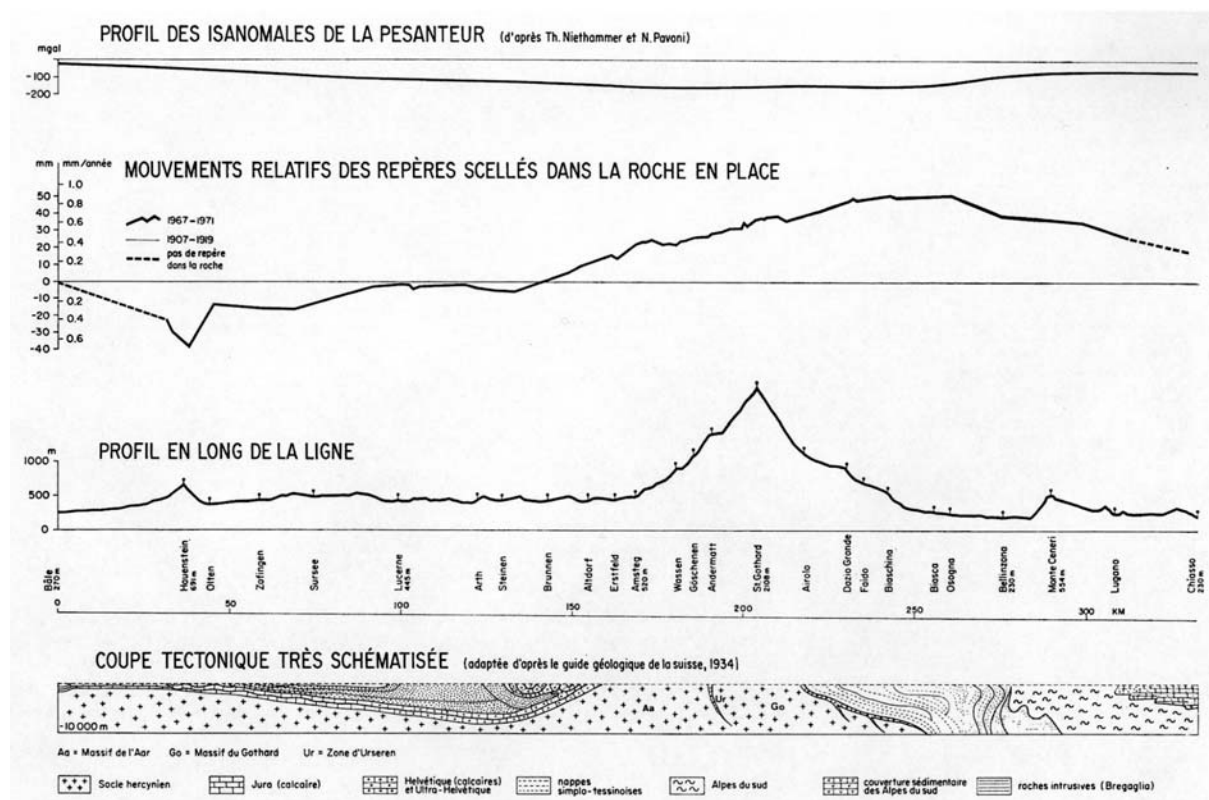


Abbildung 8.5-1: Die erste Darstellung der Alpenhebung anhand des Profils Basel – Gotthard – Chiasso [Jeanrichard 1973].

Aufgrund der damaligen Netzanordnung, die Wiederholungsmessungen lagen noch nicht vollständig in geschlossenen Schleifen vor, beschränkte man sich auf den reinen Vergleich der Höhen verschiedener Messepochen. Im Gegensatz zum Alpenraum zeigte sich in den Studien von [Jeanrichard 1973], dass über den Hauenstein die Änderungen mit dem Verlauf des Höhenprofils streng korreliert sind, was erstmals auf die systematisch verfälschten Massstäbe der Holzlattemessungen hin deutete. Jeanrichard verzichtete daher auch darauf, die Untersuchungen auf die Resultate des Nivellement de Précision (NdP; s. 4.4) zu erweitern.

Diese Arbeit nahm ihm im Jahre 1977 der emeritierte Professor *Fritz Kobold* der ETH Zürich ab [Kobold 1977]. Seine sorgfältig recherchierte Studie schloss er mit der Bemerkung ab, dass mit den alten Höhen des NdP aus Genauigkeitsüberlegungen keine zwingenden Folgerungen über die Hebung des Alpenkörpers gemacht werden können. Diese negative Feststellung begründete er hauptsächlich mit den nachweislich fehlerhaften Lattenlängen im Präzisionsnivellement der SGK. Allerdings hielt er auch fest und konnte mit seinen Studien beweisen, dass der Vergleich des 1. Landesnivellements mit dem NdP überall da Hebungen vermuten lässt, wo sie durch die späteren Nivellements nachgewiesen wurden.

Eine Erfassung der Messungen der SGK zur Integration in die Gesamtausgleichung des Landeshöhennetzes wäre heutzutage sicherlich möglich. Lohnenswert ist sie aus zweierlei Gründen kaum: Die Massstabsunsicherheiten überwiegen die Aussagekraft der Resultate; viel bedeutender ist die Tatsache, dass nur noch sehr wenige Punkte der ursprünglichen Netzanlage in den nachfolgenden Messungen zu finden sind.

8.5.3 Systematische Untersuchungen zu rezenten vertikalen Bewegungen

Mit dem Fortschreiten der Wiederholungsmessungen im Landesnivellement stieg das Interesse an systematischen Untersuchungen aufgrund der Gesamtdaten. Zudem bot sich an vielen Orten die Gelegenheit, detaillierte lokale Studien vorzunehmen. Jede neu gemessene Linie in einem tektonisch interessanten Gebiet ermöglichte es, eine Verdichtung der Erkenntnisse vorzunehmen und weitere Ergebnisse zu validieren.

1971 gründete die Schweizerische Naturforschende Gesellschaft (Swiss Academy of Sciences) auf Empfehlung der Inter-Union Commission of Geodynamics (ICG) das Swiss National Committee for the International Geodynamics Project (IGP). Ziel dieser Vereinigung war die Unterstützung und Koordination der multidisziplinären Forschungen zum Verständnis der geodynamischen Prozesse im In- und Ausland. Zehn Plenarversammlungen, die Unterstützung des multidisziplinären Symposiums "Geotraverse Basel - Chiasso" in Genève 1976 und eine Vielzahl von Publikationen belegen die fruchtbare Arbeit der IGP während zehn Jahren [Mueller und Oberholzer 1979]. Immer wieder spielten dabei die neuen Erkenntnisse aus den Landesnivellement-Messungen eine wichtige Rolle bei der Quantifizierung von rezenten vertikalen Bewegungen der Erdkruste.

Wohl die erste Abbildung rezenter Höhenänderungen ausgewählter Nivellementpunkte als Übersicht auf einer Schweizer Karte wurde in [Jeanrichard 1975] veröffentlicht (s. Abb. 8.5-2). Mit den Wiederholungsmessungen von vier Polygonen östlich der Linie Olten – Gotthard – Chiasso wurden damals noch Höhendifferenzen zwischen "alten" und "neuen" Höhen ausgewiesen. Ein spezieller Referenzpunkt ist aus der Abbildung oder dem Text nicht ersichtlich.

Durch die geforderten Aktivitäten der internationalen Vereinigungen wurden auch spezielle Messnetze neu konzipiert. So wurden 1973 beispielsweise die sog. RCM-Profile über die östliche Flexur des Rheintalgrabens in Basel und durch die Schöllenen-Schlucht (Göschenen – Andermatt) speziell für tektonische Untersuchungen installiert (s. [Bitterli-Brunner et al. 1975], [Eckhardt et al. 1983] und [Schlatter et al. 2005b]).

Nach Abschluss des International Geodynamics Project im Jahre 1979 entstand ein weiteres multidisziplinäres Projekt zur Erforschung der geodynamischen Strukturen im Alpenraum. Im Rahmen des Nationalen Forschungsprogramms NFP 20 'Geologische Tiefenstruktur der Schweiz' wurde ein gemeinsames Forschungsprojekt einer Arbeitsgruppe der SGK zur Koordination der geodätischen Bei-

träge eingereicht [Kahle et al. 1986]. Dabei standen nebst satellitengeodätischen Beiträgen auch Auswertungen anhand des Präzisionsnivellements im Vordergrund. Die zweite wesentliche Treibkraft war das Interesse der Nationalen Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle (Nagra) an aktuellen Daten zur rezenten Tektonik als Grundlage für die Konzipierung eines Endlagers [Gubler et al. 1984, Müller et al. 2002].

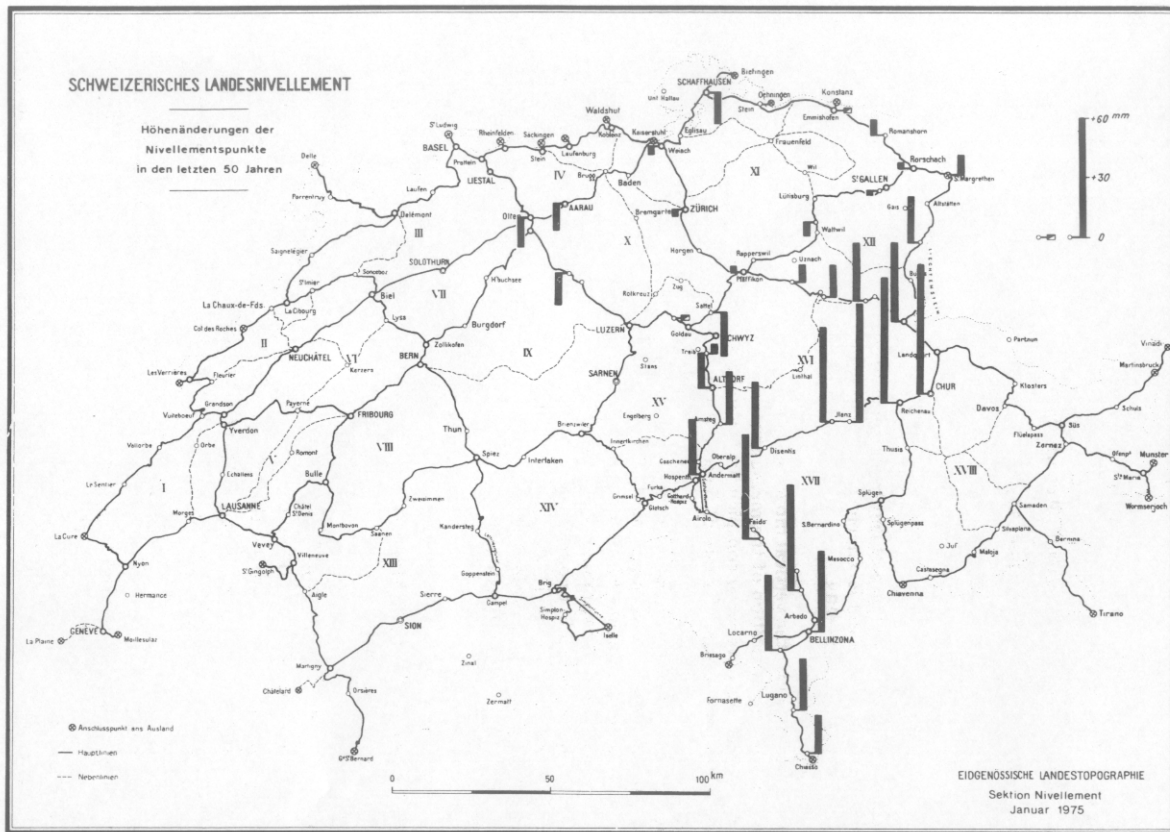


Abbildung 8.5-2: Die erste Übersicht rezenter Höhenänderungen in der Schweiz als Höhendifferenzen zwischen zwei Landesnivellement-Messungen [Jeanrichard 1975].

Es war das grosse Verdienst des Abteilungsleiters und späteren Direktors der L+T, *Erich Gubler* und des späteren Bereichsleiters *Dieter Schneider*, alte Präzisionsmessungen des LN gezielt erfassen und mit Neumessungen ergänzen zu lassen. Gubler begann das Programmsystem KINETZ zu entwickeln, welches nach wie vor für die kinematische Auswertung der Nivellementmessungen verwendet wird (s. Kapitel 7). Die so erzeugten Resultate fanden Eingang in eine Vielzahl von Publikationen und werden noch heute als Referenzdaten verwendet, um geologisch-tektonische Studien in der Schweiz zu validieren.

Die im Kapitel 8.6 vorgestellten Resultate sind in dem Sinne als systematische Fortsetzung all dieser wichtigen Arbeiten zu verstehen. Im Folgenden sollen die wesentlichen Etappen bis zum Start des Projektes LHN95 im Jahre 1996 kurz aufgelistet werden:

- Die ersten vertikalen *Krustenbewegungen* anhand einer kinematischen Ausgleichung von Landesnivellement-Messungen präsentierte [Gubler 1976]. Erstmals beziehen sich nun die Änderungen auf die frei gewählte Nivellement-Punktgruppe (fünf Bolzen im Fels) in Aarburg. Diese Wahl eines (hypothetischen) Festpunktes am Jurasüdfuss geht auf einen Vorschlag von [Pavoni 1975] zurück. Auch wenn sich Details bis zum heutigen Zeitpunkt mit dem Dazufügen weiterer Neumessungen noch änderten, zeigt Abb. 8.5-3 die wesentlichen Merkmale der vertikalen Krustenbewegungen in der Schweiz, nämlich die Maxima in den Regionen Sion, Brig und Chur, das Maximum entlang der Geotransverse Basel – Chiasso in der Region Biasca und die allgemeine Tendenz der Alpen, sich gegenüber dem Mittelland um $1.0 - 1.5 \text{ mm} \cdot \text{a}^{-1}$ zu heben.

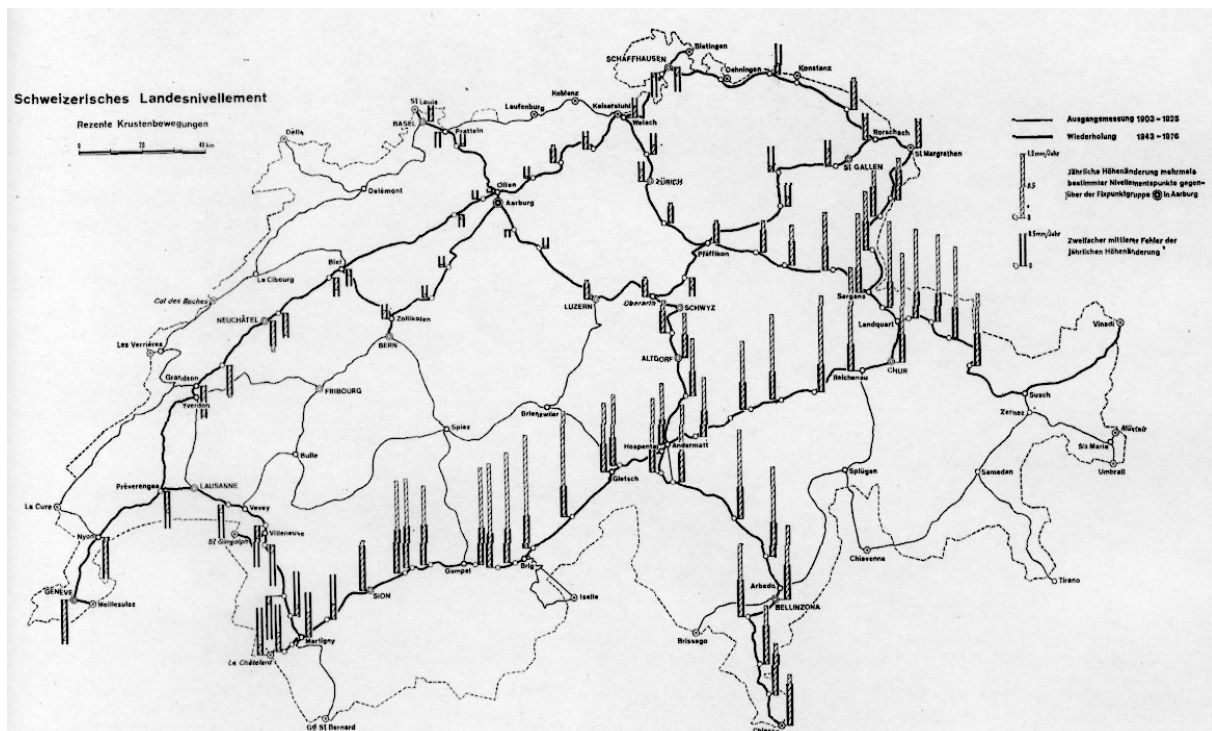


Abbildung 8.5-3: Vertikale Krustenbewegungen in der Schweiz [Gubler 1976]

- Die erste Wiederholungsmessung im Gotthard-Bahntunnel im Jahre 1977 war (60 Jahre nach der Erstmessung) zugleich die erste Nachmessung eines Alpentunnels in der Schweiz. [Funk und Gubler 1980] zeigten in ihrer Studie eine erstaunliche Übereinstimmung zwischen den relativen Bewegungstendenzen und einzelnen tektonischen Blöcken (s. Abb. 8.5-4). Nebst den lokalen Bewegungen ist auch eine Hebung des Südportals gegenüber dem Nordportal erkennbar, welche den allgemeinen Trend der Alpenhebung verdeutlicht. Als Ursache für die relativen Verschiebungen, vor allem die Hebung der Urserenzone relativ zum Südhang des Aarmassivs, wurde insbesondere ein postglazial-isostatischer Ausgleich vermutet.
- Eine wichtige gesamtschweizerische und fachübergreifende Studie wurde in [Gubler et. al. 1981] publiziert. Die Hebungsdaten wurden mit der neuen Karte der Bouguer-Anomalien verglichen und es wurde versucht, die geodätischen und gravimetrischen Resultate den seismischen Geschwindig-

keiten der Kompressionswellen (p-wave-velocities) und der Tiefe der Krusten-Mantel-Grenze (Moho-Diskontinuität) gegenüber zu stellen. Da man eine strenge Korrelation der Hebungen mit den isostatischen resp. den Bouguer-Anomalien feststellt (s. Kapitel 8.2.3), wurde die teilweise Abhängigkeit der gesamthaften Alpenhebung von isostatischen Kräften postuliert. Bereits fünf Jahre vorher wurde in [Kahle et al. 1976] auf diese wichtige Erkenntnis aufmerksam gemacht. [Klingelé und Kissling 1982] haben später in der Publikationsreihe der SGK die Herleitung der isostatischen Anomalien umfassend erläutert und den rezenten vertikalen Hebungen nochmals gegenüber gestellt. In Kapitel 8.7 wird etwas näher auf diesen Zusammenhang eingegangen.

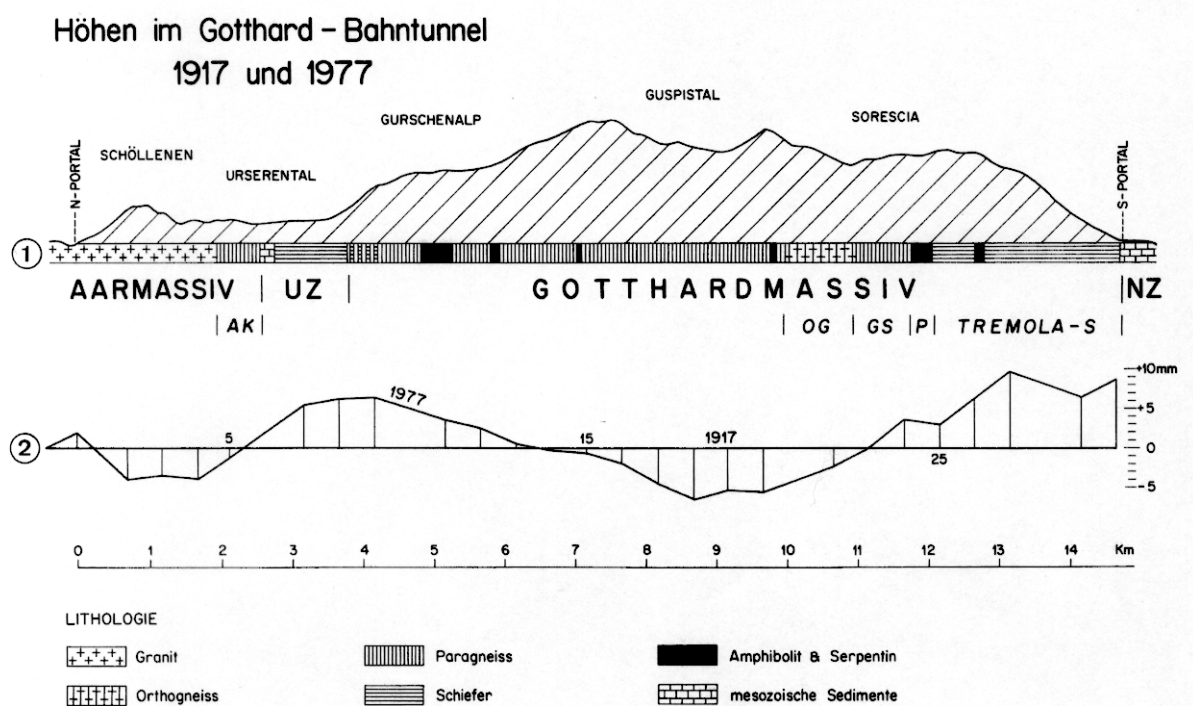


Abbildung 8.5-4: Vertikale Höhenänderungen im Gotthard-Bahntunnel [Funk und Gubler 1980]

- 1979 wurde im Simplontunnel die zweite wesentliche Alpentunnel-Messung wiederholt. Da man aus den landesweiten Untersuchungen im Raume Brig ein relatives Hebungsmaximum festgestellt hatte, war es nahe liegend, die Schleife Simplonpass - Simplontunnel näher zu untersuchen. In [Gubler 1981] wurden sowohl die alten wie auch die neuen Messungen ausführlich analysiert und bezüglich rezenter Höhenänderungen untersucht. Wieder waren es die Massstabsunsicherheiten der alten Messungen, welche die Aussagekraft aus den Passnivellements massgebend limitierten. Trotzdem konnte gezeigt werden, dass die Hebungen in Iselle geringer sind als in Brig, wobei das Minimum bereits in der Tunnelmitte erreicht war.
- Eine interessante Studie über postglaziale Krustenbewegungen entlang der Rhein-Rhone-Linie präsentierten [Eckardt et al. 1983]. Interessant deshalb, weil die Autoren durch geomorphologische Beobachtungen und unterlegt durch geodätischen Messungen bedeutende talparallele Verwerfungen im Alpenraum nachwiesen, deren Bewegungen postglazial sein müssen, also vor

weniger als 10'000 Jahren stattgefunden haben. Anhand wiederholter Nivellements in der Schöllenen-Schlucht konnte gezeigt werden, dass die Bruchflächen nach wie vor aktiv sind. Allerdings wurden einzelne rezente Bewegungen mit dem Bau des Gotthard-Strassentunnels in Verbindung gebracht. Dass sich diese Vermutungen bewahrheitet haben, wird in Kapitel 8.6.3 deutlich aufgezeigt.

- Im Jahre 1982 wurde das Bundesamt für Landestopografie von der Nagra beauftragt, alle zur Verfügung stehenden Nivellementmessungen zu analysieren, um daraus detaillierte Kenntnisse zur rezenten Kinematik der obersten Kruste in der Nordschweiz abzuleiten. Der Schlussbericht [Gubler et al. 1984] beinhaltet umfangreichen Angaben zu den Messungen und der Auswertetechnik sowie eine aufgearbeitete Darstellung der Vertikalbewegungen der Schweiz (Stand 1982) und detaillierte Übersichten über die Höhenänderungen im Untersuchungsgebiet der Nagra. Für diese Detailstudie wurde auf Wunsch der Nagra ein Referenzpunkt im Gneis von Laufenburg gewählt. Erstmals wurden im Untersuchungsgebiet alle Messpunkte mit wiederholten Beobachtungen nach geologisch-geotechnischen Gesichtspunkten bezüglich ihrer Langzeitstabilität beurteilt und klassiert.
- Da auch der angrenzende Schwarzwald für die Nagra von Interesse ist, wurden die geodätischen Untersuchungen von [Gubler et al. 1984] mit entsprechenden Messungen des Baden-Württembergischen Landesvermessungsamtes erweitert. Diese Auswertungen nahm das Geodätische Institut der Universität Karlsruhe mit unabhängiger Auswertemethodik und eigenen Rechenprogrammen vor [Mälzer et al. 1988]. Die Resultate deckten sich sehr gut mit der älteren Studie aus 1984. Vor allem bestätigten sie die bis anhin umstrittenen Hebungstendenzen im Bodenseegebiet.
- Wie durch den Gotthard- und den Simplontunnel führt auch durch den Lötschberg-Scheiteltunnel eine Hauptlinie des Landeshöhennetzes, welche 1913, 1983 und 1999 vollständig gemessen wurde. Entlang des Tunnelprofils zwischen Kandersteg und Goppenstein lässt sich die Alpenhebung beispielhaft verfolgen. Innerhalb des Tunnels existieren zwei Störzonen, welche markant vom allgemeinen Hebungsmodell abweichen. Im sog. Jungfraukeil wurde ein dichtes Kontrollnetz angelegt [Schneider et. al. 1996]. Im Kapitel 8.6.3 sind die Resultate aufgrund der Messungen 1999 detailliert aufgeführt.
- In einer kleinen Publikation von [Gubler und Wiget 1988] wurden die Resultate der speziell für das NFP 20 (Geologische Tiefenstruktur der Schweiz) ausgeführten Präzisionsnivellements Visp-Zermatt und Bellinzona – Brissago zusammen mit einer aufgearbeiteten Übersicht der gesamtschweizerischen Hebungen (Stand 1988) präsentiert. Mit dem Profil Bellinzona – Brissago wurde die sog. Insubrische Linie überquert, ohne dass dort signifikante relative Höhenänderungen festgestellt worden wären. Die Insubrische Linie gilt als eine der tektonischen Hauttrennlinien zwischen der europäischen und der afrikanischen Kruste.

- In einem Gemeinschaftsprojekt zwischen den SBB, swisstopo und der Nagra wurde 1991 die Neu-messung der Hauensteinlinie inkl. den beiden Bahntunnels in Angriff genommen. Die Untersu-chungen bestätigten die lange vermuteten systematischen Massstabsfehler der Holzplattenmessun-gen im ersten LN von 1911 [Schneider et al. 1992]. Es zeigte sich aber sowohl in den Pass- wie auch in den Tunnelmessungen, dass sich die Höhenfixpunkte am Jurasüdfuss und im Faltenjura gegenüber den Punkten im Tafeljura (nördlich des Hauensteins) heben.

8.6 Diskrete Einzelresultate und das Modell der rezenten vertikalen Bewegungen in der Schweiz

Die Resultate zu den rezenten vertikalen Bewegungen der diskreten Punkte des Landeshöhenetzes der Schweiz, wie sie aus der in Kapitel 7 erläuterten Berechnung stammen, basieren auf den Arbeiten der Vorgänger F. Jeanrichard und E. Gubler. Im Unterschied zu deren Arbeiten wurden mit dem Projekt LHN95 des Bundesamtes für Landestopographie sämtliche Präzisions-Nivellementmessungen seit Beginn des 20. Jahrhunderts systematisch digitalisiert (s. Kapitel 6.5.1). Dies erlaubt, nebst den Berechnungen auf den Hauptpunkten des Landeshöhenetzes nun auch verdichtete lokale Untersuchungen zu tätigen. Beispiele dazu sind die detaillierten Studien für die Nagra in der Nordschweiz [Schlatter 1999], die umfangreichen Untersuchungen für die AlpTransit AG im Gotthardgebiet [Schlatter und Mattli 2001] oder die Studien am Hauenstein Basis- und am Lötschberg-Scheiteltunnel [Schlatter 2001], [Schlatter und Valiquier 2003].

In einem ersten Teil (Kapitel 8.6.1) wird die Übersicht einer Auswahl der Hauptpunkte präsentiert und erläutert. Sie zeigt in anschaulicher Art sowohl die regionalen Trends aber auch vereinzelte lokale Anomalien. Zusammen mit sämtlichen geeigneten Hauptpunkten aus der kinematischen Ausgleichung des gesamten Netzes wird ein Modell der rezenten vertikalen Bewegungen erstellt und in einem zweiten Teil (Kapitel 8.6.2) beschrieben. Im Gegensatz zu den diskreten Punkteresultaten lassen sich mit Modellbildungen eine flächiges Bild rechnen, welches jedoch lokale Inhomogenitäten vernachlässigt. Für die Berechnung des Höhenreferenzrahmens LHN95 ist dieses Modell von wesentlicher Bedeutung.

Im dritten Teil (Kapitel 8.6.3) werden ausgewählte lokale Studien präsentiert, welche in der Zeit seit dem Projektbeginn LHN95 im Jahre 1996 bis heute erstellt wurden. Darin lassen sich auch einige Besonderheiten nicht-tektonischer Natur erkennen.

8.6.1 Diskrete Einzelresultate

Abbildung 8.6-1 zeigt die aktuellsten Resultate (Stand Ende 2004) rezenter vertikaler Höhenänderungen einer Auswahl von Höhenfixpunkten, wie sie zum grössten Teil von [Gubler 1984] verwendet wurden. Mit Ausnahmen im Mittelland wurden ausschliesslich Punkte gewählt, welche direkt im anstehenden Fels verankert sind. Bei den wenigen Ausnahmen wurde anhand der geologischen Karten oder den vorhandenen geologischen Beurteilungen (s. Kapitel 8.4.3) geprüft, dass sie nicht an Bauten versichert sind, welche in instabilen quartären Ablagerungen fundieren.

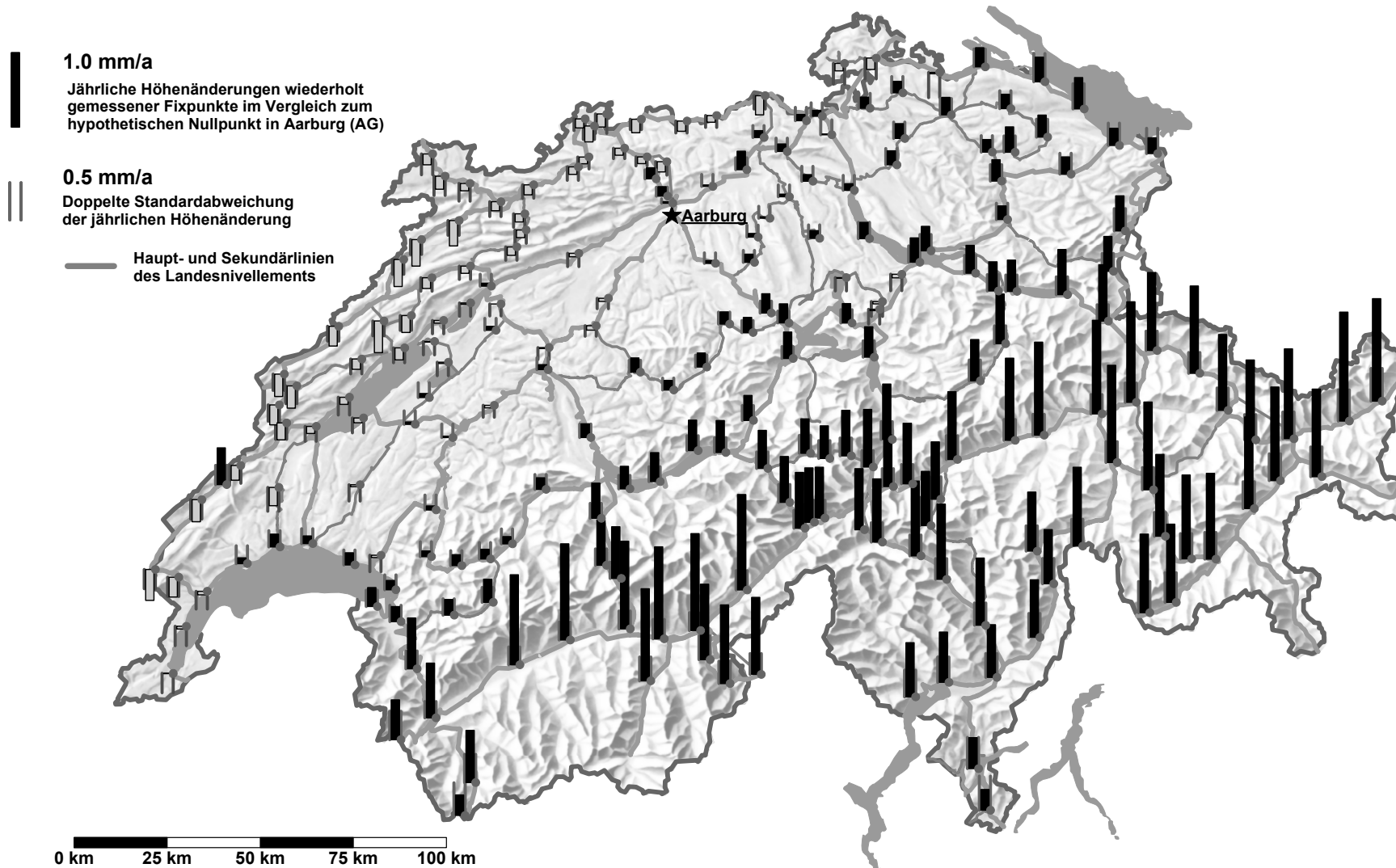


Abbildung 8.6-1: Rezente vertikale Krustenbewegungen entlang den Linien des Landeshöhenetzes (Stand Ende 2004); schwarze Balken: positive jährliche Höhenänderungen, hellgraue Balken: negative jährliche Höhenänderungen [$\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$]

Die Auswahl der ca. 200 Punkte ist durch die grafische Darstellungsmöglichkeit eingeschränkt. Die visuelle Verteilung stand im Vordergrund, lokale Strukturen kommen dadurch nur beschränkt zur Geltung. Die Verteilung aller Punkte mit geschätzten Geschwindigkeiten aus der kinematischen Gesamtausgleichung ist in der Abbildung 8.6-6 ersichtlich.

Die aktuellste Darstellung der rezenten Vertikalbewegungen (Abb. 8.6-1) zeigt eine sehr deutliche Hebungszone mit Werten von bis zu $1.5 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ in den Zentralalpen (oberes Rhonetal, Vorder – und Hinterrheintal) sowie im Engadin. Bezüglich dem hypothetischen Referenzpunkt in Aarburg sind diese Hebungen hoch signifikant; die dunkelgrauen Doppelbalken zeigen jeweils die doppelte Standardabweichung (Signifikanzniveau 95%).

Vom Alpenhauptkamm bis ins Mittelland und in den südlichen Tessin nehmen die Werte der relativen jährlichen Höhenänderungen deutlich ab. Im Gebiet des Westschweizer Juras (Delémont bis Genève) zeigen die Daten sogar mehrheitlich Senkungstendenzen an. Im Mittelland selbst, von Genève bis Zürich, sind keine signifikanten Höhenänderungen festzustellen. Ab Zürich bis hin zum Bodensee zeigt sich ein markanter Anstieg, welcher zu knapp signifikanten Höhenänderungen von bis zu $0.4 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ in Romanshorn führt.

Auffällige Einzelresultate sind aufgrund der eingeschränkten Darstellungsmöglichkeit nicht ersichtlich. Eine der wenigen lokalen Diskrepanzen zwischen zwei benachbarten Punkten ist in der Region Vallée de Joux südwestlich des Lac de Neuchâtel erkennbar. Die relativen Höhenänderungen sind hoch signifikant und stehen vermutlich im Zusammenhang mit einer noch aktiven Verwerfung in der Nähe von Le Pont [Aubert 1982].

Aus der in Kapitel 7 umschriebenen Gesamtausgleichung resultieren insgesamt 1073 Punkte mit Vertikalgeschwindigkeiten, welche für die spätere Modellbildung verwendet werden (s. Kapitel 8.6.2 und Abb. 8.6-3 bis 8.6-6). Die grösste *positive Vertikalbewegung* gegenüber dem Referenzpunkt Aarburg resultiert mit $1.46 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ im Unterengadin in der Nähe des Kurhauses Tarasp (Scuol). Die grösste jährliche Höhenänderung mit negativem Vorzeichen befindet sich mit $-0.46 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ in La Cure nördlich des Col de la Givrine (VD) an der Grenze zu Frankreich (ca. 20 km nördlich von Genève).

Es stellt sich die Frage, ob die resultierenden Höhenänderungen realen Bewegungen der oberen Erdkruste entsprechen oder ob sie nicht eine Folge unbekannter oder nicht erkennbarer systematischer Fehler in den Messungen sein könnten. Denkbar wäre beispielsweise, dass die jeweiligen Messungen durch einen Lattenmassstabsfehler verfälscht sind. Solch systematische Fehler würden bei nur zwei Messepochen keine Netzzwänge bewirken, sondern sich proportional zur Höhe der Punkte in deren Höhenänderungen niederschlagen.

Um eine allfällige Korrelation festzustellen, werden die *Vertikalbewegungen* der 1073 Punkte in Abhängigkeit der *Punkthöhe* dargestellt. Zusätzlich werden sie einer der drei tektonischen Grossein-

heiten *Jura*, *Mittelland* oder *Alpenraum* zugeteilt, um eine regionale Einschränkung der Resultate zu bewirken. Die Abbildung 8.6-2 widerlegt grösstenteils einen offensichtlichen Zusammenhang. Dass ab einer gewissen Höhenlage keine negativen Vertikalbewegungen mehr zu finden sind, ist kein Widerspruch. Höhen von über 1500 m ü. M. (nur graue Dreiecke) sind ausschliesslich im Alpenraum entlang den Passlinien zu finden, wo Senkungen normalerweise nicht erwartet werden.

Eine schwache (negative) Korrelation deutet sich einzig im Gebiet des Juras an, indem bei höher gelegenen Punkten negative Vertikalbewegungen häufiger sind. Dies ist jedoch auch eine Folge der höhenmässig mangelhaften Stationsverteilung. Auf den jeweiligen Hochplateaus des Jura fehlen aufgrund der Topografie tiefer gelegene Punkte, welche eine Abhängigkeit widerlegen könnten.

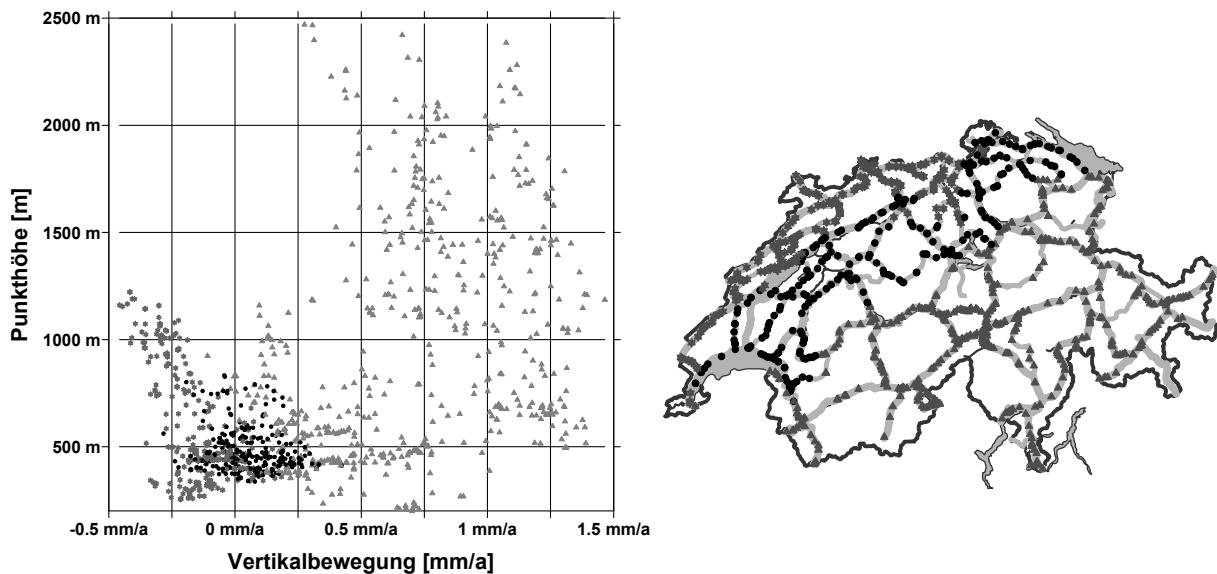


Abbildung 8.6-2: Vertikalbewegungen in Abhängigkeit der Punkthöhe; unterteilt nach: Jura (graue Sterne); Mittelland (Kreise); Alpen und Tessin (graue Dreiecke)

8.6.2 Das Modell CHKLM95 der vertikalen Höhenänderungen in der Schweiz

Die ca. 1'100 auf die Schweiz verteilten Punkte erlauben es, ein Modell der vertikalen Höhenänderungen zu berechnen. Dieses Modell unter dem Namen CHKLM95 (s. Kapitel 6.4) hat für die vorliegende Arbeit zwei wesentliche Bedeutungen:

- Mit dem Modell CHKLM95 lassen sich die rezenten Bewegungen als interpolierte Flächen darstellen, was vor allem die geophysikalische Analyse von *Trends* wesentlich vereinfacht und weitergehende Modellberechnungen erlaubt (s. Abb. 8.6-3 und Kapitel 8.7).
- Das Modell CHKLM95 ist ein wichtiges Hilfsmittel für die Höhenberechnung aller Punkte in LHN95, welche nur in einer Epoche gemessen worden sind. In einem bewegten Höhensystem muss jede Punkthöhe zu einem Referenzzeitpunkt bestimmt werden. Dazu muss von diesen Punkten eine (Modell)-Annahme für die Vertikalbewegung vorliegen. Das Modell CHKLM95 erlaubt entsprechende Interpolationen.

Mit der Standardsoftware *Surfer*[®] [Surfer 2002] lässt sich nach der *Kriging* - Methode aus den unregelmässig verteilten Punkten (s. Abb. 8.6-2, rechts) ein regelmässiges Gitter interpolieren. *Kriging* ist ein geostatistisches Interpolationsverfahren. Die Methode hat den wesentlichen Vorteil, dass sie nicht nur mit dem Abstand zu den Stützpunkten gewichtet, sondern auch deren räumliche Korrelation beachtet. Insbesondere bei unregelmässig verteilten und geclusterten Messdaten (unverhältnismässig viele und in Gruppen verteilte Stützpunkte) werden die Gewichte auch auf weiter entfernte, aber weniger redundant platzierte Messpunkte verteilt.

Für die Berechnung des 1km – Gitters wurden die Standardoptionen der Software *Surfer*[®] verwendet (*Point-Kriging*, *lineare* und *isotrope* Trendfunktion, 4 *Such-Sektoren* mit max. je 16 Punkten, max. 64 Punkte, min. 8 Punkte für die Interpolation).

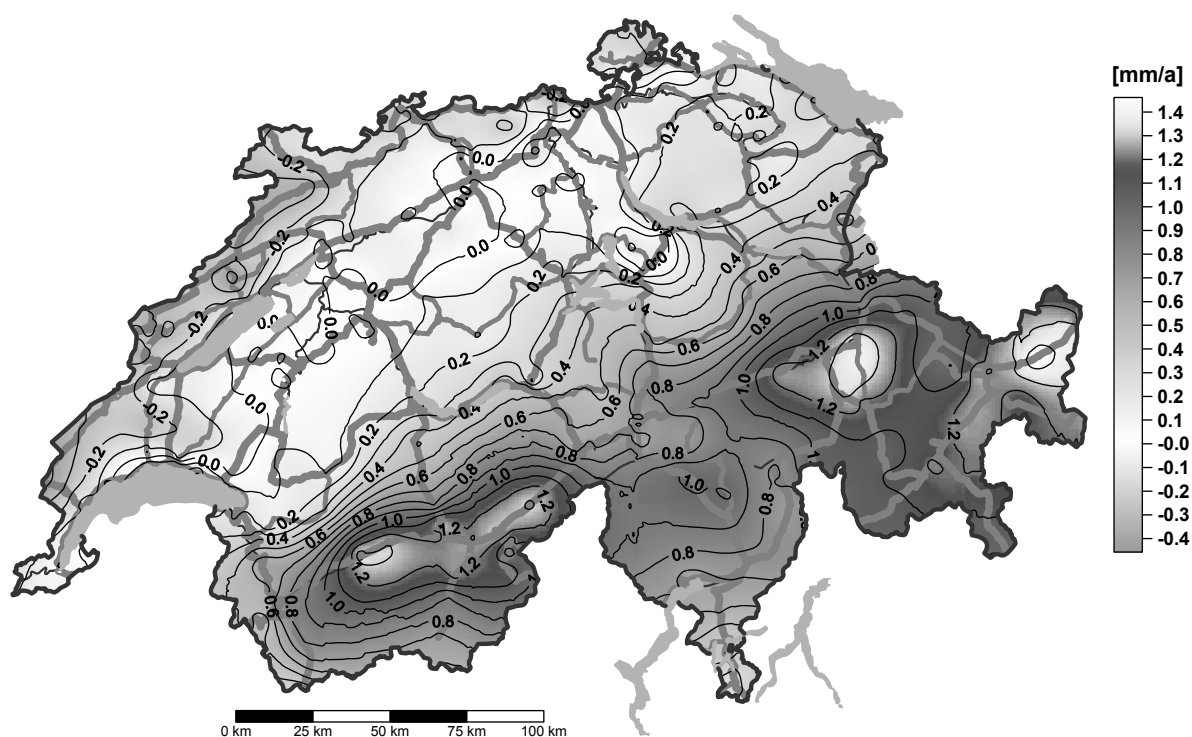


Abbildung 8.6-3: Das Modell CHKLM95 der Vertikalbewegungen der Schweiz [$\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$]

In Abb. 8.6-3 ist das Modell der Vertikalbewegungen in Kurven gleicher Höhenänderungen und Farb-abstufungen dargestellt. Diese Grafik erleichtert zusammen mit einer 3-D-Ansicht in Abb. 8.6-4 das Detektieren der relativen Maxima und Minima.

Die markanten relativen Maximal- und Minimalzonen befinden sich an den folgenden Orten:

Maxima-Zonen:	Unterengadin (Ardez - Scuol/Tarasp)	1.38 - 1.46 $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$
	Chur / Lenzerheide / Sils i. D.	1.31 - 1.39 $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$
	Unterwallis (St. Leonard - Sierre - Sion)	1.19 - 1.39 $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$
	Oberwallis/Goms (Visp - Brig - Fiesch)	1.24 - 1.32 $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$
	Leventina (Biasca)	0.90 - 1.01 $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$

Minima-Zonen:	La Givrine (St-Cergue - La Cure; VD)	-0.35 - -0.46 mm·a ⁻¹
	Vue des Alpes (NE)	-0.41 mm·a ⁻¹
	Bémont - Les Bayards (NE)	-0.30 - -0.41 mm·a ⁻¹
	Saignelegier - Le Bémont (JU)	-0.36 mm·a ⁻¹
	Zurzach - Koblenz (AG)	-0.32 mm·a ⁻¹
	Le Pont - Les Sentiers (VD)	-0.30 mm·a ⁻¹
	Zug - Aegeri - Sattel	-0.07 - -0.13 mm·a ⁻¹

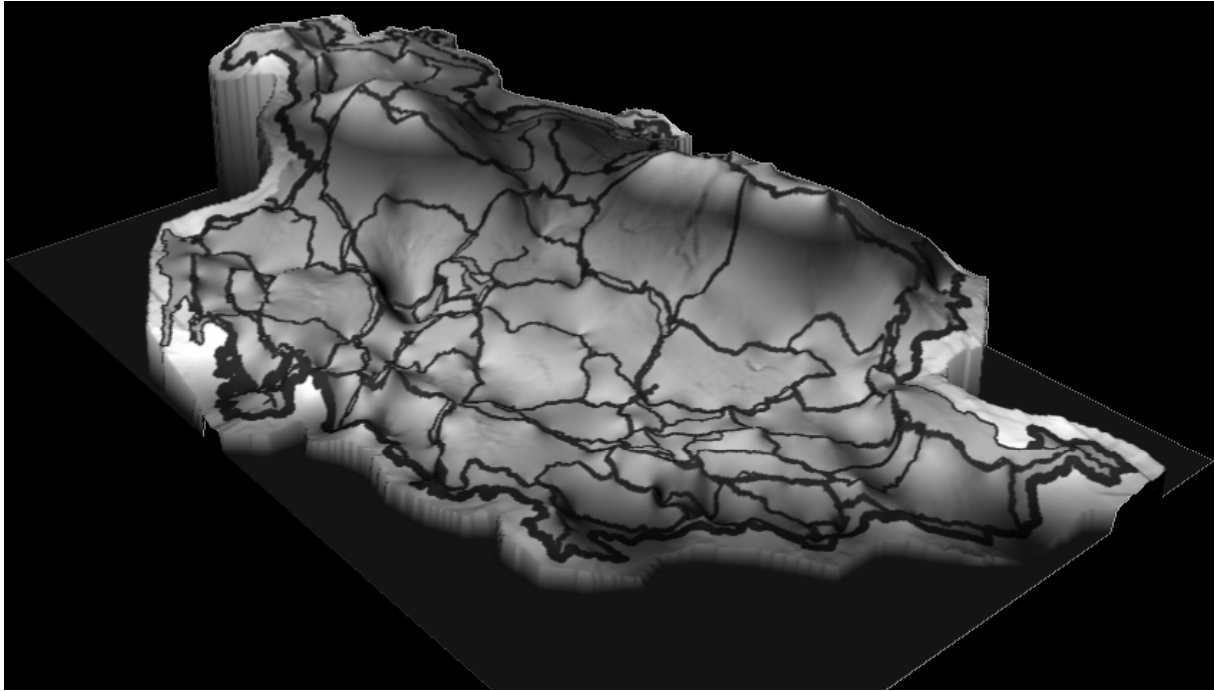


Abbildung 8.6-4: 3D-Ansicht der Vertikalbewegungen in der Schweiz

In der 3D-Ansicht (Abb. 8.6-4) kommen die maximalen Hebungszonen im Wallis und in Graubünden sehr schön zur Geltung. Ob der Senkungstrog in der Region Zug/Aegeri/Sattel tatsächlich tektonischer Natur ist, bleibt fraglich. Kleinere Probleme in dieser Region aufgrund alter Holzplattenmessungen zeigten sich bereits in der kinematischen Ausgleichung des Landeshöhenetzes (s. Kapitel 7.7.4).

Die Erstellung des Modells war ein iterativer Prozess. Zuerst wurden sämtliche Punkte mit geschätzter Geschwindigkeit aus der kinematischen Gesamtausgleichung in die Gitterinterpolation einbezogen. Mittels automatisch erzeugter *Kreuz-Validierung* wurde die Qualität der Interpolationsmethode auf den einzelnen Stützpunkten kontrolliert. Punkte mit Abweichungen von mehr als $\pm 0.3 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ zwischen beobachtetem (aus der kinematischen Ausgleichung) und aus dem im Modell prädictierten Wert wurden markiert und für die nachfolgende Gitter-Interpolation eliminiert.

Abb. 8.6-6 zeigt alle verwendeten Stützpunkte nach der finalen Interpolation des Gitters und die Residuen aus der Kreuz-Validierung in unterschiedlichen Symbolen und Farbabstufungen. Die maximalen Abweichungen betragen -0.21 und $+0.21 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$. Sie befinden sich in der Nähe von Lausanne und Vevey am nördlichen Ufer des Lac Léman (grosse schwarze Sterne). Aussergewöhnliche Häufungen von Punkten mit grossen Residuen sind nicht festzustellen. Die Qualität der Interpolation scheint aber dort

etwas zu leiden, wo die Dichte der Stützpunkte sehr klein und der Gradient der Höhenänderungen sehr gross ist. Deutlich zeigt sich dieser Umstand im mittleren Rhonetal (Wallis) und auf der Linie Visp-Zermatt.

Ein Histogramm (Abb. 8.6-5) der Residuen aus der Kreuz-Validierung belegt jedoch die ausgezeichnete Güte des Modells der vertikalen Höhenänderungen. Dabei wird jeder Stützpunkt (Punkt mit gerechneter vertikaler Höhenänderung aus der kinematischen Ausgleichung) unter Auslassung seiner Daten mit dem Kriging-Verfahren berechnet und das Ergebnis mit dem tatsächlichen Wert verglichen.

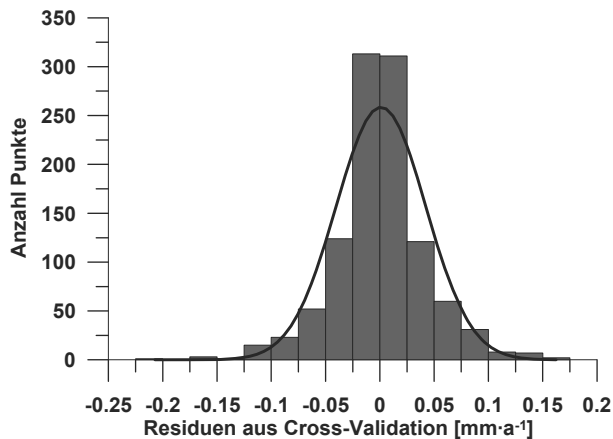


Abbildung 8.6-5: Kreuz-Validation auf den Stützpunkten

Aufgrund des Interpolationsverfahrens ist die Normalverteilung der Residuen bereits vorgegeben. Die mittlere Abweichung der Residuen beträgt $\pm 0.04 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$.

Dieses Modell eignet sich nun, vertikale Bewegungen auf diskreten Punkten zu prädictieren. Es erlaubt auch eine aufschlussreiche Darstellungsmöglichkeit über die grossräumigen rezente Höhenänderungen in der Schweiz. Es sollte aber keinesfalls verwendet werden, um lokale Störzonen zu detektieren.

Kriging ist zwar ein Interpolationsverfahren, welches aufgrund der distanzabhängigen Gewichtung zwischen Knotenpunkt und Stützpunkt den lokalen Einfluss stark berücksichtigt. Es ist aber die Eigenart jeder Interpolationsmethode, Diskordanzen (mehr oder weniger) auszumitteln.

Um nun von beliebigen Punkten vertikale Höhenänderungen zu interpolieren, wurde das 1km-Gitter als Grunddatensatz in ein swisstopo-eigenes Programm (*VINTER*) importiert. Dieses Programm berechnet die gesuchten Werte nach der Methode der biquadratischen Interpolation analog dem Verfahren für die Berechnung der Undulationen aus dem Geoid-Rastermodell CHGeo98R [Marti 2002]. Die Anwendung des Programms für die speziellen Berechnungen LHN95 ist in den Kapiteln 11.2 – 11.4 näher beschrieben.

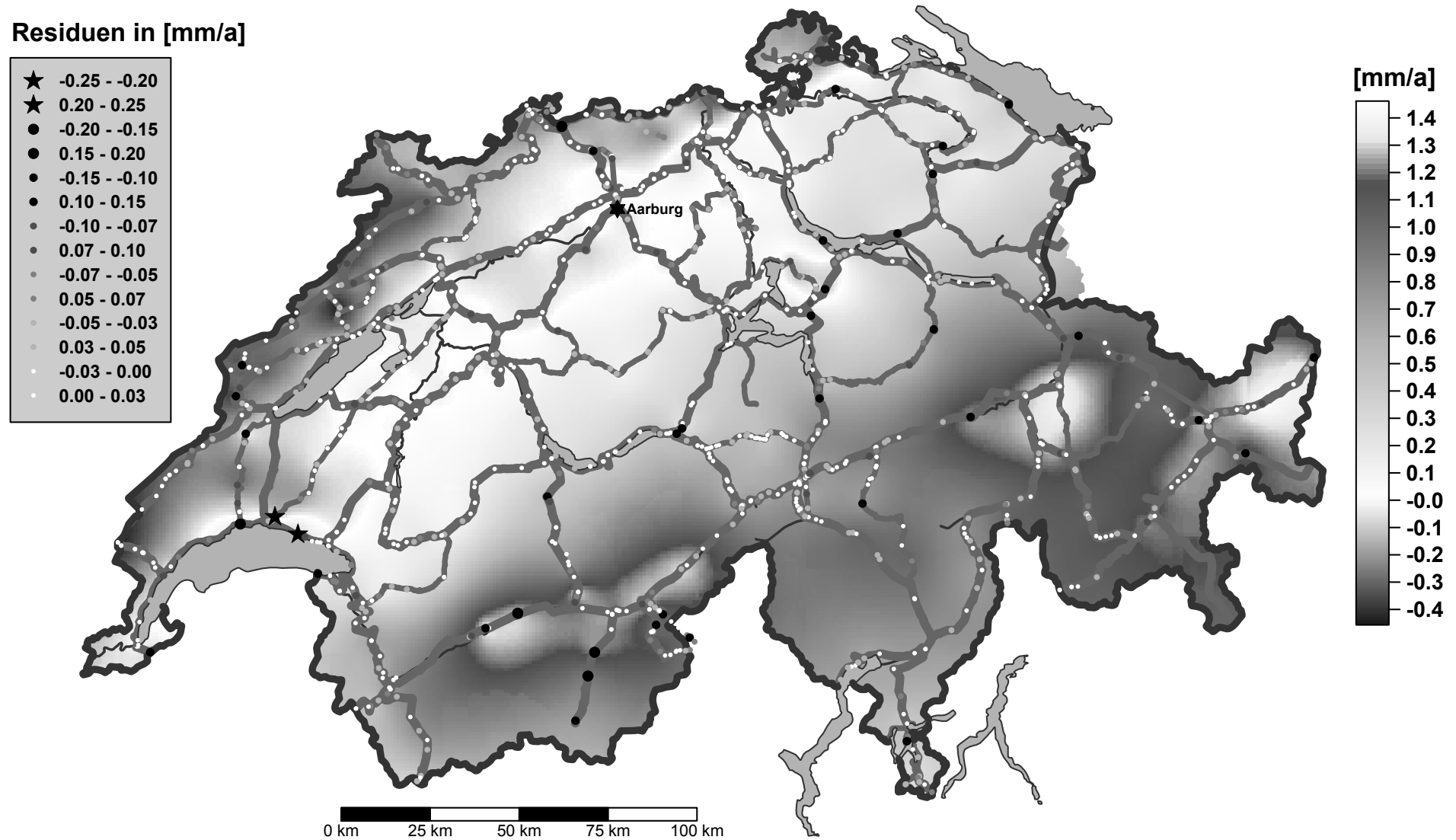


Abbildung 8.6-6: Modell CHKLM95 der Vertikalbewegungen [$\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$] und Residuen aus der Kreuz-Validierung auf allen Stützpunkten

Die vorliegende Flächeninterpolation aus den diskreten vertikalen Geschwindigkeiten ist natürlich nicht ganz unproblematisch. Entlang den LN-Linien weist das Modell bedeutend höhere Genauigkeiten auf als zwischen den Maschen; daher eignet es sich auch für die speziellen Berechnungen in LHN95. Für geophysikalische Interpretation täuscht es aber einen falschen Informationsgehalt vor. Die Stützpunkte liegen nur entlang den Nivellementlinien vor, welche hauptsächlich den Haupttälern und den wichtigen Passübergängen folgen. Gebirgsketten werden beispielsweise keine erfasst. Ob z. B. die Hebungsmaxima tatsächlich entlang den Tälern auftreten, wie dies die Abb. 8.6-4 und Abb. 8.6-6 stipulieren, ist zwar möglich, aufgrund theoretisch-tektonischer Überlegungen eher unwahrscheinlich.

8.6.3 Ausgewählte lokale Studien

Mit der nachfolgenden Auswahl von drei lokalen und aktuellen Studien zu rezenten Bewegungen wird die Bedeutung der umfangreichen Daten aus dem Landesnivellement herausgehoben. Die Dichte der Punkte und der Messungen erlauben, die Erkenntnisse aus der grossräumigen Alpenhebung noch weiter zu verfeinern. Dank der sorgfältigen Bearbeitung und Pflege des Netzes seit Beginn des 20. Jahrhunderts ist es erst möglich, derartige Studien auszuführen. Dies sollte Verpflichtung genug sein, die Arbeiten im LHN weiterhin mit der gleichen Gewissenhaftigkeit durchzuführen.

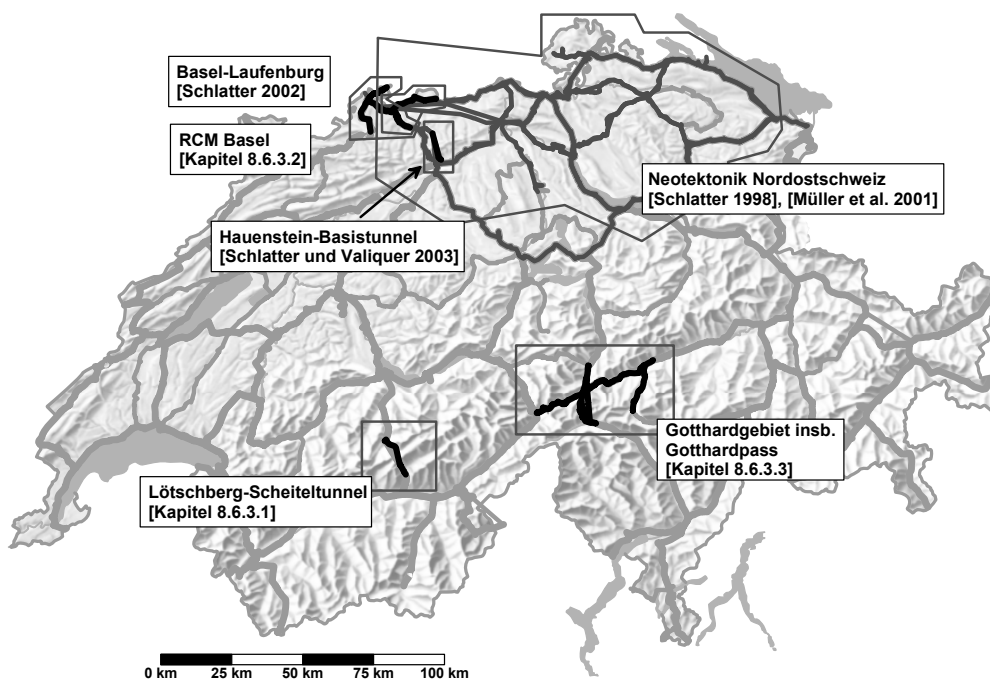


Abbildung 8.6-7: Übersicht der Gebiete mit tektonischen Detailstudien mit LHN-Daten ab 1997

Abbildung 8.6-7 zeigt die Lage der nachfolgend im Detail erläuterten Untersuchungen am *Lötschberg-Scheiteltunnel*, am *Rheintalgraben in Basel* und am *Gotthardpass*. Zudem sind weitere, seit 1997 durchgeführte Detailstudien mit Literaturverweis aufgeführt. Am interessantesten ist dabei das Neotektonik-Netz Nordostschweiz. Hier werden die lokalen LHN-Auswertungen als Teil einer umfang-

eichen und interdisziplinären Studie zur geologischen Entwicklung des Gebietes für die Nagra verwendet [Müller et al. 2001].

8.6.3.1 Lötshberg-Scheiteltunnel: Alpenhebung und lokale Störzonen

Mit dem Präzisionsnivellement im Jahre 1999 durch den Lötshberg-Scheiteltunnel liegt erstmals eine 3.-Messung eines Alpentunnels im Rahmen des LN vor. Die relative Hebung des südlichen Portalbereichs in Goppenstein von ca. $0.4 - 0.5 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ gegenüber Kandersteg wird auch durch die neusten Messungen bestätigt (s. Abb. 8.6-8). Bemerkenswert ist aber vor allem die Übereinstimmung mit früher publizierten Resultaten in den beiden Störzonen *Autochthon Nord* und *Jungfrauheil* (s. Abb. 8.6-9). Alle Variantenrechnungen, welche mit dem vorliegenden Messmaterial gebildet werden können, zeigen dieselben differenziellen Unterschiede im Bewegungsverhalten der Punkte, wobei lokale Störungen von bis zu $0.5 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ auftreten ([Schlatter und Valiquier 1999], [Schlatter 2001]).

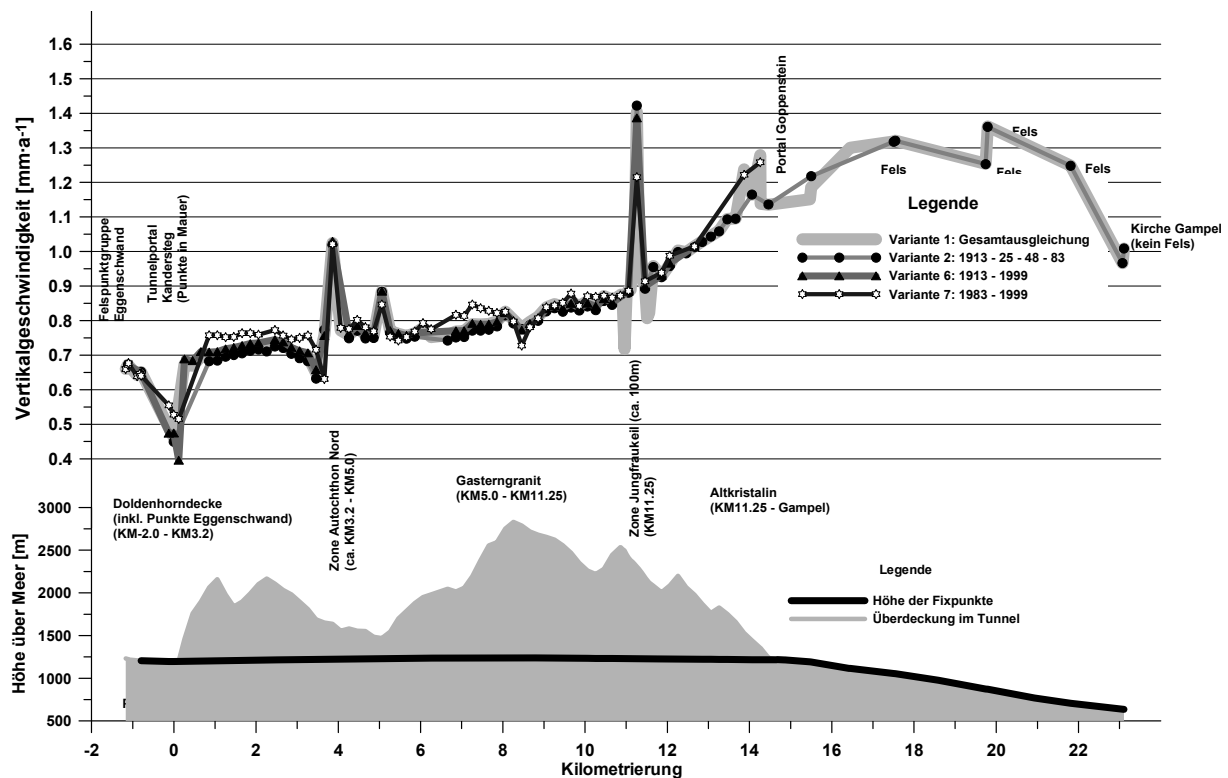


Abbildung 8.6-8: Vertikalgeschwindigkeiten im Lötshberg-Scheiteltunnel aus den Messungen 1913/83/99 mit den beiden Störzonen Autochthon Nord und Jungfrauheil

Abbildung 8.6-8 zeigt entlang des Tunnelprofils die verschiedenen Variantenbildungen durch die dreifache Messung des Scheiteltunnels. Grau unterlegt sind die Vertikalbewegungen der Tunnelpunkte aus einer Gesamtausgleich der drei Messepochen, gelagert auf drei Felspunktgruppen (*Eggenchwand*, *Mittel*, *Gampel*) aus einer aktuellen Gesamtberechnung LHN95. Darüber sind in unterschiedlichen Farben die Varianten aus den Messungen 1913/1983 (Kreise), 1913/1999 (Dreiecke) und 1983/1999 (Sterne) dargestellt. Sie zeigen sehr schön, wie der Trend der Alpenhebung in allen drei

Lösungen erhalten bleibt. Die statistische Aussagekraft der Epoche 1983/1999 (Sterne) ist aufgrund des kleineren Zeitintervalls am kleinsten (s. a. Kapitel 8.4.2).

Der Jungfraukeil ist ein tektonisch bedeutsamer, tief in das Kristallin eingespiesster Zug mesozoischer Sedimente mit einer starken Wasserführung. Er wurde im Scheiteltunnel auf einer Strecke von ca. 280 m durchfahren. Wie in Abb. 8.6-8 sehr schön ersichtlich, ist der Jungfraukeil eine Störzone, die an eine scharf begrenzte Bruchfläche gebunden ist und sich von der regionalen Tendenz wesentlich unterscheidet. Dies ist sowohl für den bestehenden Scheiteltunnel wie auch für den im Bau befindlichen Basistunnel von besonderer Bedeutung, da solche Störzonen eine Gefahrenquelle für den Bau und den Betrieb eines Tunnels sind. Aus diesem Grund wurde 1996 ein verdichtetes Überwachungsnetz installiert und ins LHN eingebunden. Abb. 8.6-9 zeigt sehr deutlich die auf wenige Meter begrenzte Störzone. Ob die grossen Relativbewegungen nur tektonischer Natur sind, ist eher umstritten. Vielmehr wird vermutet, dass diese Hebungen durch ein Quellen des porösen und stark wasserführenden Gesteins verursacht werden [Kellerhals und Isler 1998].

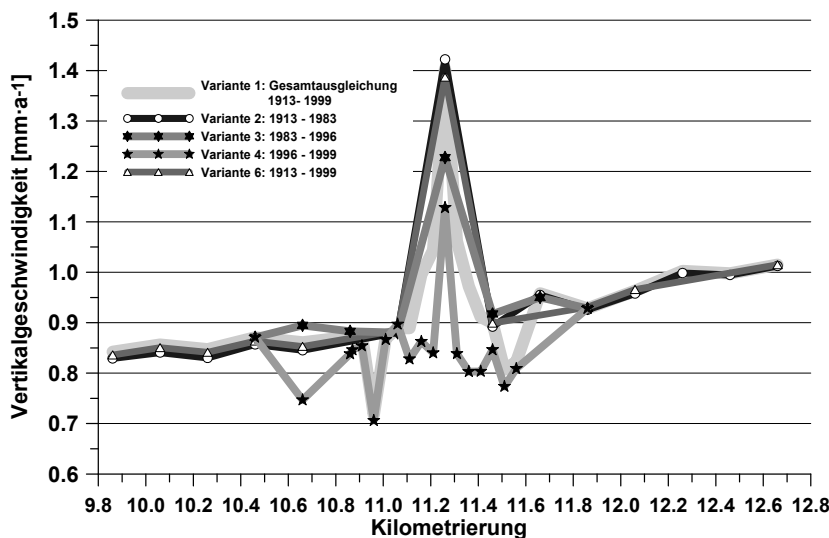


Abbildung 8.6-9: Detail der Störzone 'Jungfrau' im Lötschberg-Scheiteltunnel

8.6.3.2 Keine Bewegungen entlang der östlichen Flexur des Rheintalgrabens in Basel in den letzten 30 Jahren

Das südliche Ende des oberen Rheintalgrabens ist nicht zuletzt aufgrund des grössten mitteleuropäischen Erdbebens im Jahre 1356⁶⁸ eine der Zonen, wo rezente Krustenbewegungen erwartet werden. Aus diesem Grund installierte die Landestopografie im Jahre 1973 ein geodätisches Kontrollnetz mit zwei Nivellementprofilen quer zur Flexur östlich von Basel, welches mit der Folgemessung 1980 noch ausgebaut und besser ans LHN angeschlossen wurde. Zwei weitere Wiederholungsmessungen folgten

⁶⁸ vermutete Intensität IX [Fäh, 2001]

1991 und 2002, letztere als Beitrag zum internationalen Forschungsprojekt EUCOR-URGENT (Upper Rhine Graben Evolution & Neotectonics) [Schlatter et al. 2005b].

Abb. 8.6-10 zeigt die Resultate aufgrund all dieser Messungen anhand ausgewählter Punktgruppen entlang der sog. RCM-Profile in Form von Höhenänderungen und der Signifikanzschranken (Niveau $1-\sigma$). Als Referenzepoche wurde dabei die letzte Messung aus dem Jahre 2002 gewählt; der allen Messepochen gemeinsame Fixpunkt befindet sich am Münster in Basel. Die so festgestellten Höhenänderungen beweisen sehr schön, dass aufgrund der Nivellementmessungen in den letzten 30 Jahren keine relativen Änderungen zwischen den Flexurflanken stattgefunden haben. Diese Erkenntnis mag vielleicht enttäuschend sein, ist aber keineswegs wertlos. Die Schlussfolgerung, dass der Rheintalgraben tektonisch inaktiv ist, wäre grob falsch. Die geodätischen Messungen erlauben nur Aussagen über die letzten 30 Jahre. Erdbeben mit einer mittleren Intensität von VII bis VIII haben im Raum Basel eine Wiederkehrperiode von ca. 475 Jahren [Fäh 2001].

Ein Grabensystem wird kaum dasselbe Verhalten zeigen wie ein Gebirge während einer Orogenese. Ausbleibende Bewegungen können allenfalls auch ein Indikator für eine Anhäufung von Spannungen entlang des Grabens sein.

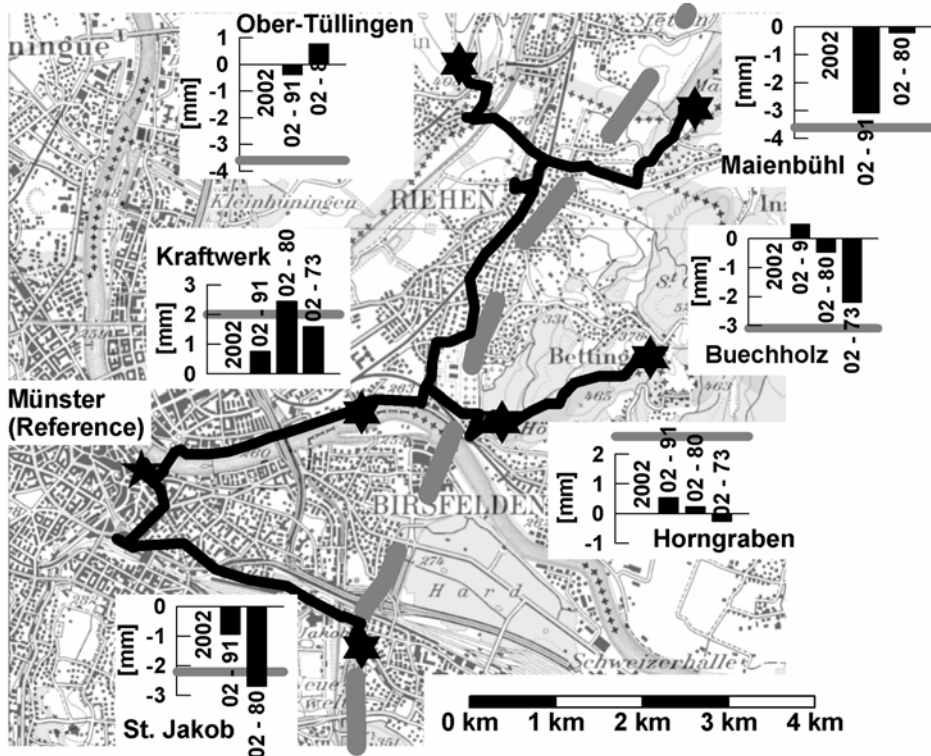


Abbildung 8.6-10: Höhenänderungen und Signifikanzniveau ($1-\sigma$ resp. 68%) einzelner Punktgruppen entlang den RCM-Profilen in Basel relativ zum Referenzpunkt am Münster im Zeitraum zwischen 1973 - 2002. Die Referenzmessung ist die Epoche 2002, die schwarzen Balken repräsentieren die Höhendifferenz. Gestrichelte Linie: Verlauf der östlichen Flexur

8.6.3.3 Untersuchungen am Gotthardpass: ein Beispiel massiver anthropogener Senkungen

1997 stellte die L+T aufgrund einer Nachmessung des 4 km langen Nivellements *Hospental - 'Gotthard Mätteli'* (Gotthardpass-Linie) ungewöhnliche Senkungen der Felspunkte von bis zu 10 cm gegenüber der Messung 1970 fest. Die Projektleitung für den Bau des neuen Gotthard-Basistunnels veranlasste darauf die Drittmessung der restlichen Gotthardlinie (nach der 1./2.Messung in den Jahren 1918/1970), um dieses Senkungsphänomen, welches mit grosser Wahrscheinlichkeit in einem Kausalzusammenhang mit dem Bau des Gotthard-Strassentunnels in den Jahren 1970-80 steht, weiter zu untersuchen. Die resultierenden Senkungen mit Beträgen von bis zu 12 cm relativ zum frei gewählten Nullpunkt in Wassen sind erstaunlich (s. Abb. 8.6-12). In der Fachwelt der Geologen lösten sie die unterschiedlichsten Reaktionen aus, insbesondere wurde auch deren Signifikanz angezweifelt. Felsmechanische Modelle zeigen jedoch, dass bei Gebirgsdrainagen, wie sie bei Tunnelbauten und insbesondere beim Abteufen von Schächten vorkommen, derartige Ereignisse durch den abnehmenden Porenwasserdruck durchaus plausibel sind [Lombardi 1994].

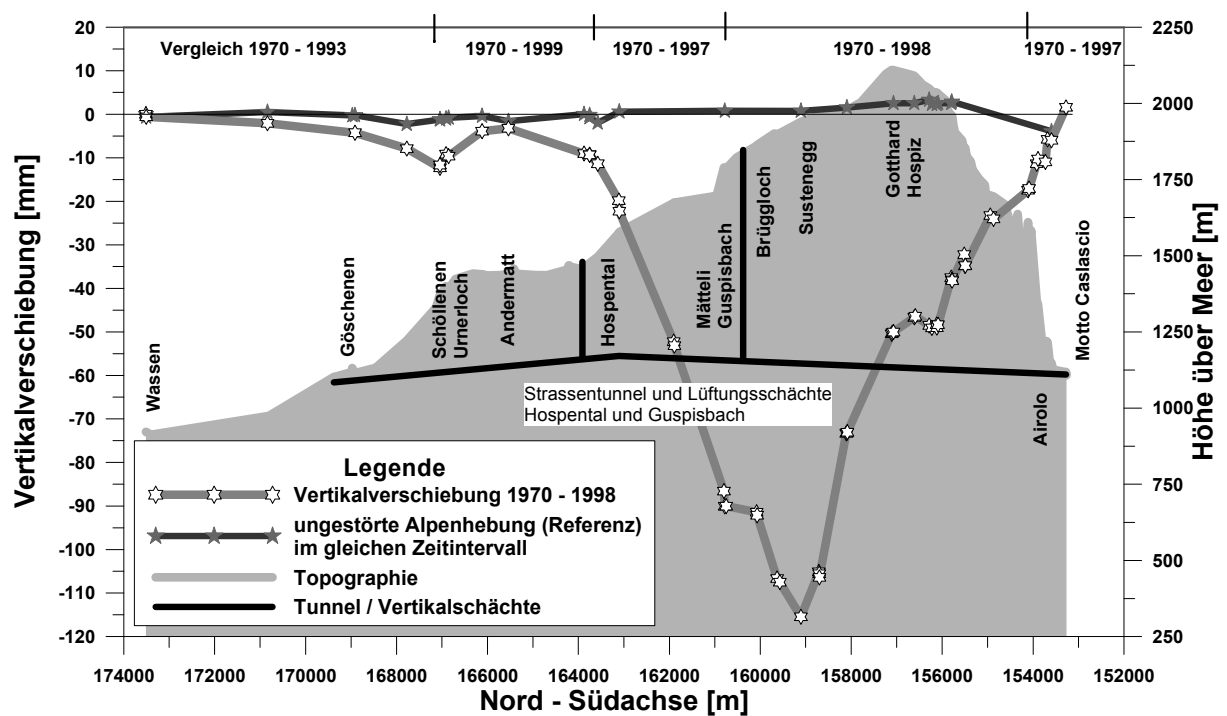


Abbildung 8.6-11: Senkungen am Gotthardpass aufgrund des Baus des Strassentunnels

Abb. 8.6-11 zeigt die Senkungsbeträge (graue Linie) zwischen 1970 und 1993/97/98/99 entlang der Linie *Wassen – Andermatt – Gotthardpass - Airolo*. Die dicke schwarze Linie zeigt die Hebungsbeiträge, wie sie aufgrund der Resultate der Erst- und Zweitmessung im gleichen Zeitraum wie oben erwartet würden. Das Maximum liegt leicht südlich des grössten Lüftungsschachtes Guspisbach; auf der Passhöhe haben sich die Senkungen bereits wieder halbiert. Es ist dies ein eindrückliches Beispiel von grossräumigen anthropogenen Senkungen. Gleichzeitig zeigt diese Untersuchung, welchen unschätzbaren Wert die Daten aus dem LHN besitzen. Ohne die sorgfältige Versicherung im Felde,

die präzisen Messungen und die ausführliche Dokumentationen über Jahrzehnte wären die Erkenntnisse am Gotthardpass nie möglich geworden.

Durch diese Ereignisse wurden umfangreiche Nachmessungen entlang der Hauptlinien im erweiterten Gebiet um den Gotthard bei der L+T in Auftrag gegeben. Hauptziel war, die Ausdehnung des Phänomens eingrenzen zu können und vor dem Bau des AlpTransit Gotthard-Basistunnels eine wertvolle Nullmessung zu besitzen ([Schlatter et al. 1997], [Schlatter und Mattli 2001]).

8.7 Versuch einer geophysikalischen Interpretation

Geophysikalische und geomorphologische Untersuchungen zu den rezenten Hebungen aus dem LHN wurden hauptsächlich im Rahmen des NFP20 getätigt; das Thema ist jedoch bei weitem noch nicht vollumfänglich bearbeitet. Das Bundesamt für Landestopografie beschränkt sich darauf, die Modelle der rezenten tektonischen Bewegungen aufgrund der geodätischen Daten zu verfeinern und mit den Lageinformationen aus den GPS-Messungen seit 1988 zu erweitern. Dazu sind zurzeit Arbeiten unter dem Projektnamen Swiss4D im Gange [Egli 2004b].

In den nachfolgenden Kapiteln wird (nicht abschliessend) diskutiert, inwieweit die mit dem LHN grossräumig festgestellten Höhenänderungen aktiver tektonischer, isostatischer (aufgrund der Orogenese) oder postglazialer Natur sein könnten.

8.7.1 Zuordnung der Vertikalbewegungen zu den tektonischen Grosseinheiten

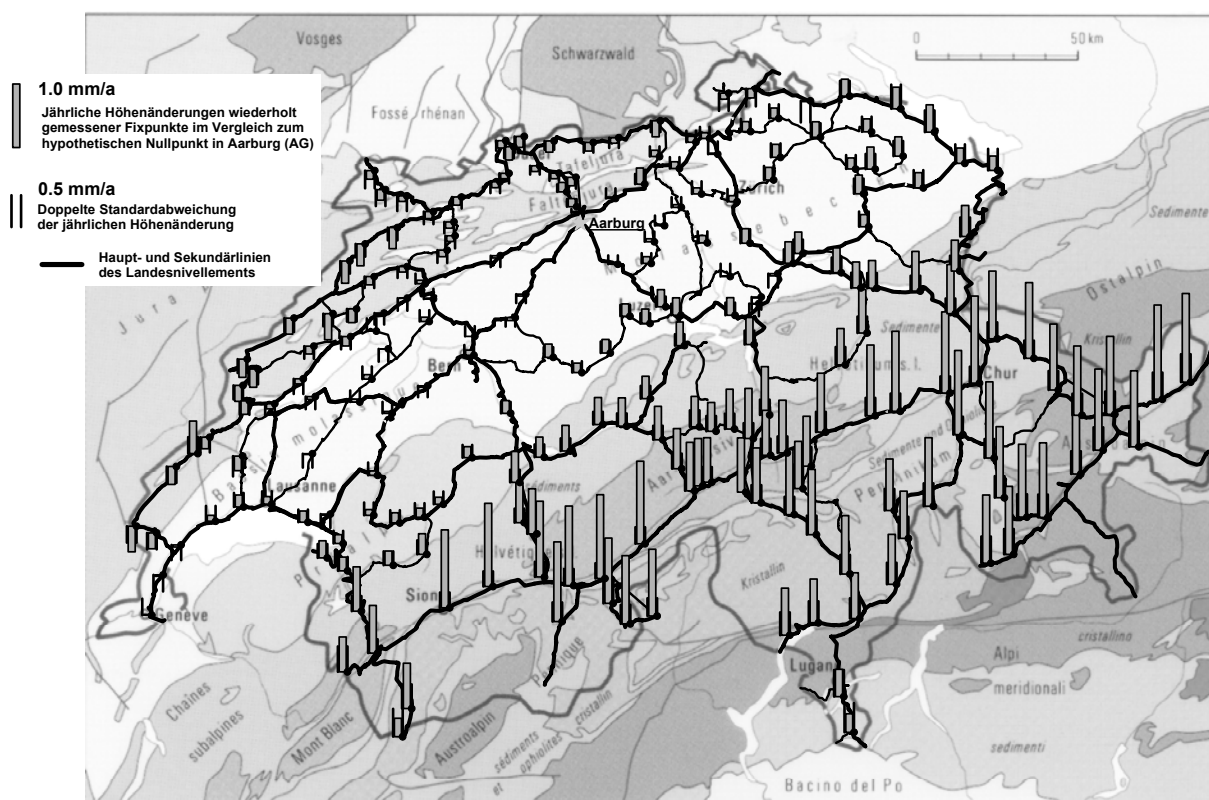


Abbildung 8.7-1: Rezente jährliche Höhenänderungen einer Punktauswahl auf der geologisch-tektonischen Übersichtsskizze der Schweiz.

Eine eindeutige Zuordnung der vertikalen Bewegungen zu entsprechenden geologisch-tektonischen Grosseinheiten ist nicht möglich (s. Abb. 8.7-1). Eine Einteilung scheitert schon deshalb, weil zwischen den diskreten Bewegungen auf den ausgewählten Punkten nur in wenigen Ausnahmen eigentliche Bruchzonen erkennbar sind. Die aus dem LHN ermittelten vertikalen Geschwindigkeiten

ändern sich grossräumig und zeigen kaum regionale Strukturen, auch wenn einzelne lokale Bruchzonen in Detailstudien zur Nordostschweiz nachgewiesen werden konnten [Müller et al. 2001].

8.7.2 Vergleich zwischen Schwere-Anomalien und vertikalen Bewegungen

Grossräumige vertikale Bewegungen finden besonders in Zonen rezenter Gebirgsbildung an den Plattengrenzen und aufgrund postglazialer Ausgleichsbewegungen statt. Hinweise auf Zonen vertikaler Bewegungsvorgänge liefert dabei auch das Schwerfeld. Isostatische Ausgleichsbewegungen liegen vor allem dann vor, wenn Hebungen mit negativen und Senkungen mit positiven *isostatischen Schwereanomalien* korreliert sind [Torge 1975].

Aus diesem Grund wird nachfolgend untersucht, ob ein Zusammenhang zwischen den Schwereanomalien (s. a. Kapitel 8.2.3) und den vertikalen Bewegungen in der Schweiz besteht. Abbildung 8.7-2 zeigt in einer Übersicht den Verlauf der Bouguer-Anomalien und die Auswahl der diskreten jährlichen Höhenänderungen.

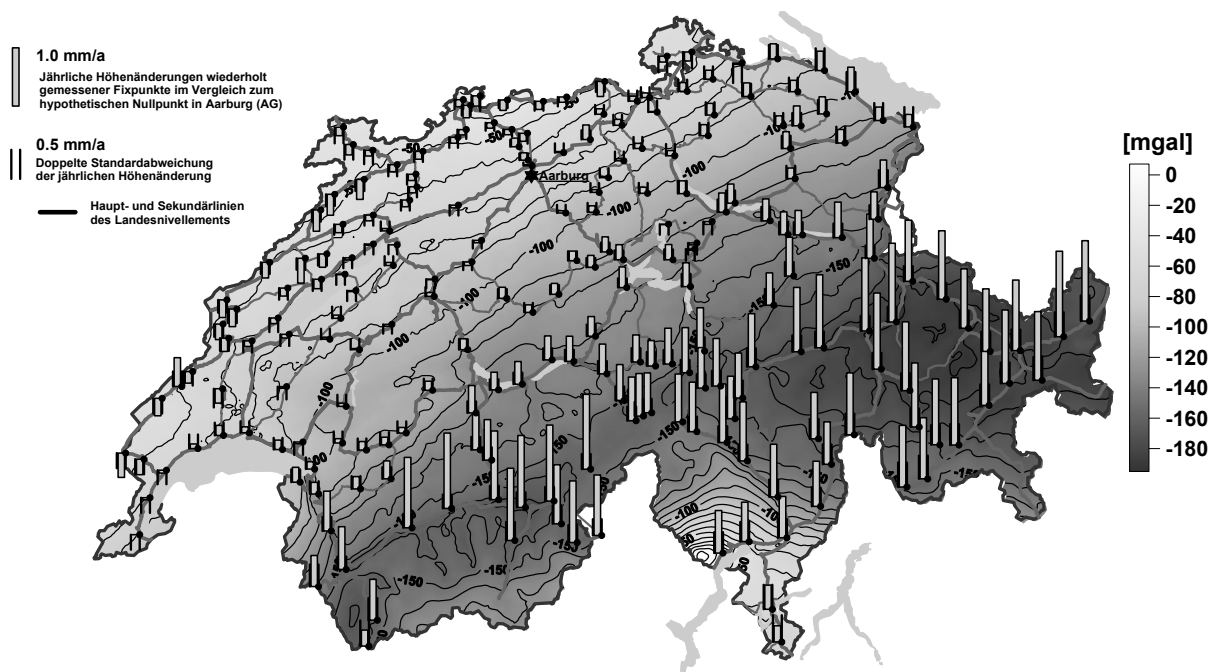


Abbildung 8.7-2: Rezente jährliche Höhenänderungen einer Punktauswahl mit der Darstellung der Bouguer-Anomalien [mgal].

Ein Zusammenhang zwischen den Schwereanomalien und den Hebungen ist offensichtlich. Die Extremwerte der jährlichen Höhenänderungen im Kanton Graubünden einerseits und entlang dem nördlichen Jurabogen andererseits stimmen mit den Extremwerten der Bouguer-Anomalien relativ gut überein. Eine Ausnahme bildet der südliche Tessin wegen des grossen lokalen Einflusses der Ivrea-Störzone auf die Schwere-Anomalien.

Dies allein ist jedoch noch kein Indiz für allfällige isostatische Ausgleichsbewegungen. Dazu müsste man zusätzlich isostatische Reduktionen an den Bouguer-Anomalien anbringen. Erste Versuche in

diese Richtung ([Kahle et al. 1980]) deuten darauf hin, dass die isostatischen Anomalien ihre negativsten Werte in Graubünden (Region Chur) und im Wallis annehmen. Während man in Graubünden eine erstaunlich gute Korrelation zwischen den isostatischen Schwereanomalien und den Hebungen feststellt, überlagern die Randeffekte des Ivrea-Körpers die Schwereanomalien im Wallis, so dass die Korrelation dort weniger ausgeprägt ist.

8.7.3 Vergleich der vertikalen Bewegungen mit der seismischen Aktivität

Das Wallis zeichnet sich gegenüber den meisten übrigen Gebieten der Schweiz durch eine erhöhte Erdbebenaktivität und –Gefährdung aus (s. Abb. 8.7-5). Eine ähnliche Gefährdungszone besteht auch am südlichen Ende des Rheintalgrabens in Basel. Betrachtet man die Übersicht der Erdbeben der letzten hundert Jahre mit Magnituden grösser 1.0, so zeigt sich auch hier eine massive Häufung entlang dem Rhonetal. Dies ist ein deutliches Zeichen erhöhter tektonischer Tätigkeit. Sind also die grossen Hebungen im Wallis nicht rein isostatischer Natur, so können die Hebungsraten hier durch aktive Tektonik erklärt werden.

Nebst den beiden Extremalzonen Wallis und Basel ist oft dort eine Häufung von Erdbeben anzutreffen, wo die Gradienten der Hebungsraten am grössten sind. Solche Gradientenberechnungen und Abschätzungen zur freigesetzten Energie durch die Hebungen sind in [Geiger et al. 1985] und [Egli 2004b] durchgeführt worden.

8.7.4 Zusammenfassung

Es sind weniger die geologisch-tektonischen Grosseinheiten, welche einen Rückschluss auf die rezenten jährlichen Höhenänderungen erlauben. Viel eher scheint ein Zusammenhang mit den Schwereanomalien zu bestehen, was bedeuten würde, dass ein Grossteil der vertikalen Bewegungen in der Schweiz durch isostatische Ausgleichsbewegungen verursacht ist. Die Korrelation mit den Moho-Tiefen deutet darauf, dass postglazial-isostatische Bewegungen nicht im Vordergrund stehen. Viel mehr dürften die Ausgleichsbewegungen eine Folge der Orogenese sein, wie sie durch die Entlastung der Erdkruste durch Erosion und durch den Kompensationsmechanismus im Bereich der Kompressions- und Subduktionszonen vorstellbar wäre.

Eine neue Berechnung der isostatischen Anomalien mit Hilfe des umfangreichen Schweredatensatzes der SGPK (unter gleichzeitiger Reduktion der Ivrea-Störzone) und der Vergleich mit den neuesten Resultaten der jährlichen Höhenänderungen sowie den Moho-Tiefen sind geplant.

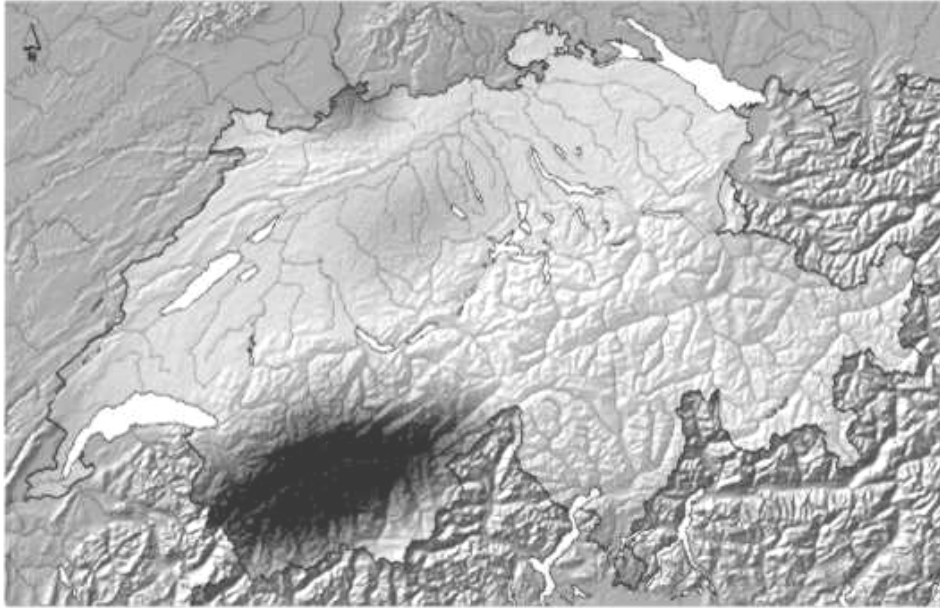


Abbildung 8.7-3: Karte der Erdbebengefährdung in der Schweiz (Frequenz 5 Hz, Wiederkehrperiode 475 Jahre; Quelle SED: Schweizerischer Erdbebendienst 2005)

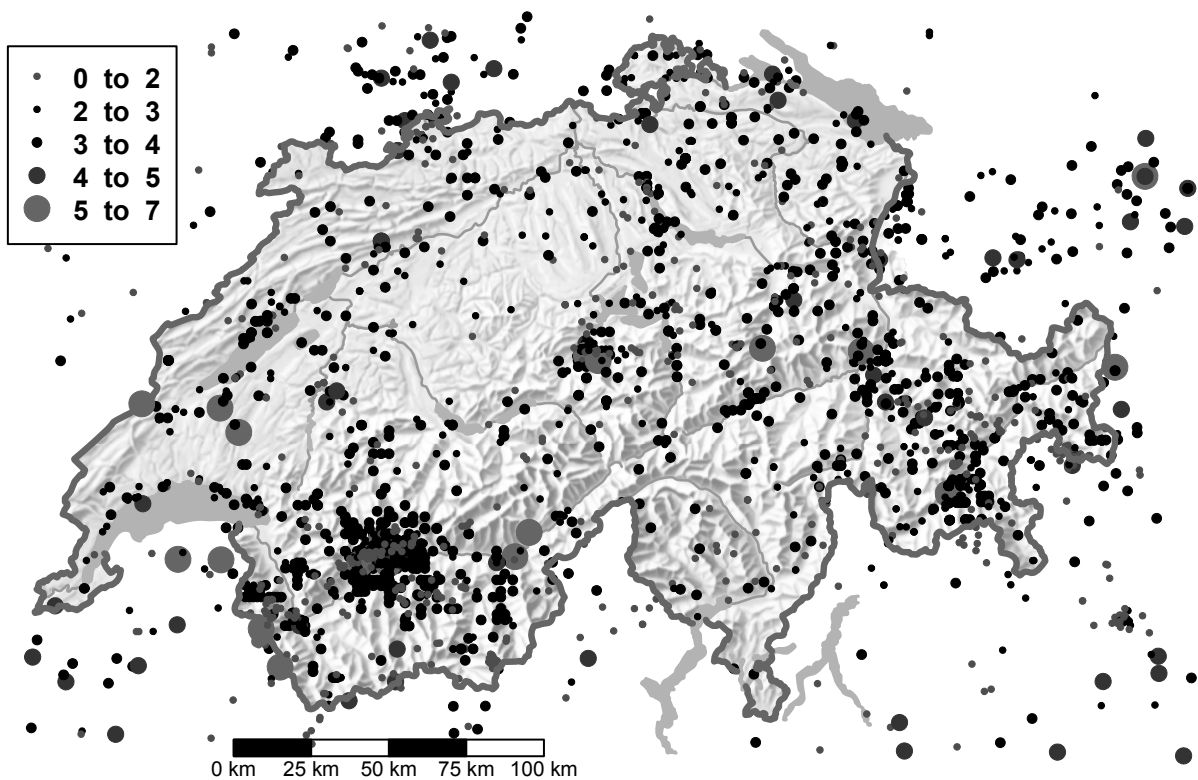


Abbildung 8.7-4: Karte der Erdbebenepizentren in der Schweiz mit Magnitude > 1 zwischen 1900 und 2003 (Quelle der Daten: ECOS Erdbeben-Katalog der Schweiz des SED).

Die Hebungen im Wallis könnten mit den tektonischen Bewegungen (durch horizontale Kräfte verursachte Bewegungen) im Zusammenhang stehen. Ein Indiz dafür ist die erhöhte Erdbebenaktivität gegenüber den übrigen Regionen in der Schweiz. Allerdings sind die mit GPS-Messungen in den letzten 10 - 16 Jahren in der Schweiz festgestellten lateralen Verschiebungen noch innerhalb der Signifikanzgrenzen [Wiget et al. 2005]. Wäre die durch das Nivellement nachgewiesene Alpenhebung von ca. $1.5 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ eine direkte Folge der tektonischen Kompression, könnte man Horizontalverschiebungen in der gleichen Grössenordnung erwarten. Über den beobachteten Zeitraum würde dies zu Horizontalverschiebungen zwischen 1 bis 2 cm führen, was mit GPS-Messungen detektierbar wäre. Allerdings können diese Horizontalverschiebungen über Distanzbereiche auftreten, welche breiter sind als der Einzugsbereich der GPS-Messungen innerhalb der Schweiz.

8.8 Der Einfluss der rezenten Höhenänderungen auf die Höhenrahmen

Der Einfluss der Höhenänderungen auf die unterschiedlichen Höhenrahmen ist schnell erklärt. Die jährlichen Höhenänderungen aus dem Modell CHKLM95 oder aus den diskreten Resultaten (s. Abb. 8.6-1 und Abb. 8.6-6) lassen sich einfach in Höhendifferenzen umrechnen. In den hundert Jahren, seit im heutigen LHN gemessen wurde, entstanden also Höhenänderungen von ca. -4 cm bis +15 cm. Um den Einfluss schweizweit über die 100 Jahre abzuschätzen, genügt es, die Einheit von $\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}$ in Dezimeter umzuwandeln.

Man kann natürlich mit den Angaben der jährlichen Höhenänderungen die wildestens Beispiele herleiten. [Weidmann 2002] erklärte seinen Leser die Alpenhebung mit dem Beispiel des Römers, welcher vor 2000 Jahren in Aarburg zu einer Reise in den Süden aufbrach. Für diesen Handelsmann oder Legionär war noch jeder Alpenpass ca. 2-3 m weniger hoch.

Allerdings ist es nun so, dass im bestehenden Höhenrahmen LN02 diese Höhenänderungen nicht berücksichtigt wurden. Ein sehr eindrückliches Beispiel liefert die Linie von Genève über Martigny durch das Rhonetal bis nach Brig. Auf diesem Abschnitt des LHN liegen drei vollständige Neumessungen aus unterschiedlichen Zeitepochen vor. Um Gebrauchshöhen LN02 herzuleiten, wurden diese Messungen jeweils in Knotenwerte eingezwängt, deren Höhen auf das Nivellement de Précision zurückgehen (s. Kapitel 5.2). Benutzt man die aktuellen Werte des LN02 als Referenz und trägt die Differenz zu den beobachteten aber nicht eingezwängten Höhen aller LN-Neumessungen bezüglich dem gemeinsamen Referenzpunkt RPN (Genève) auf, so entsteht das Profil in Abb. 8.8-1.

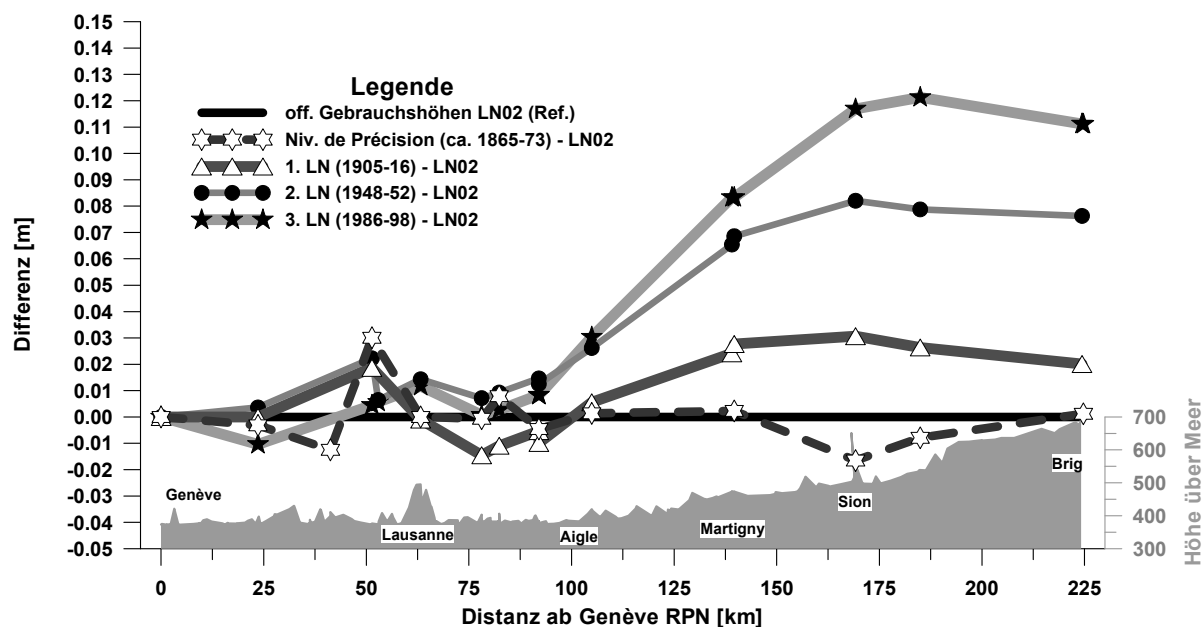


Abbildung 8.8-1: Differenzen der beobachteten Höhen 1.-3. LN zu den Gebrauchshöhen LN02 auf der Linie Genève - Martigny - Brig [m].

Abb. 8.8-1 deckt zwei wesentliche Schwächen des Gebrauchshöhenrahmens LN02 exemplarisch auf:

- LN02 Höhen beruhen letztendlich auf den Ausgangswerten des Nivellement de Précision. Die Höhendifferenz Genève - Brig ist nach wie vor identisch mit den Resultaten aus den Jahren 1865 - 1873.
- Die Alpenhebung wurde nie berücksichtigt. Im Abschnitt Aigle - Sion wird auf einer Distanz von 75 km ein Zwang von mehr als 10 cm in Kauf genommen. Die Grafik zeigt sehr schön den kontinuierlichen Anstieg über die drei Messeperioden des LN.

Weitere Untersuchungen zum Einfluss der Hebungen auf die unterschiedlichen Höhenrahmen sind im Kapitel 12 dokumentiert.

9. Vom Potential zur orthometrischen Höhe: die Berechnung der mittleren Schwere

9.1 Einführung und verwendete Berechnungsprogramme

Gemäss Formel 2.3-9 ist die mittlere Schwere entlang der Lotlinie die einzige und entscheidende Grösse, um von der geopotentiellen Kote zur orthometrischen Höhe zu gelangen. Wegen den Annahmen zur Massen- und Dichteverteilung im Erdinneren ist sie nicht hypothesenfrei. Die Berechnung dieser Masseneinflüsse ist zudem mit Rechenaufwand verbunden. Beides sind Gründe, welche die Einführung der orthometrischen Höhen in der Praxis noch heutzutage hemmen. Für die Geoid- und Schwerefeldmodellierung wurden am GGL-ETHZ bedeutende Entwicklungen getätigt, welche diese Rechenschritte wesentlich vereinfachen (hauptsächlich [Wirth 1990] und [Marti 1997]).

Für die vorliegenden Berechnungen sind es zwei Hauptgründe, welche eine Einführung von Massenmodellen erfordern:

1. Für die *Berechnung der mittleren Schwere* (resp. der orthometrischen Höhen) und für die Geoidbestimmung muss das Schwerefeld von der Erdoberfläche bis auf das Meeresniveau hinunter fortgesetzt werden. In der Regel können auf dem Geoid keine Messungen durchgeführt werden; die Einführung von Massenmodellen und die Berechnung des Einflusses auf die mittleren Schwere sind daher unumgänglich.
2. Die *Schwereinterpolation* aus vorhandenen Messungen ist in Regionen mit stark variierender Topografie und komplexen geologischen Verhältnissen anspruchsvoll. Es ist von Vorteil, den Einfluss von Massen zu eliminieren, welche eine hochfrequente Störung des Schwerefeldes verursachen. Erst dann ist es möglich, in Gebieten mit reduzierter Stützpunktdichte das Schwerefeld mit genügender Genauigkeit zu interpolieren.

Die Berechnung der mittleren Schwere nach der Formel 2.3-10 wurde in [Wirth 1990] hergeleitet und die notwendigen Programme (LOST: LOtschwerewirkungen und Schwerewirkungen aus Topographie und Massenmodellen) dazu erstellt. Diese Programme wurden hauptsächlich für die Geoidbestimmung [Marti 1997] und die allgemeine Berechnung von Schwereinflüssen aufgrund von unregelmässigen Polyedern [Arnet 1992] zum Programm QUAWIRK (*QUA*derWIRKung: *Berechnung der Wirkungen von verschiedenen Massenmodellen auf Schwere, Lotabweichung und Geoidhöhe*) erweitert.

QUAWIRK ist in den weiteren Betrachtungen das Grundprogramm für alle Berechnungen von Grössen, welche in irgendeiner Form vom Schwerefeld oder vom Normalschwerefeld abhängig sind. Es erlaubt die Lösung von folgenden Aufgaben:

-
- Berechnung des Einflusses von Massenmodellen auf Potential, Schwere und Lotabweichung auf einer beliebigen Anzahl Stationen oder in einem regelmässigen Gitter sowohl auf Stationshöhe wie auf beliebiger Referenzhöhe (insbesondere Meereshöhe).
 - Berechnung des Einflusses für einzelne Modelle oder für mehrere Modelle zusammen.
 - Interpolation von Oberflächen-Schwerewerten bei vorliegenden Messungen.
 - Bei vorliegenden Oberflächen-Schwerewerten: Berechnung der mittleren Schweren (mit einer geschlossenen Formel nach [Wirth 1990] anstelle der numerischen Integration).
 - Berechnung von Grössen, welche unabhängig von Massenmodellen sind, wie: Freiluftgradienten, Normalschweren und dynamische Schweren (s. a. Kapitel 2.3).
 - Höheninterpolation aus dem Höhenmodell DHM25 der swisstopo.

In den folgenden Unterkapiteln wird nochmals auf die wesentlichen Merkmale der Theorie eingegangen, die bekannten Massen- und Dichtemodelle kurz umschrieben, welche zur Berechnung verwendet werden und deren Einfluss auf die mittleren Schweren resp. die resultierenden Höhen abgeschätzt.

9.2 Die verwendeten Massen- und Dichtemodelle

Wie wir in Kapitel 10 noch zeigen werden, ist das Zusammenspiel zwischen Geoidbestimmung und der Berechnung von orthometrischen Höhen entscheidend, um ein konsistentes Höhensystem für die Bedürfnisse der Landesvermessung zu erzeugen. Sämtliche Berechnungen für die so bedeutenden mittleren Schweren müssen also mit denselben Massen- und Dichtemodellen getätigt sein, wie sie auch für die Geoidbestimmung (Reduktion der Beobachtungen) verwendet werden. Die hier erwähnten Modelle, welche Bestandteil im Programm QUAWIRK sind, wurden bereits in [Marti 1997] und [Marti 2002] ausführlich beschrieben. Gleiches gilt auch für die benutzten Referenzsysteme, auf welche sich die hier dokumentierten Berechnungen stützen. Die nachfolgend aufgeführten Massen- und Dichtemodelle dienen einzig der vollständigen Dokumentation und Information.

9.2.1 Das digitale Höhenmodell

Das Ausgangsmodell für die Berechnung des Topografie-Einflusses ist das digitale Höhenmodell DHM25 Level 2 des Bundesamtes für Landestopografie mit Stand September 2001 [Arnet 2001]. Die Gebiete ausserhalb des Perimeters von DHM25 wurden mit den SRTM3-Daten (Shuttle Radar Topography Mission 3"-Auflösung) des NASA Jet Propulsion Laboratory (JPL) im Umkreis von ca. 70 km ergänzt.

Die hochauflösenden Terrain- und Oberflächenmodelle DOM-AV und DTM-AV der swisstopo, welche aus Laserscanning-Daten erstellt werden, fanden in den neusten Berechnungen noch keine Anwendung. Sie würden aber sicher zu einer Genauigkeitssteigerung der Berechnung des Einflusses der Nahtopografie beitragen.

Das digitale Höhenmodell beschreibt nur die Geometrie der sichtbaren Massenoberfläche und sagt nichts aus über die Dichteverteilung und Strukturen von anomalen Massen im Erdinneren. Ohne weitere Angaben kommt deshalb für die Berechnung des topografischen Einflusses eine Standarddichte von $2.67 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ zur Anwendung.

9.2.2 Das Moho-Modell

Anstelle der isostatischen Kompensationsmodelle, welche einer Idealvorstellung der Gebirgswurzel entsprechen (s. a. Kapitel 8.2.3), bietet sich für die Berechnung der tatsächlichen Schwereinflüsse ein Modell der Mantel-Krusten-Grenze (Mohorovičić -Diskontinuität) an. Das Modell, wie es in [Marti 2002] verwendet wurde, stützt sich hauptsächlich auf refraktionsseismische Resultate des NFP20-Programmes [Kahle, Hrsg. 1993] sowie die Dissertation von [Baumann 1994]. Es wurde jedoch in den Randbereichen geglättet und mit dem älteren Modell von [Mueller et al. 1980] gestützt.

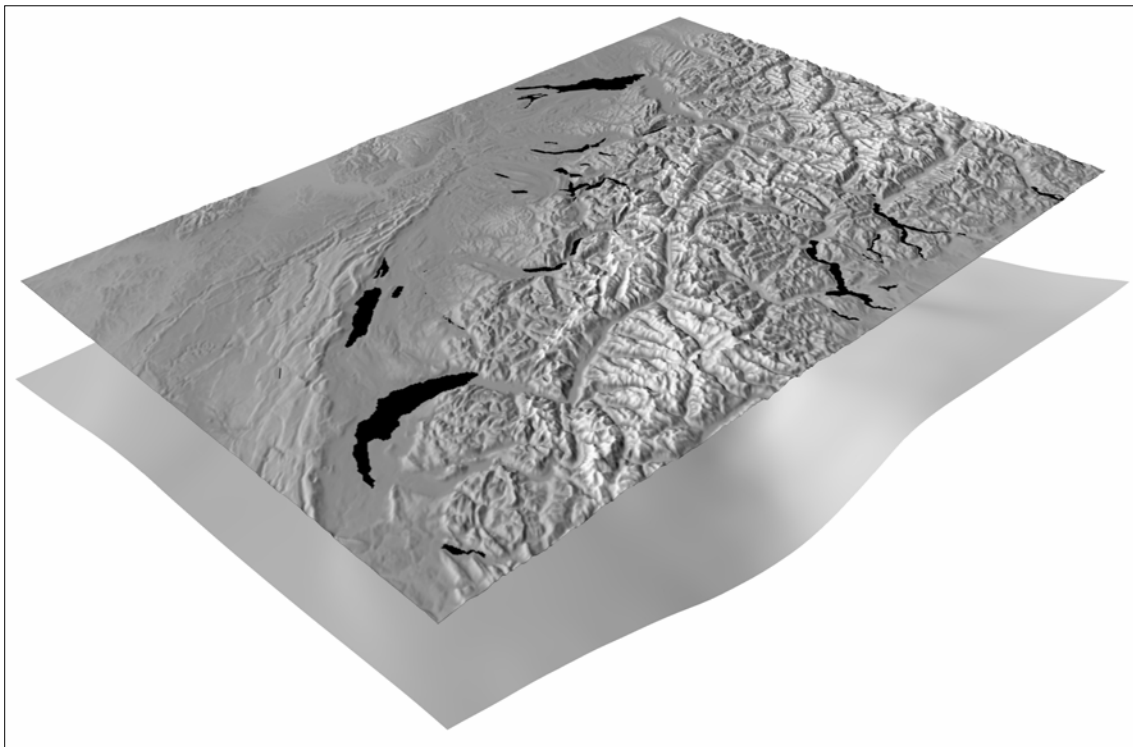


Abbildung 9.2-1: Topografie (DHM25) und das Mohorovičić-Modell (aus [Marti et al. 2004])

9.2.3 Der Ivrea-Körper

Der Ivrea-Körper ist eine mächtige, intrakrustale Störzone im Süden der Schweiz und in Norditalien; sie verursacht dort eine deutliche Störung des Schwerfeldes. Der maximale Einfluss auf die Oberflächenschwere beträgt bei Locarno mehr als 100 mgal. Der Störkörper dehnt sich von der Oberfläche bis auf die Krusten-Mantelgrenze aus. Das Modell wurde von [Bürki 1989] aus Lotrichtungsmessungen und Schweredaten erstellt.

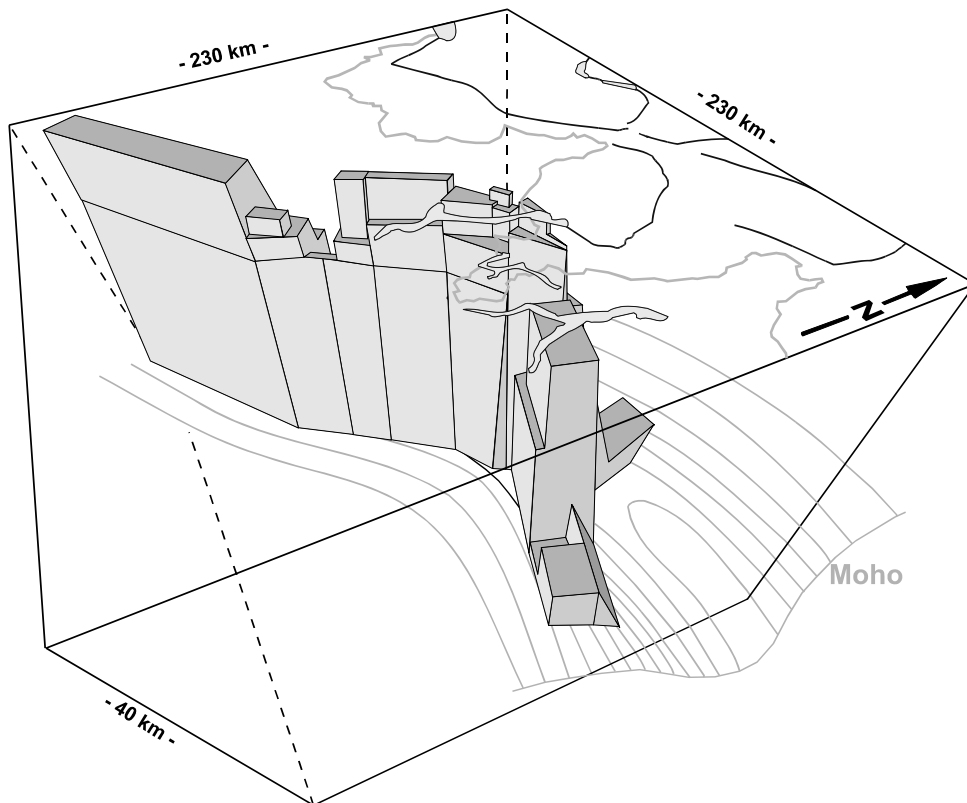


Abbildung 9.2-2: Modell des Ivreakörpers und der darunter liegenden Moho (nach [Bürki 1989])

9.2.4 Die Po-Sedimente

Weitere wichtige Störmassen des Schwerfeldes an der südlichen Grenze der Schweiz sind die tertiären und quartären Sedimente in der Po-Ebene. Sie erreichen eine Mächtigkeit von bis zu 12 km mit einem Oberflächen-Dichtekontrast von $0.8 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ gegenüber der mittleren Topografie. Die Modelle, welche hier verwendet werden, stammen aus den Arbeiten von [Schwendener 1984]. Der maximale Einfluss auf die Schwere beträgt -130 mgal, beschränkt sich aber im angrenzenden Gebiet der Schweiz auf wenige mgal.

9.2.5 Molasse-Becken des Mittellandes

Entsprechend dem Modell der Po-Ebene besteht auch ein Modell der quartären und tertiären Sedi-
mentfüllung des mittelländischen Troges nördlich der Alpen. Die seismischen und gravimetrischen

Daten stammen aus Arbeiten des Institutes für Geophysik der ETHZ und wurden in [Glaus 1990] zu einem 1km-Raster vereinheitlicht. Die verursachten Schwereanomalien liegen im Bereich von -25 mgal. Dieses Modell fand jedoch in der Geoidbestimmung keine Verwendung, sodass es auch für die definitive Berechnung der orthometrischen Höhen nicht berücksichtigt wurde.

9.2.6 Die Seen, quartären Talfüllungen und Gletscher

Die Wassermassen der Schweizer Seen wirken sich nur in unmittelbarer Nähe der Messstationen aus. Damit diese lokalen Effekte aber nicht in die Schwereinterpolation einfließen, wurde in [Marti 1997] ein Modell generiert, das die 30 grössten Schweizer Seen umfasst. Die grössten fehlenden Seen sind zurzeit der Lac de Joux und der Stausee der Grand Dixence (Lac des Dix).

Die quartären Talfüllungen wären wichtige Massenmodelle, da viele Nivellementlinien entlang der bedeutenden Alpentäler verlaufen (Rhein-, Rhone- und Urner Reusstal). Leider besteht bis heute noch kein umfassendes Modell; in der Westschweiz und im Wallis wurde in [Pugin 1988] weitergehende Untersuchungen durchgeführt, für die übrigen Gebiete wurden in [Marti 1997] anhand der Landeskarte grob die Struktur der Sedimenttröge abgeschätzt und mit Quadern modelliert. Neuere Modelle existieren zwar für das Rhonetal (Herkunft: Prof. Olivier, Universität Lausanne), das Rheintal und das Reusstal. Sie stehen für die Auswertungen mit QUAWIRK Ende 2004 leider noch nicht zur Verfügung.

Wie in [Marti 1997] wurde auch in dieser Arbeit ein sehr grobes Modell einzig für den Aletschgletscher verwendet.

9.3 Die Berechnung der mittleren Schwere in der Lotlinie

9.3.1 Theorie zur Berechnung der mittleren Schwere

Um das Verständnis für die nachfolgenden Berechnungen und Einfluss-Abschätzungen zu fördern, ist es sinnvoll, nochmals den (leicht gekürzten) Weg zur geschlossenen Formel von [Wirth 1990] zu skizzieren (s. Kapitel 2.3.5).

Die mittlere Schwere \bar{g}^P im Punkt P entspricht der gemittelten Summe der Schwerewerte g^Q entlang der Lotlinie vom Geoid bis zu P (s. Abb. 9.3-1):

$$\bar{g}^P = \frac{1}{H_P} \int_0^{H_P} g^Q dH \quad (9.3-1)$$

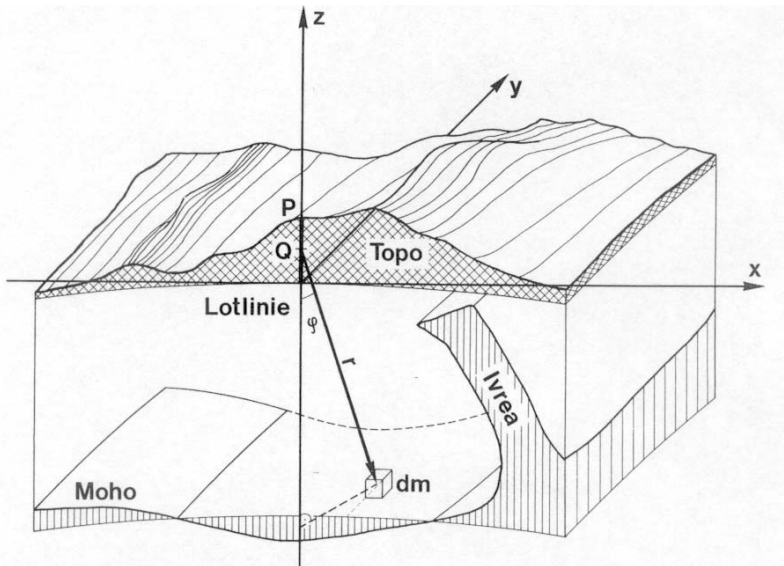


Abbildung 9.3-1: Skizze zur Berechnung der mittleren Schwere (aus [Wirth 1990]).

Die tatsächliche Schwere im Punkt Q (g^Q) kann in einzelne Komponenten zerlegt werden. Wir beschränken uns dabei auf die uns bekannten Massen- und Dichtemodelle nach [Marti 2002]:

$$g^Q = g_{Beob}^P + g_{Frei}^P - g_{Frei}^Q - g_{Top}^P - g_{Boug}^P - g_{Moho}^P - g_{Ivrea}^P - g_{...}^P + g_{Top}^Q + g_{Boug}^Q + g_{Moho}^Q + g_{Ivrea}^Q + g_{...}^Q \quad (9.3-2)$$

mit

- g_{Beob}^P = beobachtete Schwere in P
- g_{Frei}^P = Freiluftkorrektur (s. a. Formel 2.3-6)
- g_{Top}^P = Einfluss der Topografie (nach Trennung der topografischen Massen in Topografie und Bouguerplatte)
- g_{Boug}^P = Einfluss der Bouguerplatte
- g_{Moho}^P = Einfluss der Mohorovičić-Diskontinuität
- g_{Ivrea}^P = Einfluss des Ivrea-Körpers
- $g_{...}^P$ = Einfluss weiterer Dichtemodelle wie Po-Sedimente, Gletscher, Quartär-Füllungen

Man erhält diese Form, wenn man die beobachtete Schwere in P als Summe der Normalschwere, der Freiluftkorrektur, der Topografie-Einflüsse und der Massen-Modelle beschreibt.

Wir vereinfachen nun den Ausdruck 9.3-2, in dem wir die berechenbaren Modellwirkungen und Dichtekontraste (Topografie, Moho etc.) als $g_{Modelle}$ zusammenfassen. Weil der Freiluftgradient als lineare Funktion der Höhe definiert ist (s. Formel 2.3-6), ergibt 9.3-2 in 9.3-1 eingesetzt:

$$\bar{g}^P = g_{Beob}^P + \frac{1}{2} g_{Frei}^P - g_{Modelle}^P + \frac{1}{H_P} \int_0^{H_P} g_{Modelle}^Q dH \quad (9.3-3)$$

[Wirth 1990] konnte zeigen, dass das Integral über die Modelleinflüsse ersetzt werden kann durch einen geschlossenen Ausdruck mit Hilfe der Störpotentiale im Punkt P und auf dem Geoid:

$$\bar{g}^P = g_{beob}^P + \frac{1}{2} g_{Frei}^P - g_{Modelle}^P - \frac{T_{Modelle}^P - T_{Modelle}^0}{H_P} \quad (2.3-10)$$

Formel 2.3-10 zeigt, dass die Berechnung der mittleren Schweren natürlich von der gewählten Stationshöhe H_P abhängig ist. Dazu müssen die Werte mit möglichst guten Ausgangshöhen oder iterativ berechnet werden. Am Beispiel des Landeshöhennetzes hat sich gezeigt, dass bei der Wahl von Gebrauchshöhen als Startwert nach drei Iterationen keine Änderungen $> 1/10$ mm resultieren.

9.3.2 Wahl der Parameter

Die Bedienung und die Funktionalität des Programms QUAWIRK sind in [Marti 2002] umfassend beschrieben. Nachfolgende ist nochmals festgehalten, welche Massenmodelle für die effektive Berechnung der mittleren Schweren schlussendlich verwendet wurden:

QUAWIRK Version April 2004		12/10/05 15:04
Wahl der Modelle		

<1> Normalfeld rechnen	:	JA
<2> Topowirkungen berechnen	:	JA
<3> Mohodiskontinuitaet berechnen	:	JA
<4> Po-Sedimente berechnen	:	JA
<5> Ivreakoerper berechnen	:	JA
<6> Wassermassen der Seen berechnen	:	JA
<7> Dichtemodell berechnen	:	NEIN
<8> Sedimente (Ivrea) berechnen	:	JA
<9> Molasse berechnen	:	NEIN
<0> Oberfläche der Po-Sedimente	:	JA
<A> Oberfläche des Ivreakörpers	:	JA
 zusaetzliches Spezialmodell	:	NEIN
<C> Spezialfile fuer Berechnung	:	/gpsdata3/massmod/ivrea/ivrea.v89
<D> File der Dichteinformationen	:	
<X> Ausfuehren	:	
<Q> Abbrechen	:	

Waehle :		

Tabelle 9.3-1: Definitive Wahl der Massenmodelle für die Berechnung der mittleren Schweren
Die detaillierten Einstellungen zur Berechnung der Masseneinflüsse wurden für die Bestimmung von LHN95 so belassen, wie sie [Marti 1997] ermittelte und seither für die unterschiedlichen Geoidbestim-

mungen verwendete. Entscheidend für die Resultate sind insbesondere die Grenzabstände für die unterschiedliche Einflussberechnung des Topografie-Modells.

9.4 Interpolation von Oberflächenschweren

Formel 2.3-10 zeigt, dass für die Berechnung der mittleren Schweren ein Oberflächen-Schwerewert g_{Beob}^P notwendig ist. Natürlich könnte man dazu auf jedem Höhenfixpunkt eine Schweremessung durchführen. Alleine für die ca. 10'000 HFP1 des Landeshöhennetzes wäre dies aber eine aufwändige und wenig sinnvolle Arbeit.

Auf ausgewählten HFP1 und Hilfspunkten der LN-Messungen wurden bis Ende 2004 ca. 5000 Schweremessungen unterschiedlicher Herkunft und Qualität durchgeführt. Zudem steht ein umfangreicher Schweredatensatz der Schweizerischen Geophysikalischen Kommission (SGPK) für die gravimetrische Landesaufnahme zur Verfügung, welcher vom Bundesamt für Landestopografie verwaltet wird (s. a. Kapitel 6.5.2). Dieser Datensatz umfasst ca. 31'600 Punkte.

Bedeutend einfacher und effizienter ist es nun, aus den vorhandenen Datensätzen und Massenmodellen für *sämtliche* Punkte Oberflächen-Schwerewerte zu interpolieren. Eine einheitlich durchgeführte Interpolation führt dabei nicht unbedingt zu einer Genauigkeitssteigerung, jedoch zu einer geglätteten Berechnung der mittleren Schweren aller benachbarten Punkte. Geringere Genauigkeiten und systematische Fehlereinflüsse älterer Messungen auf vereinzelt Punkten führen somit nicht zu lokalen Diskrepanzen in den orthometrischen Höhen, was gegenüber den höchst präzisen Potentialen, den beobachteten Höhen oder auch gegenüber den Gebrauchshöhen LN02, welche eine hohe Nachbargenauigkeit aufweisen, höchst unangenehm wäre und vom Benutzer nicht verstanden und akzeptiert würde.

Voraussetzung zur zweckmässigen Interpolation von Oberflächen-Schwerewerten ist, dass die vorhandenen Messungen bereits um die Einflüsse der bekannten Massenmodelle reduziert wurden. Dies ist in der Regel eine einmalige Berechnung, auch wenn der Schweredatensatz mit weiteren Messungen laufend ergänzt wird. Die Reduktion erfolgt deshalb, weil so in einem topografisch und geologisch anspruchsvollen Gebiet auch in stützpunktärmeren Regionen genügend genaue Werte interpoliert werden können. Die Stützpunkte selbst liegen nach der Reduktion auf einer geglätteten Fläche, was die Berechnung von Zwischenpunkten wesentlich vereinfacht und verbessert. Die Interpolation von Oberflächen-Schwerewerten ist somit ein dreistufiges Verfahren (analog der "remove-restore"-Technik in der Geoidbestimmung):

1. Berechnung der Masseneinflüsse auf Punkthöhe (der gesuchten Punkte) und Reduktion (remove)
2. Interpolation von Punktwerten im reduzierten Datensatz der Schweremessungen
3. Addition der Masseneinflüsse zu den interpolierten Schwerewerten (restore)

Aus dem Berechnungsschritt 1 resultiert das Glied $g_{Modelle}^P$ der Formel 2.3-10. Die Interpolation mit den reduzierten Beobachtungen im Schritt 2 erfolgt nach der Methode der Kollokation (sog. Prädiktion). Diese Methode wurde u. a. in [Wirth 1990] auf der Grundlage von [Moritz 1980] umfassend präsentiert und von [Marti 1997] für die praktische Geoidbestimmung angewendet, sodass hier auf eine Erwähnung verzichtet werden kann. Um von diesen Werten auf die interpolierten Oberflächen-Schwerewerte zu kommen, müssen schliesslich die Masseneinflüsse auf Punkthöhe dazu addiert werden (Schritt 3).

Sämtliche Berechnungsschritte sind im Programm QUAWIRK implementiert. Gemessene Tunnel-schwere-Werte müssen dabei gesondert behandelt werden, da sie für die direkt darüber liegenden Oberflächenpunkte meist nicht repräsentativ sind.

Anhand von zwei unterschiedlichen Beispielen (Mittelland, Gebirge) versuchen wir nun, die Genauigkeit dieser Methode zu kontrollieren. Es handelt sich um zwei Neumessungsstrecken des LHN aus dem Jahre 2004, auf welchen auf ausgewählten Punkten Schweremessungen durchgeführt wurden. Die Genauigkeit dieser Messungen, welche mit einem LaCoste&Romberg G-Gravimeter durchgeführt wurden, beträgt ca. $\pm 0.05 - 0.10$ mgal. Diese Messungen wurden nachträglich in den Schweredatensatz der SGPK integriert. In den Abbildungen 9.4-1 und 9.4-2 (jeweils in der oberen Hälfte) sind die Unterschiede zwischen interpoliertem und gemessenem Schwerewert vor und nach der Integration der Schweremessungen und in den Grunddatensatz für die Kollokation dargestellt.

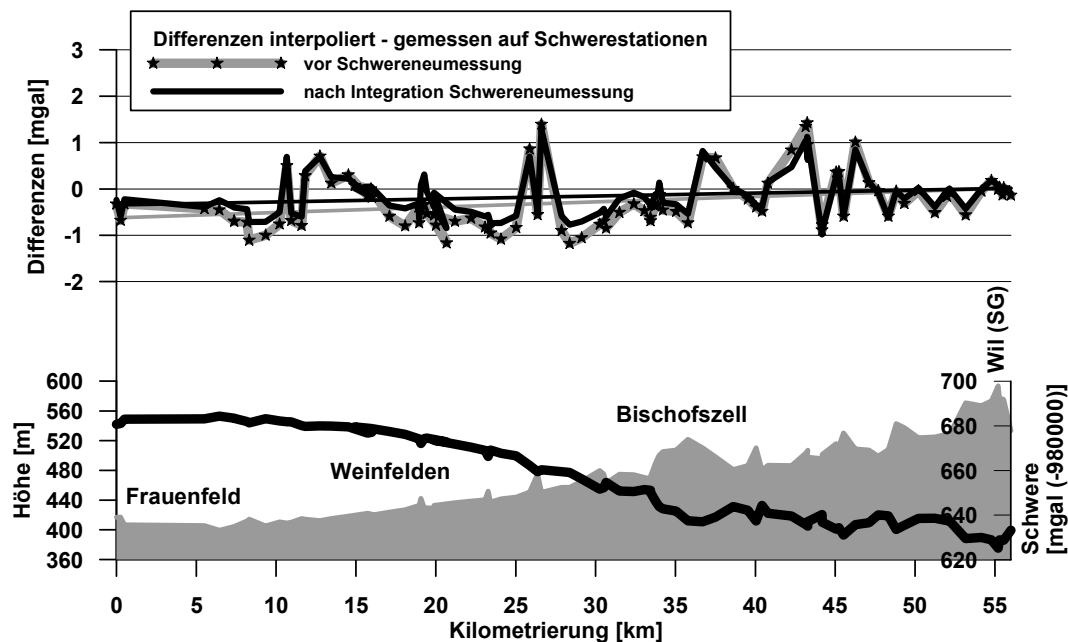


Abbildung 9.4-1: Vergleich zwischen interpolierten und gemessenen Schweren auf der Linie Frauenfeld - Bischofszell - Wil (SG)

Auffallend ist, dass die Verbesserungen der interpolierten Schwerewerte durch die Neumessungen relativ bescheiden sind. Sie treten eigentlich nur bei der Gebirgslinie einigermaßen deutlich hervor. Der Verlauf der Kurven vor und nach Integration der Neumessungen in den Gesamtdatensatz für die

Kollokation ist praktisch gleich. Dies verdeutlicht, dass der Hauptanteil an den Differenzen aus der Berechnung der Masseneinflüsse und von qualitativ schlechteren Schwere-Stützpunkten aus der näheren Umgebung stammt.

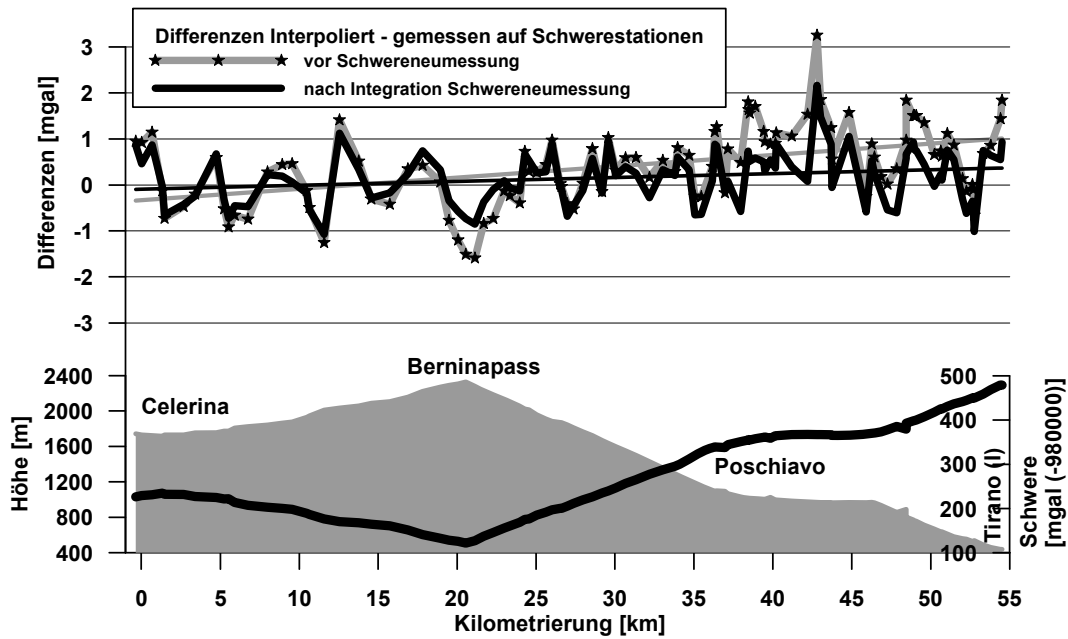


Abbildung 9.4-2: Vergleich zwischen interpolierten und gemessenen Schweren auf der Linie Celerina - Berninapass - Tirano (I)

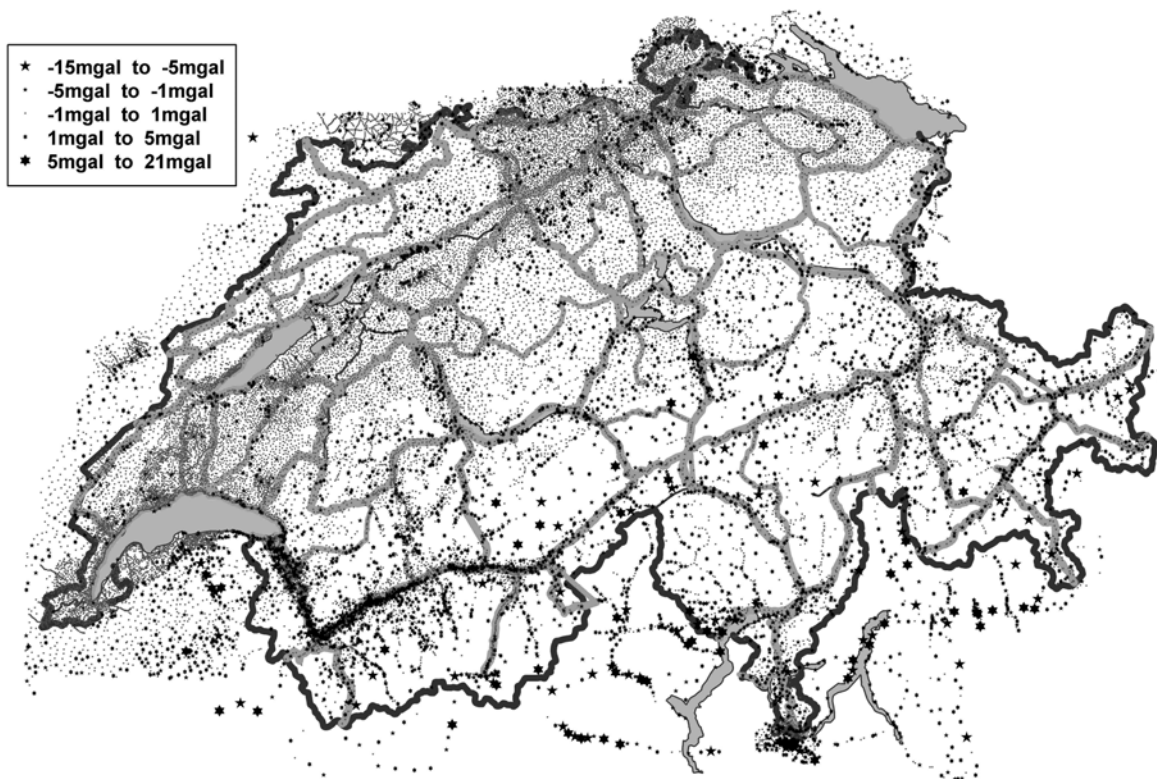


Abbildung 9.4-3: Kreuz-Validation mit den 32'000 Punkten der SGPK; Abweichungen in [mgal]

Mittels einer Kreuzvalidation (Interpolieren eines Schwerewertes eines Stützpunktes unter Auslassung seines Stützwertes) kann auch der Schweredatensatz der SGPK in sich getestet werden. Der Mittelwert all dieser Abweichungen liegt bei 0.01 mgal mit einer Streuung um ± 0.98 mgal. 26'500 Stützpunkte liegen dabei innerhalb ± 1 mgal. Rund 120 Punkte weisen Abweichungen > 5 mgal auf. Die grössten Diskrepanzen sind natürlich im Alpenraum zu finden. Diese vereinzelt Punkte können lokal einen ungünstigen Einfluss auf die zu präzisierenden Punkte ausüben.

Alle Vergleiche belegen aber, dass die Oberflächen-Schwerewerte innerhalb der Schweiz im Mittel mit einer Genauigkeit von $\pm 0.5 - 1.0$ mgal berechnet werden können. Die grössten Fehlereinflüsse entstehen da, wo die Nahtopografie und die lokalen Dichteanomalien zu wenig genau erfasst sind (Schluchten, enge Täler, Felswände, Sediment-Tröge etc.) oder allgemein zu wenige (und qualitativ schlechtere) Stützpunkte vorliegen. Wo das Bedürfnis nach möglichst genauen, absoluten Höhen am grössten ist (überbaute Gebiete des Mittellands), stellt die Schwereinterpolation keine wesentliche Genauigkeitseinschränkung für die Berechnung der mittleren Schweren \bar{g}^P dar.

9.5 Einfluss der Massenmodelle auf die orthometrischen Höhen

Mit den geopotentiellen Koten aus Kapitel 7 besitzen wir eine Auswahl von Punkten der Erdoberfläche, welche die Eigenschaften des tatsächlichen Schwerfeldes verkörpern. Dividieren wir diese Koten durch einen theoretisch definierten mittleren Schwerewert, so erhalten wir zwar strenge Höhen (z.B. dynamische Höhen), nehmen dafür aber in Kauf, dass wir den direkten Bezug zu den tatsächlichen Begebenheiten verlieren. Versucht man hingegen mit den orthometrischen Höhen ein möglichst reales Abbild zu erzeugen ("Länge der Lotlinie"), muss man Annahmen über die Massen- und Dichteanomalien im Erdinneren treffen. Mit dem Entscheid, orthometrische Höhen zu berechnen, ist es lohnenswert, sich ein Bild über den Einfluss dieser Massenmodelle auf die orthometrischen Höhen zu verschaffen.

Da dieser Einfluss natürlich von der Lage eines Punktes abhängig ist, erstellen wir aus dem digitalen Höhenmodell DHM25 ein Raster mit 10 km Maschenweite über die gesamte Schweiz und simulieren somit auch die tatsächlichen Höhenverhältnisse. Auf ca. 830 Gitterpunkten werden nun die mittlere Normalschwere, die mittlere Schwere anhand der Standard-Massenmodelle sowie sämtliche Kombinationen von "mittleren Schweren" unter Auslassung jeweils eines bestimmten Modells berechnet. Dazu wird nach der Methode aus Kapitel 9.4 ein Oberflächen-Schwerewert prädiert.

Der *Einfluss eines Modells* in den nachfolgenden Abbildungen ist definiert als:

Einfluss Modell x =

orth. Soll-Höhe (mit allen Modellen) – orth. Höhe ohne Berücksichtigung des Modells x

Der Unterschied zwischen den orthometrischen Höhen und den Normalhöhen wird hier nicht behandelt, er ist aber ein wichtiger Bestandteil des Kapitels 12. Mit den mittleren Normalschweren werden die Rasterhöhen in Potentiale und danach mit den "wahren" mittleren Schweren in orthometrischen Höhen umgewandelt. Sie dienen nun als Referenzwerte für die nachfolgenden Untersuchungen.

9.5.1 Einfluss der Topografie (Abb. 9.5-1)

Den grössten Einfluss auf die mittleren Schweren resp. auf die orthometrischen Höhen übt natürlich die Topografie aus. Der Einfluss auf die Höhen nimmt bereits im Mittelland und im angrenzenden Jura und den Voralpen Beträge von bis zu 15 cm an. Die grössten Einflüsse von bis zu 1.2 m sind jeweils in den mächtigsten Gebirgsmassiven der Alpen zu finden (4000er der Berner-, Walliser- und Bündner Alpen). Es gilt aber zu beachten, dass es sich um die Summe der Topografie- *und* der Bouguer-Plattenwirkung handelt. Würde man die Bouguer'sche Plattenwirkung abspalten, wären die resultierenden Werte bedeutend kleiner. Bei den höher gelegenen Gitterpunkten reduziert sich der Einfluss beinahe auf die Hälfte.

Die Topografie gilt nicht als eigentliches Störmodell und die Oberfläche ist durch die Höhenmodelle relativ genau erfasst. Als hypothetisch muss die Annahme der mittleren Dichte zu $2.67 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$ bezeich-

net werden. Mit den nachfolgenden Modellen wird nun versucht, das Topografie-Modell mit Einheitsdichte zu verfeinern.

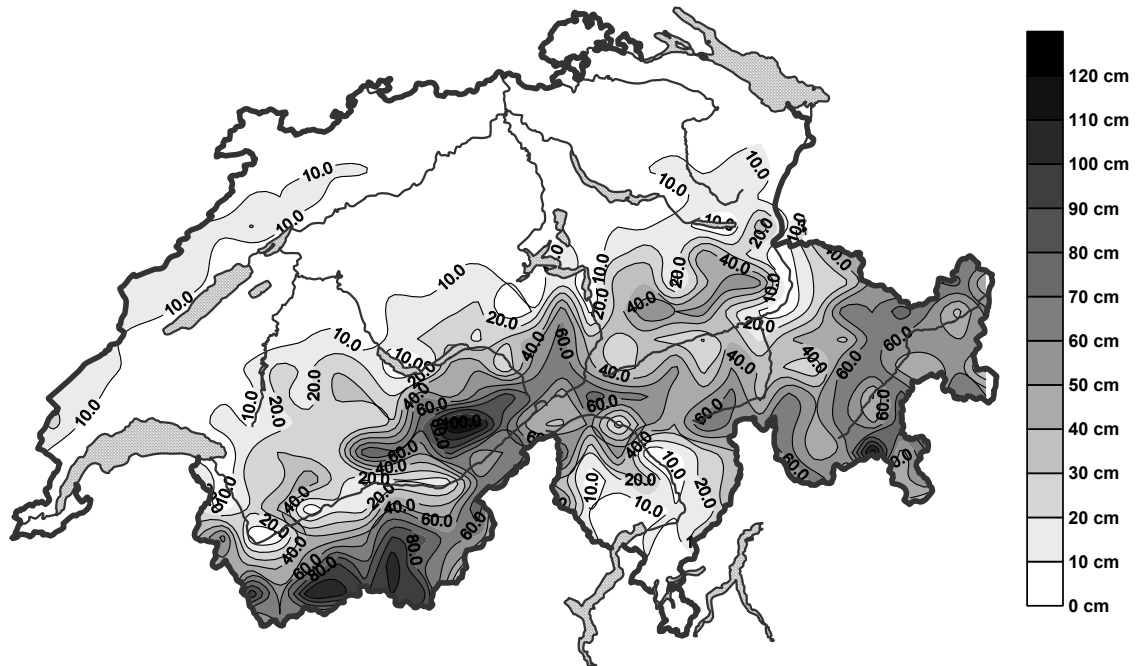


Abbildung 9.5-1: Einfluss der Topografie (inkl. Bouguer-Platte) auf die orthometrischen Höhen [cm]

9.5.2 Einfluss der Mohorovičić -Diskontinuität (Abb. 9.5-2)

Den grössten Einfluss als eigentliches Störmodell übt die Variation der Mantel-Krustengrenze (Mohorovičić-Diskontinuität) aus.

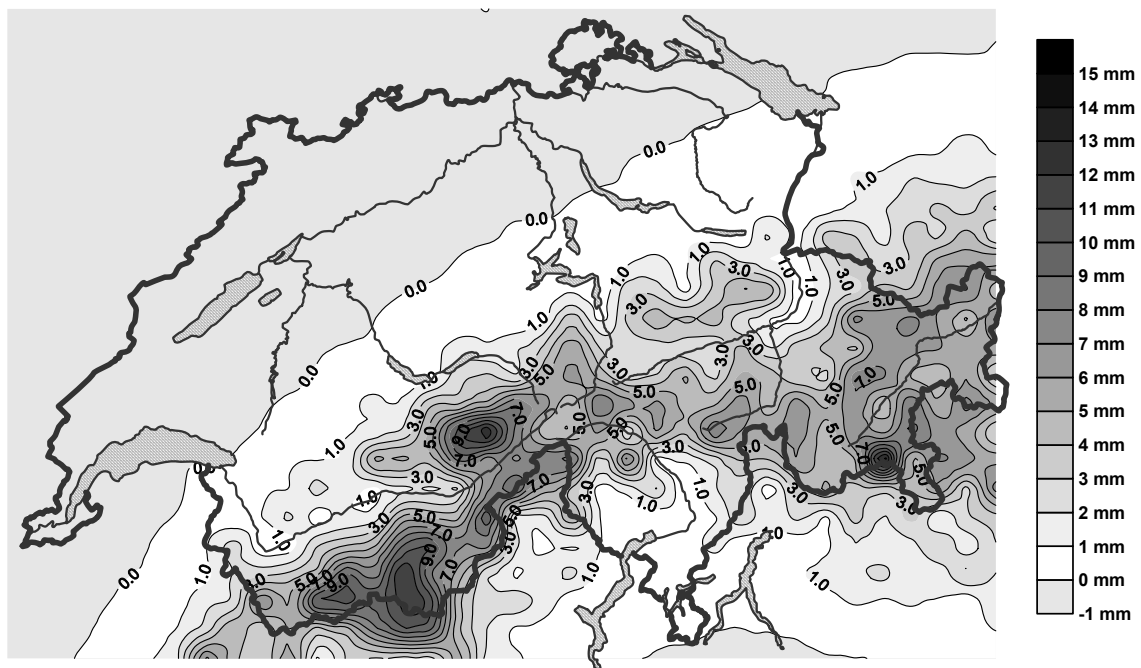


Abbildung 9.5-2: Einfluss der Mohorovičić-Diskontinuität auf die orthometrischen Höhen [mm]

Sie beschreibt im Wesentlichen den Dichtekontrast des Gebirgsfusses (Kontinentalkruste) gegenüber dem oberen Erdmantel und wirkt sich deshalb auch grossflächig aus.

Ausserhalb des Alpenraumes und in den tiefer liegenden Alpenhaupttälern beschränkt sich der Einfluss auf die orthometrischen Höhen auf ± 1 mm. In den höchsten Alpenlagen bewirkt der Einfluss eine Änderung von bis zu 1.5 cm. Im Engadin beträgt er immerhin zwischen 2 – 8 mm.

9.5.3 Einfluss des Ivrea-Körpers (Abb. 9.5-3)

Der Ivrea-Körper als mächtigste Störzone am südlichen Alpenrand hat einen lokal beschränkten und maximalen Einfluss von 18 mm. Er liegt direkt über dem Störgebiet. Innerhalb der Schweiz ist der Einfluss auf die mittleren Schwestern und somit auf die orthometrischen Höhen gering. Er beträgt in den östlichen Walliser Alpen bis zu 3 mm. Im angrenzenden Tessin bewirkt der Ivrea-Körper Änderungen von ± 2.8 mm.

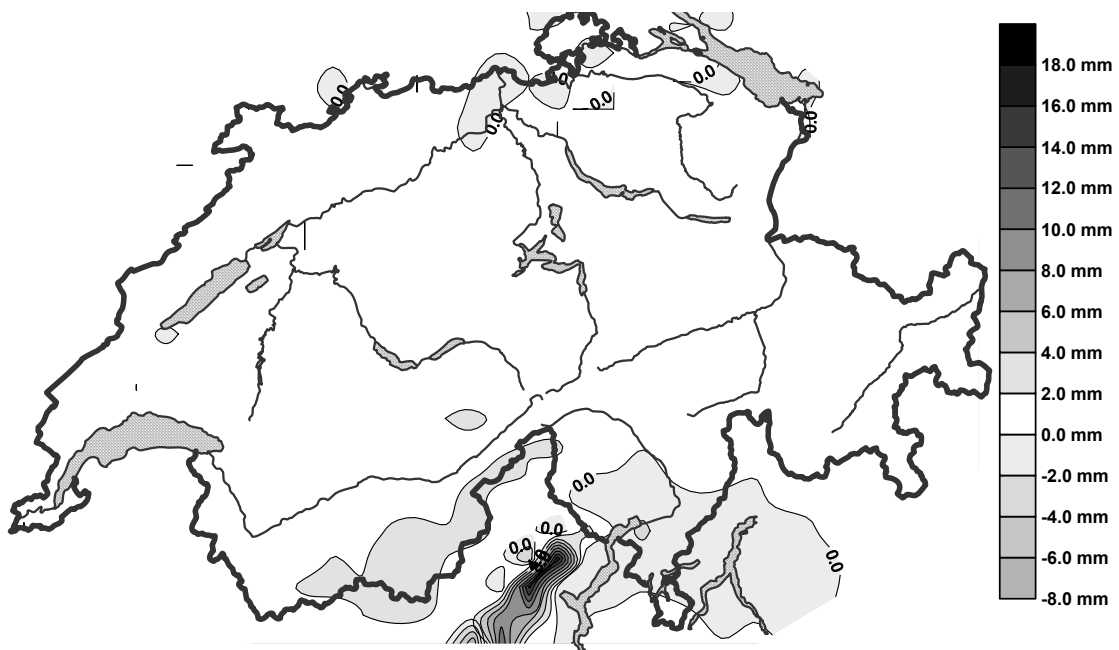


Abbildung 9.5-3: Einfluss des Ivrea-Körpers auf die orthometrischen Höhen [mm]

9.5.4 Einfluss der Sediment-Ablagerungen in der Po-Ebene (Abb. 9.5-4)

Innerhalb des untersuchten Rasters vermag das Modell der tertiären und quartären Po-Sedimente die orthometrischen Höhen um maximal 8 mm zu beeinflussen. Innerhalb der Schweiz wirkt sich der Dichteunterschied der Sediment-Ablagerungen in der Po-Ebene nur gerade im südlichsten Tessiner-Zipfel und auf den höchsten Gipfeln im Wallis und Bündnerland aus. Im Südtessin ist der Einfluss maximal 4 mm.

9.5.5 Einfluss der Wassermassen der Seen (Abb. 9.5-5)

Die Wassermassen der Seen (wie auch die Gletscher und die quartären Sedimente) sind äusserst lokale Störkörper. Der gewählte 10km-Raster erweist sich hier als zu grobmaschig, zumal die interpolierte Höhe eines Gitterpunktes für die lokale Stationsumgebung äusserst zufällig und für die Massenwirkung trotzdem entscheidend ist. Sehr deutlich zeigt sich dies beim Einfluss des Zugersees auf die lokalen orthometrischen Höhen. Der maximale Einfluss wird östlich des Sees ausgewiesen, da dieser Gitterpunkt (zufälligerweise) eine Höhe von 1200 m ü. M. aufweist, der direkt über dem See liegende Wert jedoch nur 413 m beträgt.

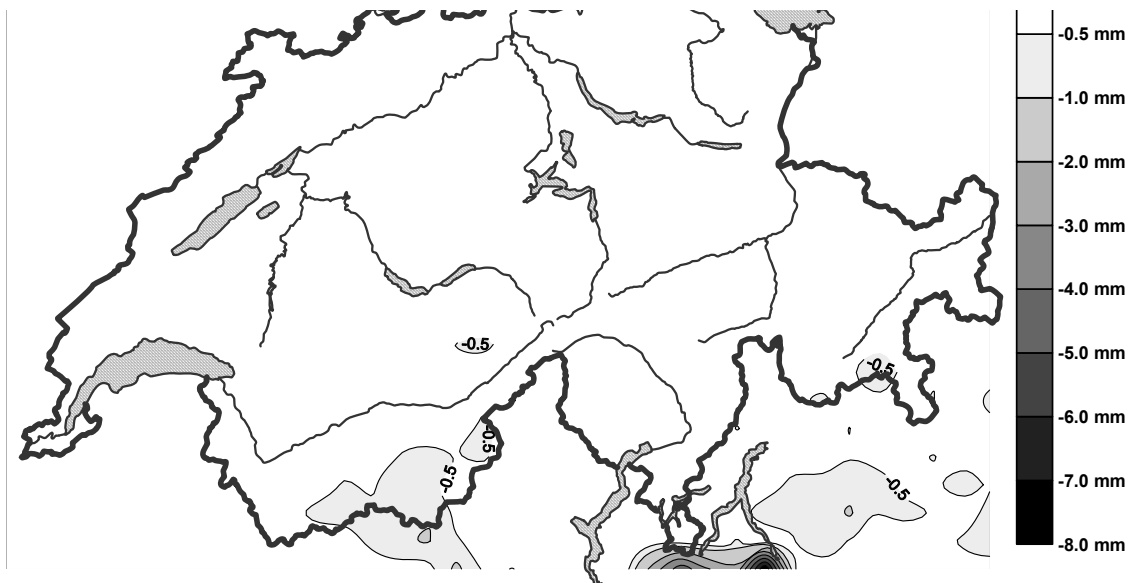


Abbildung 9.5-4: Einfluss der Po-Sedimente auf die orthometrischen Höhen [mm]

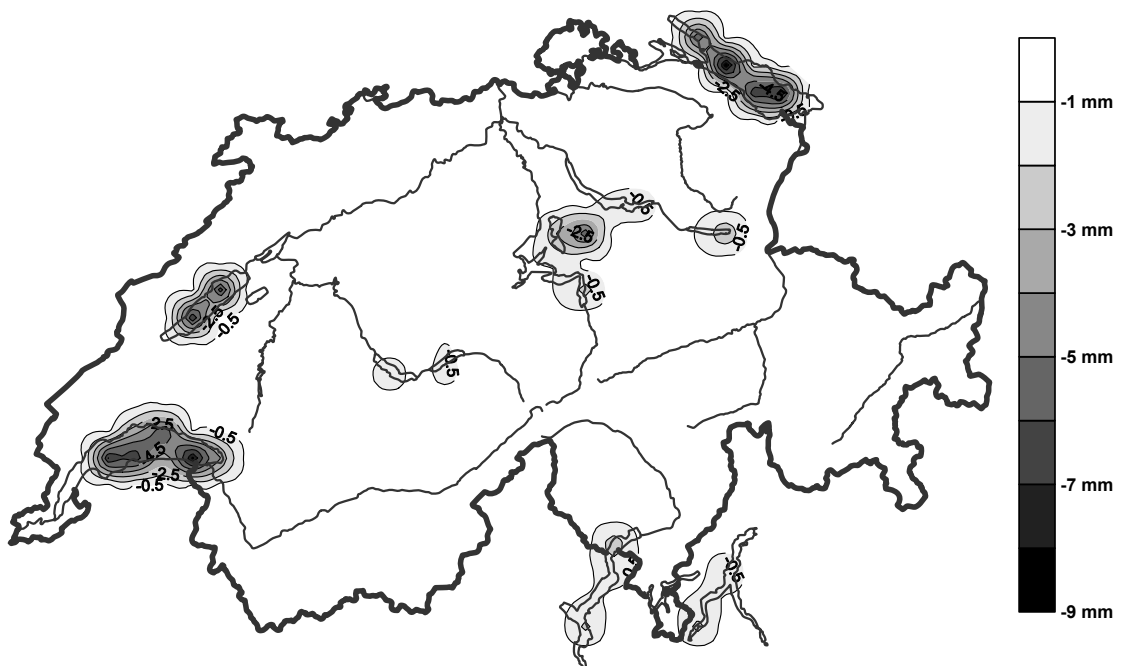


Abbildung 9.5-5: Einfluss der Wassermassen der Seen auf die orthometrischen Höhen [mm]

Ebenfalls aufgrund des zu groben Rasters zeigen sich auch am Bodensee, am Lac de Neuchâtel und am Lac Léman Artefakte bei der Isolinien-Interpolation. Trotzdem zeigt die Abb. 9.5-5 in etwa die möglichen lokalen Einflüsse der Wassermassen. Bei den drei grössten mittelländischen Seen sind dies immerhin schon bis zu 8mm. Der Einfluss flacht aber von der Seemitte sehr schnell gegen den Rand ab.

9.5.6 Einfluss der Eismassen des Aletsch-Gletschers (Abb. 9.5-6)

Ähnlich wie die Wassermassen der Seen übt der Aletsch-Gletscher einen mächtigen, aber lokal beschränkten Einfluss auf die Höhen von bis zu 15 mm aus. Er wird natürlich begünstigt durch die lokale Höhenlage. Zwar ist der Aletsch-Gletscher bezüglich Fläche und Mächtigkeit der wichtigste Gletscher der Schweiz. Aus der Abb. 9.5-6 lässt sich aber folgern, dass weitere Gletscher wie bspw. der Fiescher- oder der Rhone-Gletscher und die markanten Eismassen in den westlichen Walliser-Alpen eine ähnliche, betragsmässig geringere Wirkung erzeugen würden.

Leider ist das Modell des Aletsch-Gletschers das einzige verfügbare und es ist ein kleiner Trost, dass die Wirkung lokal beschränkt ist und Gebiete mit hohen Genauigkeitsanforderungen nicht wesentlich tangiert werden.

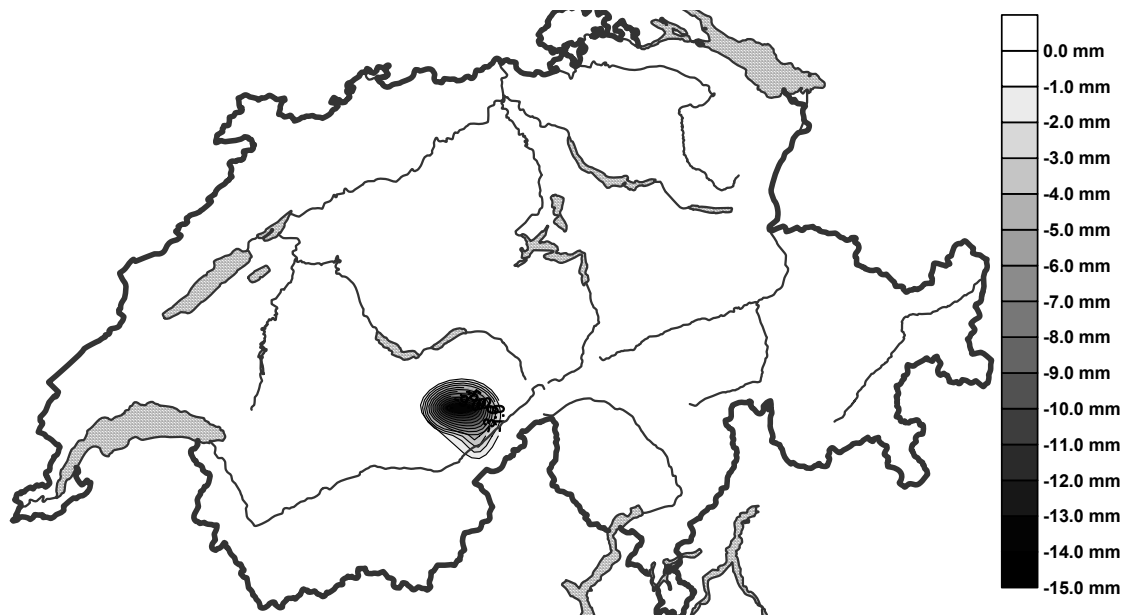


Abbildung 9.5-6: Einfluss der Eismassen des Aletsch-Gletschers auf die orthom. Höhen [mm]

9.5.7 Einfluss der quartären Talfüllungen

Praktisch keinen Einfluss auf die Höhen bewirken die quartären Sedimentfüllungen der südlichen Haupttäler (weitere Modelle wurden bis anhin auch nicht erhoben). Die maximale Änderung beträgt 1.5 mm und liegt im vorliegenden Beispiel ausserhalb und südlich der Schweiz in der Umgebung von Chiavenna. In der Magadino-Ebene (Locarno) äussern sich die quartären Talfüllungen mit einem Ein-

fluss von knapp 0.5 mm. In beiden Fällen ist aber die zufällige (Höhen)-Lage für das Resultat von entscheidender Bedeutung, da die Wirkung dieser Störmassen lokal begrenzt ist und sehr schnell abflacht.

9.5.8 Einfluss des Molassebeckens im Mittelland (Abb. 9.5-7)

Bis anhin wurde das Modell des Molassebeckens nördlich der Alpen für die Geoidbestimmung nicht verwendet, da sein Einfluss das Residualfeld der unterschiedlichen Messgrößen (hauptsächlich Schwere und Lotabweichungen) nicht zu glätten vermag. Als Ursache wurde der fehlende vertikale Dichtegradient erwähnt. Man vermutet, dass der Dichtekontrast mit zunehmender Tiefe sehr rasch gegen 0 geht [Marti 1997].

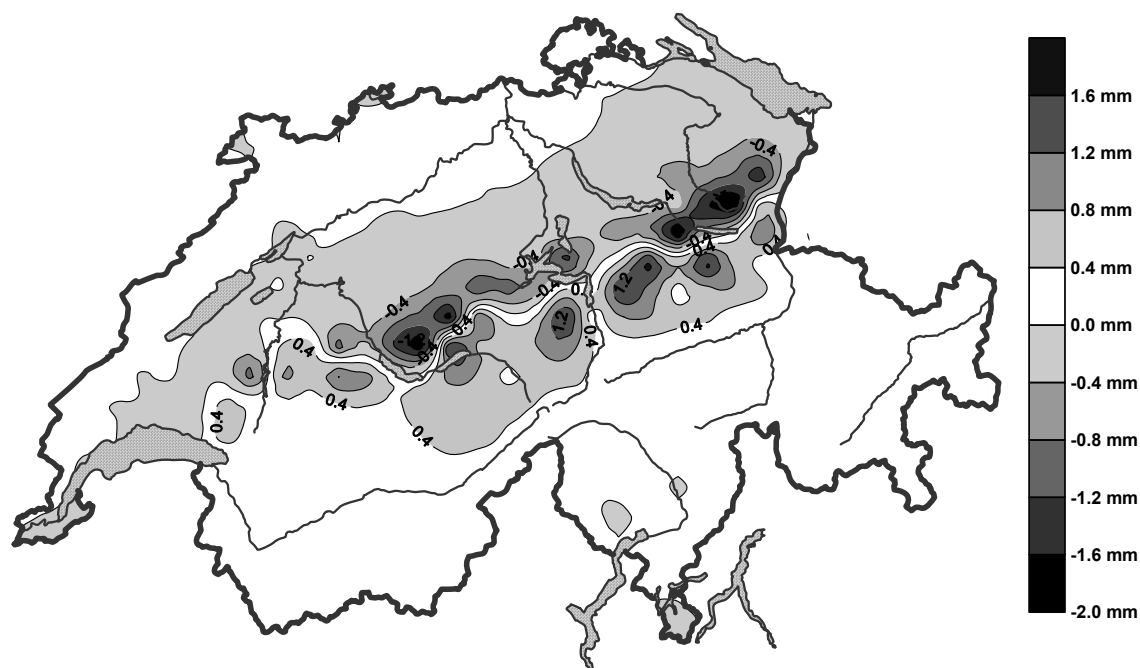


Abbildung 9.5-7: Einfluss der tertiären Ablagerungen im Molassebecken des Mittellandes [mm]

Diese Schlussfolgerungen für die Geoidbestimmung sind heute noch gültig, so dass dieses Modell aus Konsistenzgründen auch für die mittleren Schwere und demzufolge für die orthometrischen Höhen nicht verwendet wurde. Trotzdem ist es in dieser Arbeit lohnenswert, die Grössenordnung des Einflusses auf die orthometrischen Höhen anhand des bestehenden Modells abzuschätzen.

In weiten Teilen des Mittellandes liegt der Einfluss auf die Höhen weit unter einem Millimeter. Grössere Gradienten bestehen vor allem am Alpenrand, wo die mittelländische Molasse teilweise von den helvetischen Decken überschoben wurde. Die maximalen Einflüsse betragen ± 2 mm und sind lokal begrenzt. Ob dies der Realität entspricht, ist ungewiss und muss mit der fehlenden Eignung des Modells für die Geoidbestimmung eher bezweifelt werden. Es ist aber anzunehmen, dass die Einführung eines variablen Dichtekontrasts den Einfluss auf die mittleren Schwere eher verkleinert.

9.6 Genauigkeitsabschätzungen zu den orthometrischen Höhen

Bevor wir uns der Genauigkeit der orthometrischen Höhen aus Nivellementmessungen zuwenden, wollen wir kurz auflisten, wie es sich bei Nivellementhöhen, Potentialen und den daraus abgeleiteten Normalhöhen verhält. Wir halten uns dabei meist an die Angaben in [Wirth 1990]. Mit Genauigkeit ist im ganzen Kapitel die Standardabweichung (1 Sigma) gemeint.

Vereinfacht kann gesagt werden, dass die *Genauigkeit* von *Nivellementhöhen* ($s_{H^{niv}}$) entlang einer *Messlinie* einzig von der Messdistanz L [km] zum nächsten Referenzpunkt und dem zufälligen mittleren km-Fehler s_0 des Nivellements abhängt:

$$s_{H^{niv}} = s_0 \sqrt{L} \quad (9.6-1)$$

Dabei vernachlässigt man nebst den Lattenmassstabs-Fehlern, dass die Höhen meistens aus Netzausgleichungen stammen und die Genauigkeit natürlich wesentlich vom Netzdesign und von der Qualität der Anschlusspunkte abhängig ist.

[Wirth 1990] fordert eine Messdichte von ca. 1.7 km Horizontal- und 100 m Vertikalabstand für die Schweremessungen entlang von Nivellementlinien, damit der mittlere Fehler einer geopotentiellen Kote (s_C) dem mittleren Fehler einer Nivellementhöhe multipliziert mit einem durchschnittlichen Schwerewert g entspricht und der Fehleranteil der Schwere vernachlässigbar wird:

$$s_C = s_{H^{niv}} \cdot g = s_0 \cdot \sqrt{L} \cdot g \quad (9.6-2)$$

Die *Normalhöhen* und die *dynamischen Höhen*, welche sich aus den Potentialen und den streng definierten Normalschwerewerten berechnen lassen, weisen dieselbe Genauigkeit auf wie die Nivellementhöhen, da die Normalschweren als fehlerfrei betrachtet werden können:

$$H^D = H^N = \frac{C}{f(g_{Norm})}$$

$$s_{H^D} = s_{H^N} = \frac{s_0 \cdot \sqrt{L} \cdot g}{g_{Norm}} \cong s_0 \cdot \sqrt{L} \quad (9.6-3)$$

Wesentlich komplizierter verhält es sich bei den *orthometrischen Höhen*. Hier lassen sich geschlossene Formeln für die Genauigkeit nur dann herleiten, wenn für den Einfluss der Massenmodelle auf die mittleren Schweren Fehlerabschätzungen durchgeführt werden. In [Wirth 1990] wird in nachvollziehbarer Weise für die Genauigkeit der orthometrischen Höhen folgende Beziehung hergeleitet:

$$H = \frac{C}{g} \quad \text{daraus folgt für } s_H: \quad s_H^2 = \frac{1}{g^2} s_C^2 + \left(\frac{H}{g} \right)^2 s_g^2 \quad (9.6-4)$$

Die Genauigkeit der orthometrischen Höhe ist abhängig von der Genauigkeit des Potentials s_C und dem höhenabhängigen Fehleranteil der mittleren Schwere s_g . Erstere ist in Formel 9.6-2 ersichtlich. Mit Annahmen zur Genauigkeit der Masseneinflüsse resultiert in [Wirth 1990] die Formel:

$$s_H[mm] = \sqrt{s_0^2 \cdot L[km] + \left(\frac{H[mm]}{\bar{g}[mgal]}\right)^2 (1.5^2 + (1.26 \cdot H[km])^2)} \quad (9.6-5)$$

Darin beruht die Genauigkeit der mittleren Schwere (s. a. 2.3-10) auf folgenden Annahmen:

1. Die Oberflächen-Schwere g_{Beob}^P sind fehlerfrei
2. Der Freiluftgradient kann fehlerfrei berechnet werden

Die Fehlereinflüsse der Massenmodelle ($g_{Modelle}$ in Punkt P und als Integral entlang der Lotlinie) setzen sich aus einem maximalen Fehler für die Nahtopografie von ± 1.5 mgal und der Unsicherheit der Gesteinsdichte von $s_\rho = \pm 0.03$ g·cm⁻³ zusammen. Daraus resultiert eine Abschätzung für die Genauigkeit der mittleren Schwere von:

$$s_{\bar{g}} = \sqrt{1.5^2 + (1.26 \cdot H[km])^2}$$

womit der zweite, höhenabhängige Term im zweiten Glied der Formel 9.6-4 erklärt ist.

Formel 9.6-5 stimmt insofern nicht mit den vorliegenden Berechnungen überein, indem die verwendeten (interpolierten) Oberflächen-Schwerewerte hier nicht als fehlerfrei betrachtet werden. Tatsächlich geht der Fehler der "beobachteten Schwere" (s_g) mit vollem Gewicht in die Genauigkeit von $s_{\bar{g}}$ ein. Wir erweitern Formel 9.6-5 somit zu:

$$s_H[mm] = \sqrt{s_0^2 \cdot L[km] + \left(\frac{H[mm]}{\bar{g}[mgal]}\right)^2 ((s_g[mgal])^2 + 1.5^2 + (1.26 \cdot H[km])^2)} \quad (9.6-6)$$

Von besonderem Interesse ist nun die Höhenabhängigkeit der Genauigkeit der orthometrischen Höhen. Dazu wird der Fehlereinfluss des Potentials vorerst vernachlässigt (s_C zu 0 gesetzt) und mit einem mittleren Fehler der beobachteten (resp. interpolierten) Schwere von $s_g \pm 1.0$ mgal sowie einem durchschnittlichen $\bar{g} = 980'600$ mgal ein Diagramm erstellt (s. Abb. 9.6-1).

Ausschliesslich wegen der Höhenlage eines Punktes wird die Genauigkeit der orthometrischen Höhe von 0 mm auf Meereshöhe auf (hypothetische) ± 22 mm auf 4000 m verringert. Bei einer Höhenlage von 500 m beträgt der Anteil der mittleren Schwere gerade ± 2 mm; bei der mittleren Höhenlage von 1'360 m ü. M. (aus dem DHM25 über die gesamte Schweiz gemittelt) ist der Fehlereinfluss ca. ± 3 mm. Die Beträge sind nicht sehr gross, zeigen aber einen wesentlichen Nachteil der orthometrischen Höhen gegenüber den Normalhöhen auf.

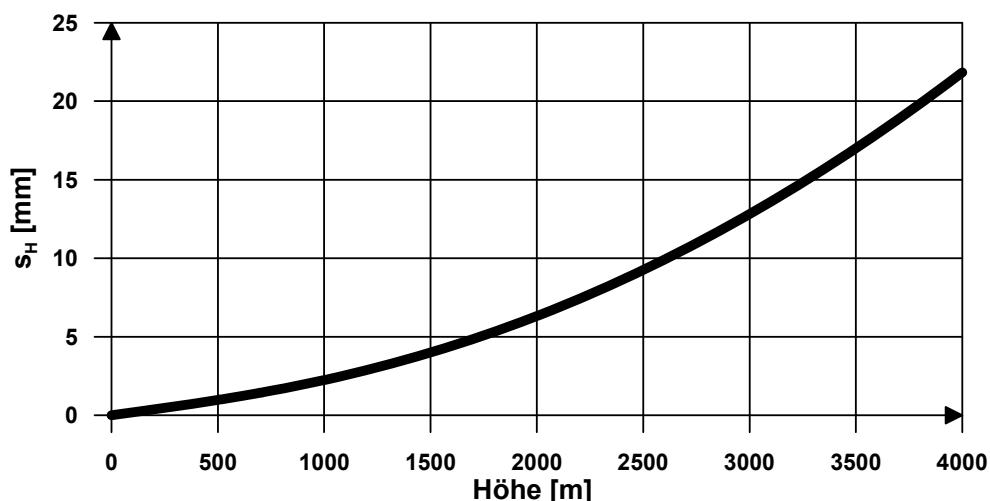


Abbildung 9.6-1: Einfluss der Höhenlage eines Punktes auf die mittleren Fehler der orthometrischen Höhen ($s_g = 1.0$ mgal)

Zudem können wir nun prüfen, welchen Einfluss die mittleren Fehler der beobachteten Schweren auf die Genauigkeit der orthometrischen Höhen ausüben (s. Abb. 9.6-2). Nach wie vor wird der Einfluss der Potentialgenauigkeit s_C vernachlässigt. Die Genauigkeit der beobachteten Schwere s_g variieren wir schrittweise von 0, 1, 2, 3 bis 5 mgal.

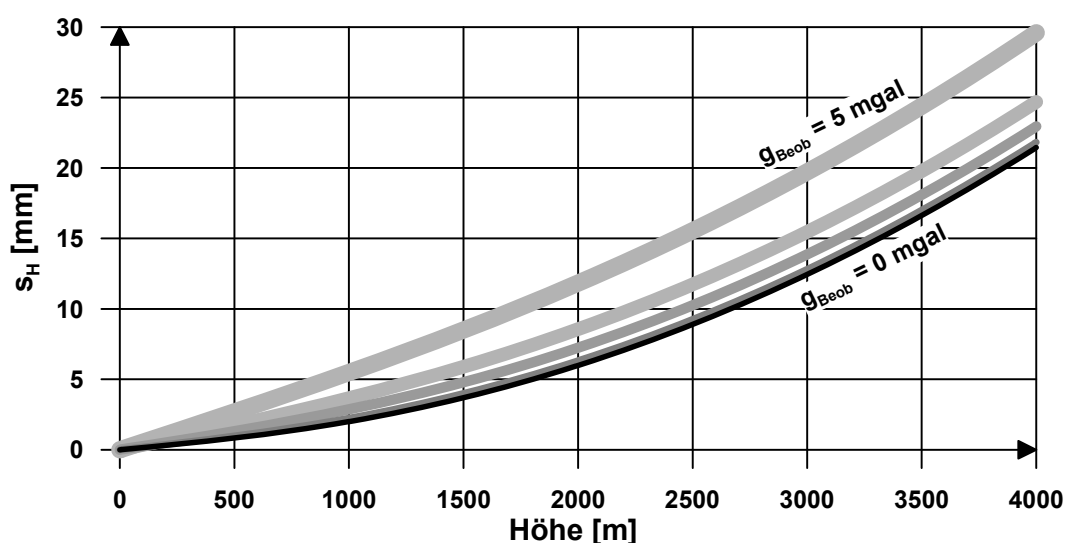


Abbildung 9.6-2: Einfluss der mittleren Fehler der Oberflächen-Schweren (s_g) auf die Genauigkeit der orthometrischen Höhen ($\pm 0, 1, 2, 3$ und 5 mgal)

Ob nun die Oberflächen-Schwere fehlerfrei ist oder einen mittleren Fehler von ± 1 mgal aufweist, ist letztendlich für die Genauigkeit der orthometrischen Höhe nicht ausschlaggebend. Erst ab einem mittleren Fehler von 3 - 5 mgal ist ein deutlicher Einfluss sichtbar. Allerdings darf nicht vergessen werden, dass die relative Genauigkeit zwischen benachbarten Punkten dann arg leidet. Dies ist der zweite, wesentliche Nachteil der orthometrischen Höhen gegenüber den hypothesenfreien Normalhöhen oder beobachteten Nivellementhöhen.

Anhand eines 5km-Rasters aus dem DHM25 können wir die unterschiedlichen Höhenlagen der Schweiz simulieren und somit den mutmasslichen Fehleranteil der mittleren Schweren an den

orthometrischen Höhen berechnen und als Grafik (Abb. 9.6-3) wiedergeben ($s_g = \pm 1.5 \text{ mgal}$; $\bar{g} = 980'600 \text{ mgal}$).

Es zeigt sich deutlich, dass im gesamten Mittelland, im Jura, im südlichen Tessin und in den Alpenhaupttälern der Einfluss zwischen ± 0.5 und $\pm 4 \text{ mm}$ liegt. Mit zunehmender Höhenlage steigt der Einfluss und erreicht anhand dieser Daten ein Maximum von $\pm 23 \text{ mm}$. Dies allerdings auf den höchsten Alpengipfeln, wo das Bedürfnis nach präzisen absoluten Höhen kaum vorhanden und mit Präzisionsnivellements auch nicht realisierbar ist. Der Mittelwert über die gesamte Landesfläche liegt bei $\pm 4.3 \text{ mm}$.

In Kapitel 7 wurden in der Abbildung 7.7-1 die relativen mittleren Fehler der geopotentiellen Knoten gegenüber dem Referenzpunkt Zimmerwald wiedergeben. Sie stammen zwar aus der kinematischen Ausgleichung des Gesamtnetzes, können für unseren Fall aber als ausgezeichnete Näherung dem Anteil $s_0 \cdot \sqrt{L[\text{km}]}$ gleichgesetzt werden. Wenn wir die beiden Anteile (Potential und mittlere Schwere) nun quadratisch addieren, so erhalten wir eine landesweite Genauigkeitsverteilung der orthometrischen Höhen aus dem Landeshöhennetz relativ zum Referenzpunkt Zimmerwald Z_0 (vgl. Abb. 9.6-4).

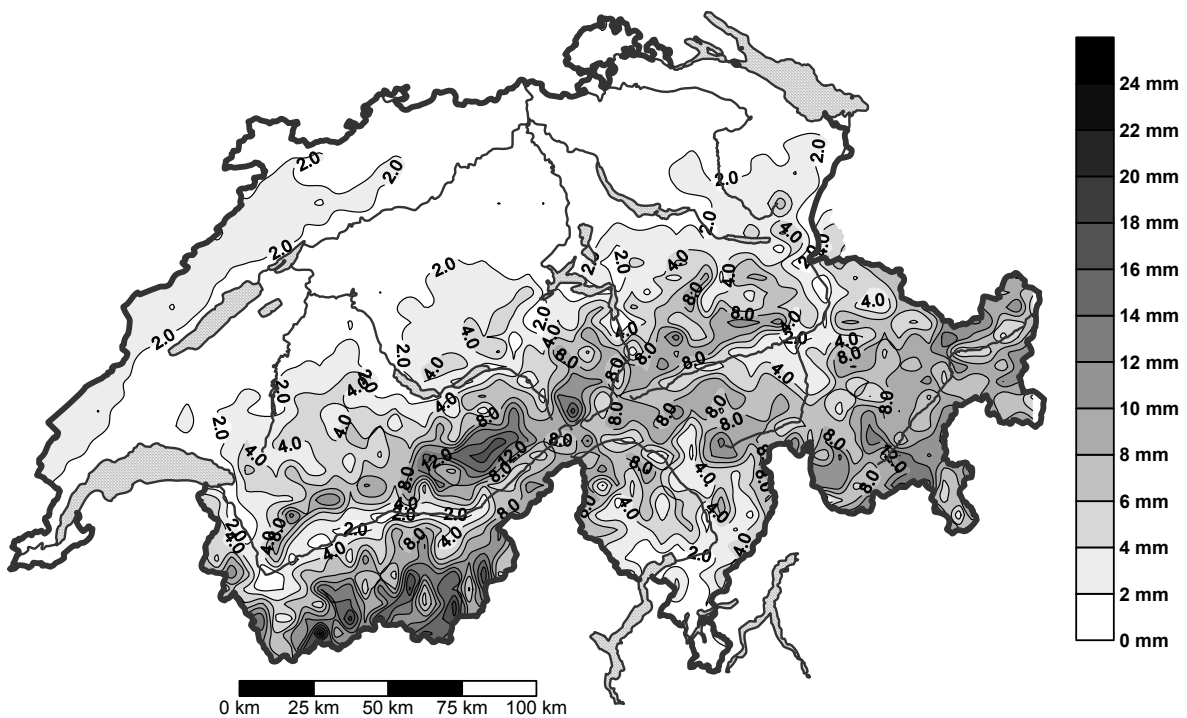


Abbildung 9.6-3: Fehleranteil der mittleren Schwere an den orthometrischen Höhen [mm]

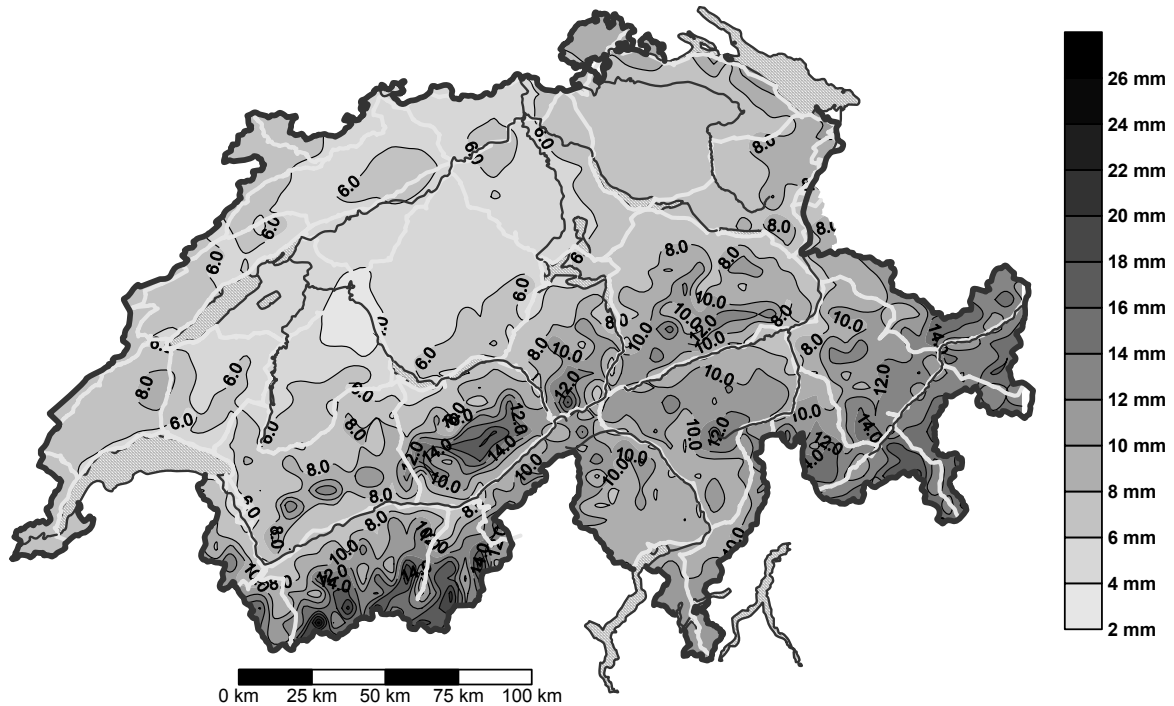


Abbildung 9.6-4: Die relativen mittleren Fehler der orthometrischen Höhen (s_H) gegenüber dem Referenzpunkt Zimmerwald [mm]

Die Höhenabhängigkeit bleibt natürlich erhalten, im Mittelland überwiegt jedoch der Einfluss der geopotentiellen Knoten an den mittleren Fehler der orthometrischen Höhen s_H . 75% der s_H liegen zwischen ± 2.5 und ± 10.0 mm, das landesweite Mittel beträgt ± 8.3 mm. Die grössten Werte liegen mit bis zu ± 25 mm natürlich wiederum in den eisigen Höhen der Alpen. Diese Werte haben sich nicht wesentlich vergrössert, da der bestimmende Einfluss mit bis zu ± 24 mm bereits von den mittleren Schweren stammt. Hier die Studien betreffend Genauigkeit weiter zu treiben, ist nicht sinnvoll. Die Genauigkeit des Potentials wird nur entlang der Nivellementlinien simuliert. Diese Linien liegen hauptsächlich in den Tälern. Zudem verirrt sich ein halbwegs vernünftiger Geodät mit einem Nivelliergerät nicht in diese Höhen, um absolute Höhen zu bestimmen.

9.7 Näherungsformeln und der Vergleich mit den strengen orthometrischen Höhen

Es stellt sich natürlich die Frage, ob die umständlichen Berechnungen der orthometrischen Höhen über die mittleren Schwerkraften nicht durch Näherungsformeln ersetzt werden können. In der Literatur bestehen dazu unterschiedliche Aussagen, um ausgehend von den geopotentiellen Koten und den Oberflächenschwerkraften näherungsweise orthometrische Höhen zu bestimmen. In [Bretterbauer 1986] wurde folgende empirisch bestimmte Faustformel verwendet:

$$H_{[m]} = \frac{C}{g_{Beob}} - 0.033 \cdot H_{[km]}^2 \quad (9.7-1)$$

Danach soll ohne Aufwand die orthometrische Höhe auf ± 5 mm berechenbar sein.

[Wirth 1990] hat anhand seiner Studien den leicht höheren Faktor von -0.043 (anstelle der -0.033 in Formel 9.7-1) errechnet, wobei er von den Helmert'schen orthometrischen Höhen unter Vernachlässigung der Topografie ausgegangen ist.

$$H_{[m]} = \frac{C}{g_{Beob}} - 0.043 \cdot H_{[km]}^2 \quad (9.7-2)$$

Anhand des 10-km-Rasters aus Kapitel 9.5 wollen wir nun überprüfen, mit welcher Qualität die beiden Formeln orthometrische Höhen erzeugen können. Wir beschränken uns dabei auf diejenigen Rasterpunkte, welche innerhalb der Schweiz liegen.

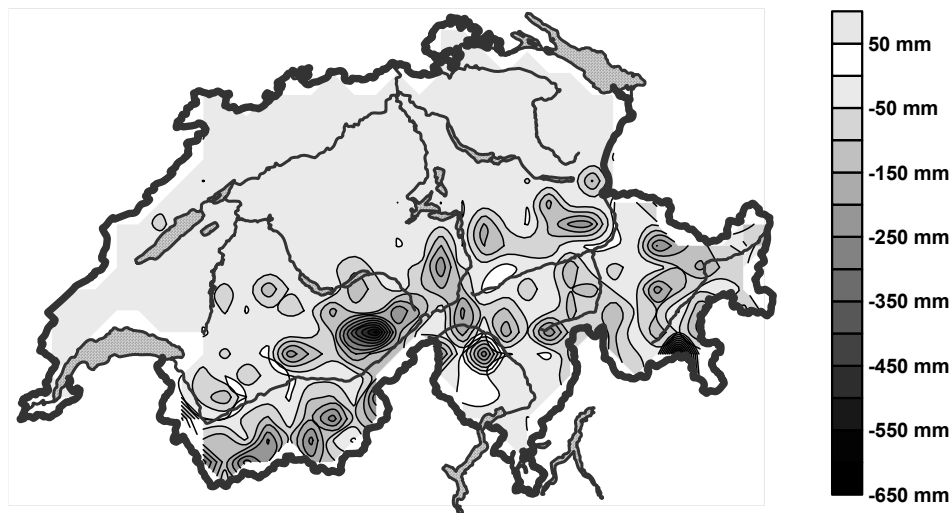


Abbildung 9.7-1: Differenzen der orthometrischen Soll-Höhen – Näherungshöhen nach [Bretterbauer 1986] in [mm]

Es zeigt sich deutlich, dass im Gebirge die Annäherung nicht gelingt und Differenzen von bis zu -65 cm entstehen (s. Abb. 9.7-1). Wenn wir die Differenzen bezüglich ihrer Höhenlage auftragen, so treten folgende Ergebnisse zu Tage:

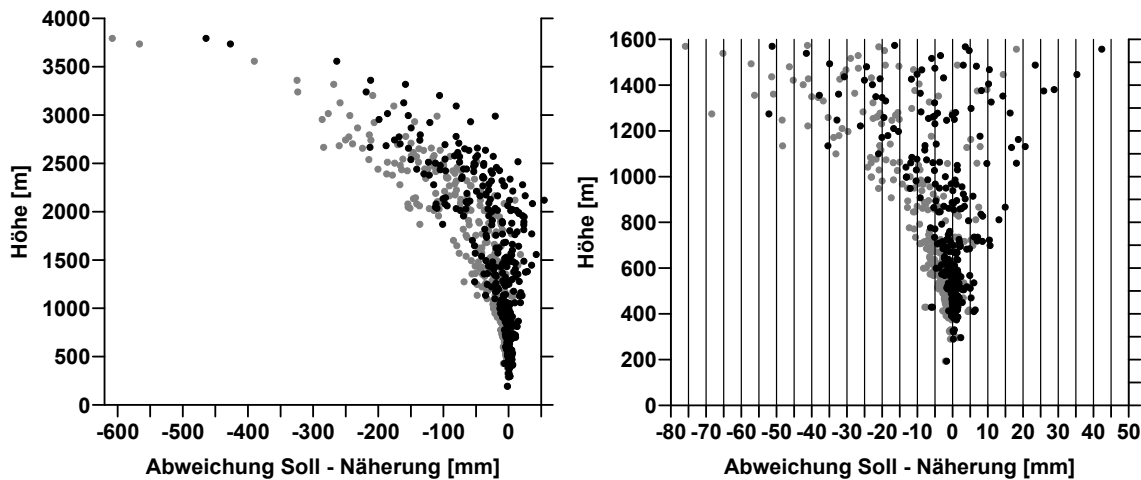


Abbildung 9.7-2: Differenzen der orthometrischen Soll-Höhen – Näherungshöhen bezüglich ihrer Höhenlage: graue Punkte [Bretterbauer 1986], schwarze Punkte [Wirth 1990]. Die rechte Abb. ist eine Vergrößerung bis 1600 m der linken Abb.

Je tiefer die Punkte liegen, desto besser scheint die Annäherung zu gelingen. Beide Ansätze weisen die Tendenz auf, die Höhen zu hoch zu schätzen, wobei die Methode von Wirth der Wahrheit (resp. dem Mittelwert) näher kommt. Immerhin liegen die Abweichungen nach Wirth bis auf eine Höhe von 800 m innerhalb von ± 1 cm.

Bretterbauer hat seine Formel auf empirische Werte gestützt, während Wirth sie mit Hilfe der Helmert'schen orthometrischen Höhen (s. 2.3.6) herleitete. Bei Wirth wurde der Einfluss der Topografie bewusst unterschlagen, was nun bei den höher gelegenen Punkten etwas besser zum Tragen kommt. Es liegt auch in der Eigenheit des (zufälligen) 10-km-Rasters, dass die hoch gelegenen Punkte sich zumeist in Hanglagen befinden. Hier wirkt sich der fehlende Einfluss der Topografie markant aus.

Trotzdem lässt sich aufgrund der beiden Abb. 9.7-1 und 9.7-2 bekräftigen, dass wegen des stark streuenden Topografieinflusses keine allgemeine Näherungsformel für die Berechnung der orthometrischen Höhen mit ansprechender Genauigkeit (mm) hergeleitet werden kann.

9.8 Zusammenfassung und Ausblick

Mit Ausnahme der orthometrischen Höhen ist bei den klassischen, auf dem Nivellement beruhenden Höhennetzen einzig die Messunsicherheit der (nivellierten) Höhendifferenz der limitierende Faktor für die Höhengenaugkeit. In erster Linie sind es die Messdistanz und die zurückgelegte Höhendifferenz, welche die Fehlerfortpflanzung festlegen. Abgesehen von der unterschiedlichen Einheit [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-2}$] gilt gleiches für die geopotentiellen Koten. Wirtschaftlich betrachtet liegt heutzutage die Stärke des Nivellements in der Einfachheit der Methode und in der Möglichkeit, lokale relative Höhenmessungen mit sehr hoher Genauigkeit in schwieriger Stationsumgebung durchführen zu können. Mit der Einführung von orthometrischen Höhen muss man eine Verminderung dieser beiden Vorteile in Kauf nehmen.

Der Wunsch, aus den Nivellementmessungen '*wahre Höhen*' zu berechnen, beschäftigte schon einige Generationen von Geodäten. Die theoretischen Grundlagen waren dabei nicht das limitierende Moment. Erst die modernen Rechenmittel und die Kenntnisse über das tatsächliche Schwerfeld ermöglichen heutzutage deren effiziente Berechnung. Dem ist entgegenzuhalten, dass in den Gefilden ausserhalb der Geodäsie und der Landesvermessung exaktere *absolute Höhen* auf geringes Interesse oder wegen der allgegenwärtigen Verwechslungsgefahr mit bestehenden Höhen unterschiedlicher Herkunft sogar auf Ablehnung stossen. Trotzdem: mit dem Einzug der satellitengeodätischen Messmethoden im Vermessungsalltag hat die absolute Höhenbestimmung an enormer Bedeutung gewonnen. Die potentialtheoretisch strengen Höhen aus den Nivellement- und Schweremessungen tragen dazu bei, die Verknüpfung zwischen den geometrischen und den physikalischen Höhen zu verbessern und leisten einen wichtigen Beitrag zur Geoidbestimmung und insbesondere zur Geoidlagerung (s. Kapitel 10).

Wie im Kapitel 9.6 aufgezeigt, beträgt die Genauigkeit der orthometrischen Höhen für die urbanen Gebiete der Schweiz wenige Millimeter und es ist unbestritten, dass im Laufe der Zeit verbesserte Massen- und Schweremodelle auch hier sogar noch eine Steigerung ermöglichen. Die höchsten Punkte des Landeshöhennetzes befinden sich auf dem Grand St-Bernard (2475 m), dem Furkapass (2426 m) und dem Flüelapass (2393 m). Hier betragen die mittleren Fehler der orthometrischen Höhen s_H relativ zu Zimmerwald ± 12.7 mm, ± 10.2 mm und ± 11.9 mm. Sie entsprechen in etwa den mittleren Fehlern der am weitesten entfernten Punkte im Engadin. Der grösste Wert ist mit ± 13.7 mm auf dem Berninapass (2328 m) zu finden. Dies sind somit die Genauigkeiten der orthometrischen Höhen, welche aus den Messungen im Landeshöhennetz z. Z. erwartet werden können.

Bezüglich den Genauigkeitsbetrachtungen im Kapitel 9.6 gilt es zu beachten, dass sie aus Abschätzungen stammen und nicht aus strengen Vergleichen mit wahren Werten. Derart unabhängige Beurteilungen sind nur dann möglich, wenn diese Höhen mit ellipsoidischen Höhen aus GNSS-Messungen verglichen werden können, welche mit einem *unabhängigen* Geoidmodell in physikalische Höhen umgewandelt wurden. Solche Untersuchungen sind Bestandteil des nächsten Kapitels.

10. Kombinierte Ausgleichung von orthometrischen Höhen aus dem Nivellement, GPS-Höhen und Geoidmodell,

10.1 Die Konsistenz der Höhen

Unter der Konsistenz der Höhen versteht man die Erfüllung der einfachen geometrischen Beziehung der unterschiedlichen Höheninformationen aus GPS, Nivellement und Geoid- resp. Quasigeoid-Modell, wie dies bereits in Kapitel 2 dargelegt wurde:

$$h_{ell} - H_{orth} - N = h_{ell} - H_{norm} - \zeta = 0 \quad (\text{nach 2.2-4})$$

Eine potentialtheoretisch strenge Ausgleichung des Landesnivellements alleine genügt also nicht, um einen konsistenten Höhenrahmen zu erzeugen. Im vorliegenden Kapitel werden daher einige grundlegende Theorien zur kombinierten Ausgleichung von GPS- und Nivellementnetzen mit Messdaten zur Geoidbestimmung (sog. GLG-Networks) erwähnt.

Um die Konsistenz aller Arten von Messungen im neuen Landeshöhennetz LHN95 sicher zu stellen, müssen die unterschiedlichen Netze (das GPS-Netz LV95, das Landeshöhennetz (LHN) und das Geoidmodell) durch möglichst viele gemeinsame Punkte verknüpft sein. Eine grosse Anzahl der LV95- und AGNES-Punkte wurden dazu in den letzten Jahren ans LHN angeschlossen und umgekehrt einige Fixpunkte des LHN mit hochpräzisen GPS-Messungen beobachtet. Das Unterkapitel 10.3 behandelt die Herkunft dieser GPS-Höhen, in 10.4 werden die gemeinsamen Anschlusspunkte und Kampagnen kurz aufgelistet.

Anhand dieser sog. GPS/Nivellementpunkte werden danach in 10.5 die bestehenden Inkonsistenzen im Geoidmodell CHGeo98 aufgezeigt und analysiert. Die Realisierung des neuen Modells CHGeo2004 zu dokumentieren, würde eine separate Arbeit benötigen [Marti et al. 2006]. In 10.6 werden nur die wichtigsten Kennzahlen und Merkmale der neuen Geoidbestimmung dargelegt. Mit der definitiven Verteilung der Residuen ist der konsistente *Höhenrahmen* LHN95 der neuen Landesvermessung LV95 festgelegt.

10.2 Die Theorie zur kombinierten Ausgleichung von Nivellement, GPS und Geoid

In der Praxis ist die Konsistenzbedingung gemäss Formel 2.2-4 zwischen ellipsoidischen Höhen h aus GPS, den orthometrischen Höhen H aus Nivellement- und Schweremessungen sowie den Undulationen N aus einer Geoidmodellierung kaum erfüllt. Folgende Auflistung ist aus [Kotsakis and Sideris 1999] entnommen und zeigt dazu die wichtigsten der möglichen Gründe:

- Zufällige Fehler in der Realisierung von h , H und N .

- Systematische Fehler in den Messungen wie Höhenmassstab beim Nivellement, einseitige Refraktionseinflüsse, Troposphärenmodellierung und nicht modellierte Antennencharakteristika bei den GNSS-Messungen, unterschiedliche Massenmodelle für die Geoid- und Nivellementreduktionen etc.
- Inkonsistenzen in der Datumsdefinition und andere mögliche systematische Verzerrungen in den drei Höhendatensätzen (bspw. langwellige systematische Fehler in globalen Schwerefeldmodellen, Verzerrungen in gezwängten Ausgleichungen von Nivellementnetzen, Abweichungen zwischen dem gravimetrischem Geoid und der Referenzfläche des (Nivellement)-Höhendatums, etc.)
- Einfluss geodynamischer Effekte (post-glaziale Hebungen, Plattentektonik, Meeresspiegeländerungen, Punktinstabilitäten etc.), welche sich bei unterschiedlichen Zeitpunkten der Messung auswirken
- ungenügende, theoretische Näherungslösungen in der Berechnung von H oder N (bspw. ungenügende oder nicht existierende Topografie/Dichte-Modellierung in der Geoidlösung, ungenügende Näherungslösung für die orthometrischen Höhen unter Verwendung von Normalschweren anstelle von aktuellen Schwerebeobachtungen, Vernachlässigung der Meerestopografie an den Pegelstationen etc.)

Berechnungsvorgänge zur Realisierung der Konsistenzbedingung unter den drei Beobachtungsgrößen h , H und N nennt man allgemein *kombinierte Ausgleichungen* ([Kotsakis and Sideris 1999] und [Fotopoulos et al. 1999, Fotopoulos 2003]). Eine vereinfachte Ausgleichung wird dann erzeugt, wenn man die Residuen auf den gemeinsamen Punkten als direkte Beobachtungen eingeführt:

$$h_i - H_i - N_i = \mathbf{a}_i^T \mathbf{x} + v_i \quad (10.2-1)$$

wobei \mathbf{x} ein $n \times 1$ -Vektor der unbekannt Parameter und \mathbf{a}_i ein $n \times 1$ -Vektor der bekannten Koeffizienten sind und die v_i die Verbesserungen an den Gesamtbeobachtungen beschreiben. Unabhängig davon, wie die Funktion $\mathbf{a}_i^T \mathbf{x}$ aufgesetzt wird, liegt das Haupt-Problem in der vereinfachten statistischen Betrachtung. In der Realität enthalten die Verbesserungen eine Kombination aus zufälligen und systematischen Fehlern aller drei Ausgangsbeobachtungen gemäss obiger Auflistung, welche sich so nicht separieren lassen. Eine optimale Ausgleichung im statistischen Sinne benötigt zudem eine korrekte Gewichtung der Residuen, was in der Praxis schwierig ist.

Korrekterweise müssten also die folgenden drei Gleichungen für jeden Punkt eines kombinierten GPS/Nivellementnetzes festgehalten werden:

$$\begin{aligned} h_i &= h_i^\alpha + f_i^h + v_i^h \\ H_i &= H_i^\alpha + f_i^H + v_i^H \end{aligned} \quad (10.2-2)$$

$$\begin{aligned} N_i &= N_i^\alpha + f_i^N + v_i^N \\ f_i &= f_i^h - f_i^H - f_i^N \end{aligned} \quad (10.2-3)$$

h_i , H_i und N_i beschreiben nun die effektiven Beobachtungen, die Grössen h_i^α , H_i^α und N_i^α hingegen bezeichnen die wahren Werte bezüglich einem einheitlichen geodätischen Datum, sodass wieder die folgende Gleichung gilt:

$$h_i^\alpha - H_i^\alpha - N_i^\alpha = 0 \quad (10.2-4)$$

Der Terme f_i beinhalten alle Reduktionen, um Datums-Inkonsistenzen und andere systematische Fehler zu beschreiben. Schlussendlich beschreiben die v_i die normalverteilten, zufälligen Verbesserungen der Beobachtungen, für welche die folgenden stochastischen Modelle gültig sind:

$$E\{\mathbf{v}_h \mathbf{v}_h^T\} = \mathbf{C}_h, \quad E\{\mathbf{v}_H \mathbf{v}_H^T\} = \mathbf{C}_H, \quad E\{\mathbf{v}_N \mathbf{v}_N^T\} = \mathbf{C}_N \quad (10.2-5)$$

Die Kovarianzmatrizen \mathbf{C} können aus den individuellen Ausgleichungen (Nivellementnetz, GPS-Netz, Geoidbestimmung) hergeleitet werden.

Auf jedem Punkt P_i des kombinierten Netzes mit m Punkten besteht ein Tripel von Höhenbeobachtungen (h_i , H_i , N_i) oder eine ebenbürtige, "synthetische" Beobachtung $l_i = h_i - H_i - N_i$. Die l_i sind die eigentlichen Residuen auf den Messpunkten eines GLG-Netzes. Kombiniert man 10.2-2 und 10.2-3, so erhält man folgende Beobachtungsgleichung:

$$l_i = h_i - H_i - N_i = (f_i^h - f_i^H - f_i^N) + (v_i^h - v_i^H - v_i^N) \quad (10.2-6)$$

oder in kompakterer Form:

$$l_i = f_i + v_i^h - v_i^H - v_i^N \quad (10.2-7)$$

f_i beschreibt nun eine räumliche Fläche von Werten und kann folgendermassen parametrisiert werden:

$$f_i = \mathbf{a}_i^T \mathbf{x} + s_i \quad (10.2-8)$$

Der Term s_i kennzeichnet einige Residualkorrekturen, deren Natur vorerst nicht spezifiziert ist. Schlussendlich resultieren folgende abschliessenden Beobachtungsgleichungen:

$$l_i = \mathbf{a}_i^T \mathbf{x} + s_i + v_i^h - v_i^H - v_i^N \quad (10.2-9)$$

resp. in Matrix-Schreibweise:

$$\mathbf{l} = \mathbf{Ax} + \mathbf{s} + \mathbf{Bv} \quad (10.2-10)$$

was nun dem generellen Modell der kombinierten Ausgleichung von GLG-Netzen [Kotsakis and Sideris 1999] und zugleich auch dem klassischen Modell der Kollokationsmethode entspricht [z. B. Wirth 1990].

Die Verbesserungen v und die Störgrößen s stellen zufällige Variablen dar, deren Erwartungswerte Null sind: $E\{v\} = E\{s\} = 0$. Die Verbesserungen resp. der Noise sind unabhängige, die Signale s korrelierte Werte. Für die Kovarianzmatrix C_v des Noise gilt:

$$E\{vv^T\} = C_v = \begin{bmatrix} C_h & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & C_H & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & C_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_h^2 Q_h & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \sigma_H^2 Q_H & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \sigma_N^2 Q_N \end{bmatrix} \quad (10.2-11)$$

mit den Varianzkomponenten σ und den Kofaktor-Matrizen Q .

Wir wenden uns für unsere Betrachtungen einem Spezialfall der Kollokation zu, mit den Annahmen:

$$\mathbf{A} = \mathbf{0}; \quad \mathbf{s} = \mathbf{0} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{l} = \mathbf{Bv} \quad \text{oder} \quad l_i = v_i^h - v_i^H - v_i^N$$

also einer klassischen Filterung ohne Parameterbestimmung. Am Beispiel der GLG-Netze bedeutet dies, dass die Beobachtungen nur zufällige und keine systematischen Fehler enthalten und eine Parametrisierung für irgendwelche Korrekturflächen nicht vorgenommen werden muss. Ersteres ist zugebenermassen ziemlich unrealistisch, muss aber oft mangels brauchbaren Alternativen a priori angenommen werden. Die fehlende Parametrisierung ist gerechtfertigt, wenn die Höheninformation der einzelnen Netzanteile streng auf einer einheitlichen Datumsdefinition (Referenzsystem) beruht.

Die kombinierte Ausgleichung entspricht dann einer Filterung der GLG-Residuen l in die einzelnen Verbesserungs-Anteile v_h, v_H, v_N :

$$\begin{aligned} \mathbf{v}_h &= C_h \cdot (C_h + C_H + C_N)^{-1} \cdot \mathbf{l} \\ \mathbf{v}_H &= -C_H \cdot (C_h + C_H + C_N)^{-1} \cdot \mathbf{l} \\ \mathbf{v}_N &= -C_N \cdot (C_h + C_H + C_N)^{-1} \cdot \mathbf{l} \end{aligned} \quad (10.2-12)$$

also eine Filterung mit einer gewichteten Verteilung aufgrund der Kovarianzmatrix-Anteile der einzelnen Netze. Sie wird in den folgenden Unterkapiteln zur Realisierung des konsistenten Höhenrahmens LHN95 angewendet. Formel 10.2-12 gilt aber nur dann streng, wenn die drei Datensätze (GPS, Nivellement, Geoid) voneinander unabhängig, ohne systematische Fehler und im selben Referenzsystem vorliegen (was z.B. nicht gilt, wenn Undulationen von GPS/Nivellementpunkten als Beobachtung in die Geoidbestimmung einfließen).

10.3 Die GPS-Höhen aus den landesweiten Kampagnen und die Gesamtlösung CHTRF04

Für die Bedürfnisse der Landesvermessung der Schweiz wurden 1988 erstmals GPS-Messungen durchgeführt. In den Jahren 1988 – 1992 wurde das GPS-LV95-Hauptnetz erstellt und erstmals gemessen ([Santschi et al. 1998] und [Vogel et al. 1997]). Die damals ermittelten Lagekoordinaten legen noch heute den Bezugsrahmen LV95 fest. Die ellipsoidischen Höhen aus dieser Epoche wurden als 'provisorisch' gekennzeichnet, weil man sich mit verbesserten Troposphärenmodellierung und der zunehmenden Anzahl von Satelliten mit der Zeit eine Steigerung der Höhenqualität erhoffte [Wiget et al. 2003].

Bis zum heutigen Zeitpunkt wurden im GPS-LV95-Netz mehrere lokale Verdichtungs- und gesamthafte Wiederholungsmessungen durchgeführt (s. Abb. 10.3-1). Das Netz umfasst heute 220 Haupt- und Verdichtungspunkte, welche mindestens in zwei unabhängigen Teilkampagnen gemessen wurden. Anschliessend an die letzte Wiederholungsmessung im GPS-Netz LV95 (Kampagne CHTRF2004 [Schlatter und Wiget 2005]) wurde auch eine Gesamtausgleichung aller verfügbaren GPS-Messungen durchgeführt und als 'Gesamtlösung CHTRF04' veröffentlicht [Brockmann und Ineichen 2004]. Im Gegensatz zu CHTRF04 beinhaltet die 'Rahmenlösung CHTRF2004' einzig Koordinaten aus den Wiederholungsmessungen im Jahre 2004. Abbildung 10.3-1 zeigt schematisch den Weg von den einzelnen Kampagnen bis zur Gesamtlösung CHTRF04.

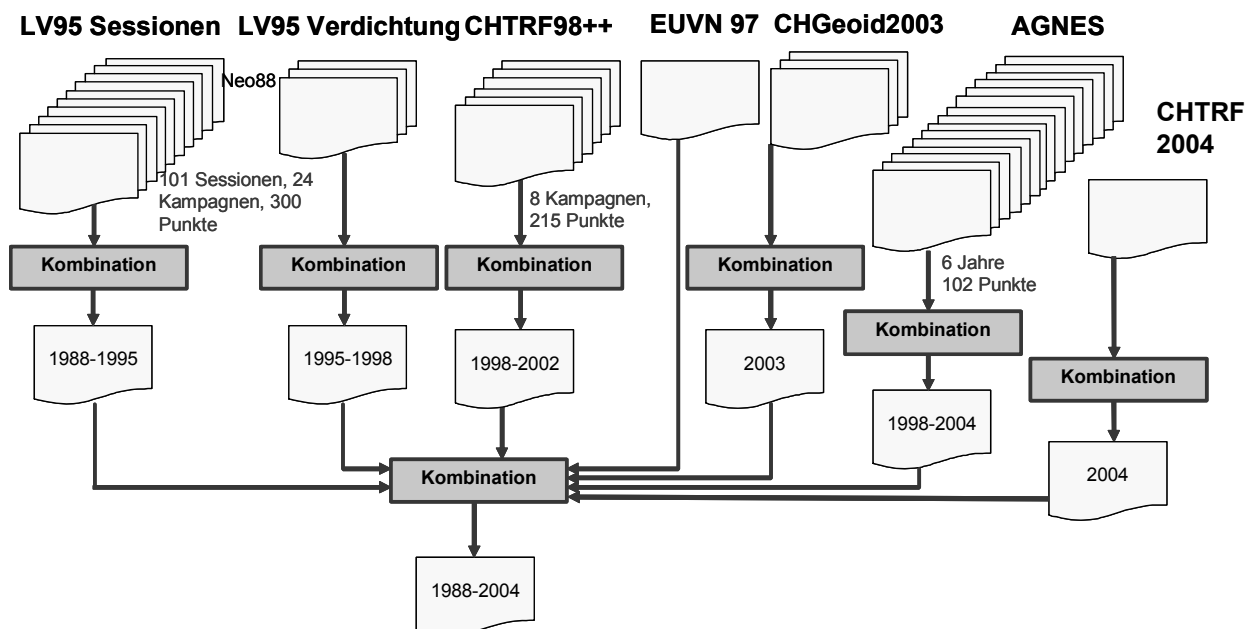


Abbildung 10.3-1: Die Teilkampagnen im GPS-Netz LV95 und die Auswertestrategie für die ellipsoidischen GPS-Höhen CHTRF04 (aus [Brockmann und Ineichen 2004]).

Da ein genauere Referenzrahmen fehlt, mit dem die CHTRF04-Lösung verglichen werden könnte, müssen andere Möglichkeiten beigezogen werden. Eine mögliche Abschätzung der Qualität der Resultate

tate ist der Vergleich der einzelnen Kampagnen unter sich oder mit der Gesamtlösung. Diese sog. Wiederholbarkeiten werden mit Hilfe von Helmert-Transformationen durchgeführt. Da die räumliche Orientierung der Netze und der Massstab aus GPS durch die präzisen Satelliten-Bahnen im absoluten Sinne definiert sind, genügen bei diesen Transformationen oft 3 Translationen pro Kampagne. Tab. 10.3-1 listet diese Wiederholbarkeiten im GPS-Netz LV95 auf.

Kampagne	# Stationen	Helmert RMS		
		Nord [mm]	Ost [mm]	Höhe [mm]
1: LV95	302	2.1	2.2	11.3
2: LV95-Verdichtung	132	1.6	1.7	9.2
3: EUVN97	8	1.3	1.3	5.0
4: CHTRF98 ++	293	1.4	1.1	5.5
5: CHGeoid2003	66	1.2	0.6	1.6
6: CHTRF2004	245	1.9	1.6	5.7
7: AGNES	102	0.5	0.3	1.1
Total:	627	1.7	1.6	7.6

Tabelle 10.3-1: Wiederholbarkeiten in CHTRF04: RMS-Werte aus den ungewichteten Helmert-Transformationen der Teilkampagnen auf die Gesamtlösung CHTRF04 (aus [Brockmann und Ineichen 2004]).

Gegenüber den offiziellen Lagekoordinaten LV95 aus der Rahmenlösung CHTRF95, welche nach wie vor gültig bleiben, betragen die Lagedifferenzen maximal ± 1 cm. Der grösste Einfluss entstand hier durch die Rundung der LV95-Koordinaten im Jahre 1995 auf Zentimeter-Werte.

In den Höhen resultieren auf den Punkten des GPS-Netzes LV95 aus CHTRF04 gegenüber den bestehenden ellipsoidischen Höhen LV95, welche als Zwischenlösung aus der Auswertung der Messungen 1998 (CHTRF98) stammen, jedoch nicht in die Geoidbestimmung CHGeo98 eingingen, Abweichungen von max. ± 3 cm. Diese ellipsoidischen Höhen legten zusammen mit den Undulationen des Geoidmodells CHGeo98 die sog. provisorischen orthometrischen Höhen LHN95 fest.

Bezüglich der Genauigkeit dieser neusten und für die Realisierung des konsistenten Höhenrahmens LHN95 verwendeten Höhen darf festgehalten werden, dass die relative Höhen-Genauigkeit zwischen zwei beliebigen Punkten des Netzes besser als $\pm 1-3$ cm ist. Von den Autoren dieser Berechnung wird die Höhengenaugkeit um den Faktor 3 bis 5 schlechter vermutet als die Lagegenauigkeit, da systematische Fehler (Antennenphasenzentren, Troposphäre, Mehrwegeeffekte) schwierig modellierbar sind und sich auf die Höhenkomponente mehr auswirken [Brockmann und Ineichen 2004].

10.4 GPS/Nivellementpunkte der neuen Landesvermessung LV95

GPS/Nivellementpunkte entstehen dann, wenn Punkte des GPS-Netzes LV95 ans Landeshöhennetz angeschlossen werden oder auf ausgewählten Punkten des LHN entsprechende GPS-Messungen ausgeführt werden. Die Verknüpfung der beiden Netze war von Anfang an eine Zielsetzung des Konzeptes der neuen Landesvermessung LV95 [Schneider et al. 1995a]. Für die Lagerung des Geoidmodells CHGeo98 standen bereits ca. 80 Punkte zur Verfügung [Marti 1997]. Nicht zuletzt die Problematik der Inkonsistenzen im Modell CHGeo98 führte aber zur zusätzlichen Bestimmung von weiteren Punkten, insbesondere der Kampagne CHGEO03. Nachfolgend ist eine Auflistung der wichtigsten Anschlussmessungen für die Bestimmung der GPS/Nivellementpunkte aufgeführt, welche in [Schlatter et al. 2003] und [Schlatter et al. 2005a] detailliert dokumentiert sind.

'Kampagne'		Jahr	Anz.	Bemerkungen
1	Hauptpunkte LV95 mit Direkt-Anschluss ans LHN	1988-94	43	Modell CHGeo98
2	Exzentrische Anschlüsse von LV95-Punkten	1989-94	36	Modell CHGeo98; L1-Empfänger
3	Testnetz Turtmann Nivellementanschlüsse	1995	2	Modell CHGeo98
4	Punkte GPS-Netz LV95 mit neuem Direkt-Anschluss	1995-2004	40	Kein Eingang in CHGeo98
5	AGNES-Stationen mit Direktanschluss ans LHN	1995-2003	10	Kein Eingang in CHGeo98
6	Spezielle Verdichtung durch GPS-Anschlüsse ans LHN (exzentrische Anschlüsse)	2001-02	18	Kein Eingang in CHGeo98
7	Spezielle Verdichtungskampagne CHGEO03	2003	36	Kein Eingang in CHGeo98
Total verwertbare GPS/Nivellementpunkte		1989-2004	190	

Tabelle 10.4-1: Anschlusskampagnen zur Erzeugung von GPS/Nivellementpunkten

Grundsätzlich kann zwischen zwei Anschlusarten an das GPS-Netz LV95 unterschieden werden:

1. Direktanschlüssen der LV95-Punkte und der AGNES-Stationen an das LHN mit Nivellements
2. Exzentrische Anschlüsse an das LHN mittels GPS-Höhenübertragung vom GPS-Netz LV95

Die beiden Anschlussarten unterscheiden sich insofern, dass bei der Methode 1 ein Punkt des GPS-Netzes LV95 zugleich Höhenfixpunkt des LHN wird (HFP1) und dadurch eine Höhe in den beiden Rahmen LN02 und LHN95 erhält. Die ellipsoidische Höhe wird durch die GPS-Messkampagnen und –Auswertungen bestimmt, wie sie in 10.3 beschrieben sind. Exzentrische Anschlüsse (Anschlussart 2) werden realisiert, indem mittels der GPS-Methode die ellipsoidische Höhendifferenz zwischen einem Punkt des GPS-Netzes LV95 und einem HFP1 ermittelt wird. Es resultiert somit einzig eine direkt beobachtete Undulation auf diesem HFP1 des LHN. Strenge Höhen in LHN95 sowie in LN02 auf den für den GPS-Anschluss verwendeten LV95-Punkten lassen sich auf diese Art nicht herleiten. Von den 190 GPS/Nivellementpunkten in Tab. 10.4-1 sind 54 sog. exzentrische Anschlüsse (Kampagnen 2 und 6).

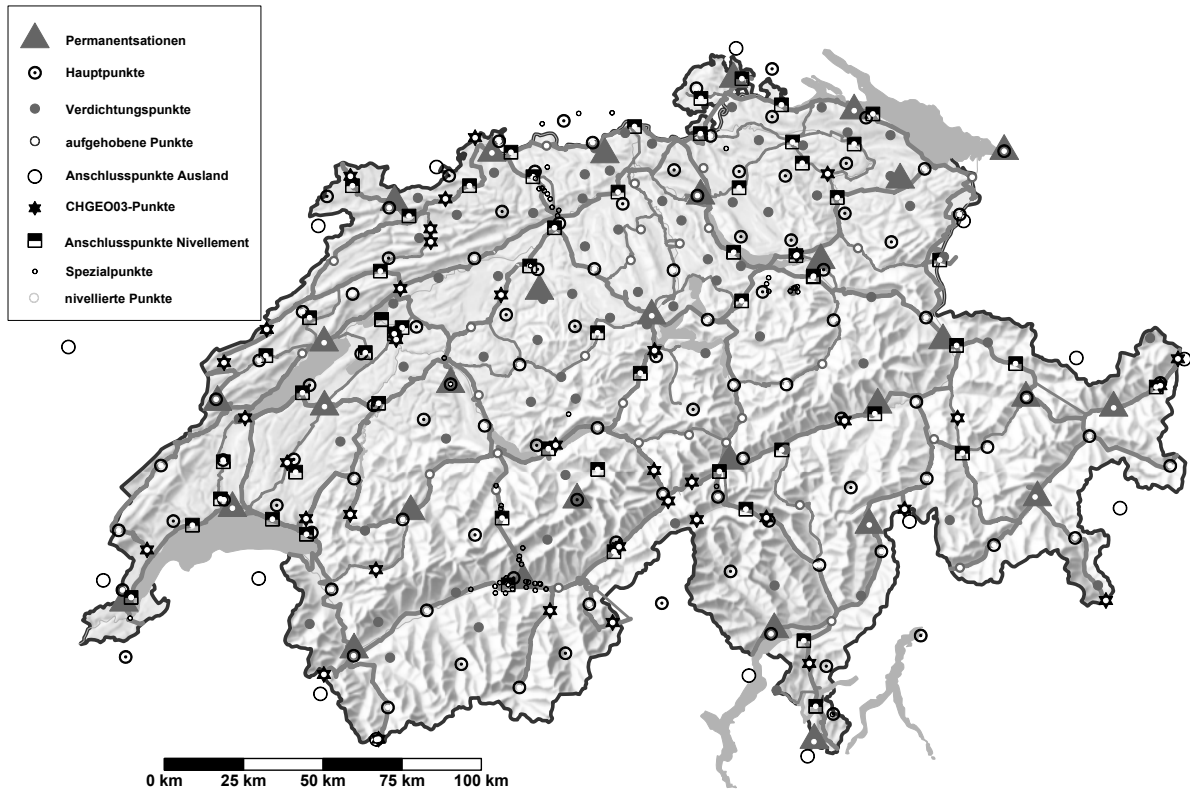


Abbildung 10.4-1: GPS/Nivellementpunkte und GPS-Netz LV95 (Stand Ende 2004)

Zu den einzelnen Anschlusskampagnen sind nachfolgende Präzisierungen zur Tabelle 10.4-1 hilfreich:

- 1. und 2.: Anschlussmessungen im Rahmen des Aufbaus von LV95 (1988-94):** Eingebettet in den Aufbau der neuen Landesvermessung LV95 und die eigentlichen GPS-Erstmessungen in den Jahren 1988-94 erfolgte ein erster Grossteil der Anschlüsse der GPS-LV95-Punkte an das Landeshöhenetz. Insgesamt wurden in diesen Jahren 79 verwertbare Anschlussmessungen ans LHN getätigt. Deren 36 waren exzentrische Anschlüsse, für die GPS-seitig andere Messbedingungen bestanden, als für die Erstbestimmung der LV95-Punkte. Erwähnenswert sind die Einschränkungen bezüglich der Messzeit (max. 6 Stunden) und die teilweise Verwendung von L1-Empfängern in den drei Teilkampagnen LV95-89 bis -91 [Wiget et al. 2003].
- 3.-5.: Punkte des GPS-Netzes LV95, AGNES-Stationen und Spezialpunkte mit neuem Direkt-Anschluss ans LHN (1995 – 2004):** Einige wenige LV95-Hauptpunkte und etliche, nachträglich erstellte LV95-Verdichtungspunkte wurden im Rahmen von Neumessungen der LHN-Linien aber auch in gezielten lokalen Anschlusskampagnen mit dem LHN verbunden. Der Grenzwert für den Nivellement-Aufwand war im Normalfall die Tagesleistung einer Messequipe, um den GPS-Punkt an die nächstliegenden HFP1 anzuschliessen. Insgesamt wurden so 52 GPS/Nivellementpunkte bestimmt (40 LV95-Punkte, 10 AGNES-Stationen, 2 Punkte des Testnetzes Turtmann).
- 6.: Spezielle Verdichtung durch GPS-Anschlüsse ans LHN (exzentrische Anschlüsse):** Für die Kontrolle und Verdichtung der Geoidbestimmung und als Fernziel für den konsistenten Höhenrah-

men war im Jahre 2000 immer noch ein Bedarf an weiteren GPS/Nivellement-Stützpunkten vorhanden. Die Auswahl dieser bestehenden HFP1 traf man aufgrund von fehlenden Stützwerten und Inkonsistenzen im bestehenden Geoidmodell CHGeo98. Diese exzentrischen Anschlüsse ans LHN wurden damals mit den LV95-Einmessungen der AGNES-Stationen kombiniert. So konnten in den Jahren 2001/02 weitere 18 GPS/Nivellementpunkte gezielt bestimmt werden.

7.: Spezielle Verdichtungskampagne CHGEO03: Als eine der wegweisenden Tätigkeiten der Internationalen Assoziation für Geodäsie (IAG) und deren Subkommission EUREF wurde zu Beginn des 21. Jahrhunderts unter dem Stichwort 'CGN' (combined geodetic network) die Kombination der geodätischen Netze propagiert. Ein wichtiger Bestandteil ist dabei die Verknüpfung der GNSS-Netze mit den terrestrischen, vom lokalen Schwerefeld beeinflussten Netzen (Nivellement, Schweregrundnetze etc.). Innerhalb der Schweiz lag zum Zeitpunkt Ende 2002 bereits eine beachtliche Anzahl von qualitativ einwandfreien GPS/Nivellementpunkten vor. Im Zuge dieser CGN-Aktivitäten entschloss sich swisstopo, innerhalb eines Jahres nochmals eine gezielte Aktion unter dem Kampagnennamen CHGEO03 durchzuführen. Das Ergebnis waren 36 weitere, vorzügliche GPS/Nivellementpunkte für den konsistenten Höherahmen LHN95 ([Brockmann 2003] und [Schlatter et al. 2005]). Ein wesentliches Ziel war natürlich auch die Verbesserung des bestehenden Geoidmodells der Schweiz (CHGeo98) und dessen Lagerung. Die Auswahl wurde daher bewusst nach folgenden Gesichtspunkten getroffen:

- Möglichst viele Punkte in die Randzonen (Landesgrenze)
- Gebiete mit bisher nur wenigen GPS/Nivellementpunkten
- Regionen mit bekannten Konsistenzproblemen in CHGeo98 (z. B. Engadin)

All diesen 190 GPS/Nivellementpunkten der Landesvermessung ist eines gemeinsam: sie sind Bestandteil der GPS-Gesamtausgleichung CHTRF04 (s. Kapitel 10.3 und [Brockmann und Ineichen 2004]) und der kinematischen Gesamtausgleichung LHN95. Aus diesen Berechnungen stammen auch die notwendigen Kovarianz-Informationen der ellipsoidischen und der orthometrischen Höhen, wie sie für eine gewichtete Verteilung der GLG-Residuen nach Formel 10.2-12 benötigt werden.

10.5 Die Inkonsistenzen im Geoidmodell CHGeo98

Die Berechnung des Geoidmodells CHGeo98 erfolgte nach den Grundsätzen der sog. Remove-Restore-Technik unter Anwendung des Kollokationsverfahrens [Marti 1997 und Marti 2002]. In einem ersten Schritt werden die Beobachtungen um den Einfluss der bekannten Massen- und Dichtemodelle reduziert (Remove) und einer Trendabsplattung nicht berücksichtigter, systematischer Einflüsse unterzogen. Die sog. Cogeoidhöhen werden dann aus den reduzierten Beobachtungen mittels der Kollokationsmethode berechnet. Das Geoidmodell erhält man letztendlich durch die Addition der Einflüsse der Massenmodelle auf Meereshöhe 0 (Restore).

Die verwendeten Massenmodelle wurden bereits in Kapitel 9.2 erläutert und sind identisch mit den Modellen für die Berechnung der mittleren Schweren. Als Beobachtungen standen neben ca. 2'400 Schweremessungen und über 620 Lotabweichungen nur ca. 75 GPS/Nivellementpunkte (Anschlusspunkte unter 1 und 2 in Tab. 10.4-1) zur Verfügung. Die ellipsoidischen Höhen dieser Punkte stammten aus der Gesamtausgleichung 1995 der LV95-GPS-Messungen aus den Jahren 1988-1994 [Wiget et al. 2003]. Die orthometrischen Höhen resp. die geopotentiellen Knoten resultierten aus einer ersten, unvollständigen kinematischen Ausgleichung LHN95 aus dem Jahre 1998.

Die GPS/Nivellement-Beobachtungen wurden mit einem mittleren Fehler von ± 3 cm in die Geoidberechnung eingeführt, sodass die Konsistenz auf diesen Punkten von Anfang an nur in einem Bereich von ca. ± 6 cm gewährleistet war (2σ). Trotzdem konnte durch die Verwendung dieser Beobachtungen der mittlere Fehler des Geoidmodells gegenüber dem Lagerungspunkt Zimmerwald von 6 cm auf 3-4 cm gesenkt werden. Der einzige GPS/Nivellementpunkt im Unterengadin (Anschluss Ramosch) und ein weiterer Punkt am östlichen Ende des Zürichsees (Eschenbach) mussten eliminiert werden, da Verbesserungen > 10 cm resultierten. Beim Punkt Eschenbach wurde später ein grober Fehler entdeckt (Verwechslung der Anschlusspunkte). Die Diskrepanz im Unterengadin zwischen GPS/Nivellement und dem Geoidmodell CHGeo98 blieb aufgrund weiterer Kontroll-Messungen bestehen (s. a. Abb. 10.5-1).

Anhand der Ende 2004 verfügbaren 190 GPS/Nivellementpunkten kann nun das Geoidmodell getestet werden. Dazu verwenden wir die ellipsoidischen GPS-Höhen aus der Auswertung CHTRF04 und die orthometrischen Höhen aus LHN95. Daraus lässt sich eine direkt beobachtete Geoidundulation berechnen, welche mit den Modell-Undulationen aus CHGeo98 verglichen werden kann.

In Abbildung 10.5-1 und 10.5-2 sind die Differenzen "gemessene Undulation minus gerechnete Undulation" zusammengestellt. Es zeigen sich sehr deutliche systematische Abweichungen von bis zu 25 cm, welche den mittleren Fehler der Geoidbestimmung von $\pm 3-4$ cm signifikant übersteigen. Die auffälligsten Abweichungen bestehen mit über 20 cm im Engadin und im südlichen Wallis. Trends sind aber auch in der Nordschweiz und in den zentralen Alpen ersichtlich. Die schwarzen Balken stammen von den GPS/Nivellementpunkten, welche speziell mit der Kampagne CHGeo03 gemessen

worden sind. Sie bestätigten sämtliche bekannten Trends, was in Abbildung 10.5-2 besonders deutlich ersichtlich ist. Nur ein Punkt in der Kluse von Moutier (nordöstlich von Biel) erwies sich nachträglich als GPS-seitig nicht geeignet (Mehrwegausbreitung, Horizont-Abdeckungen).

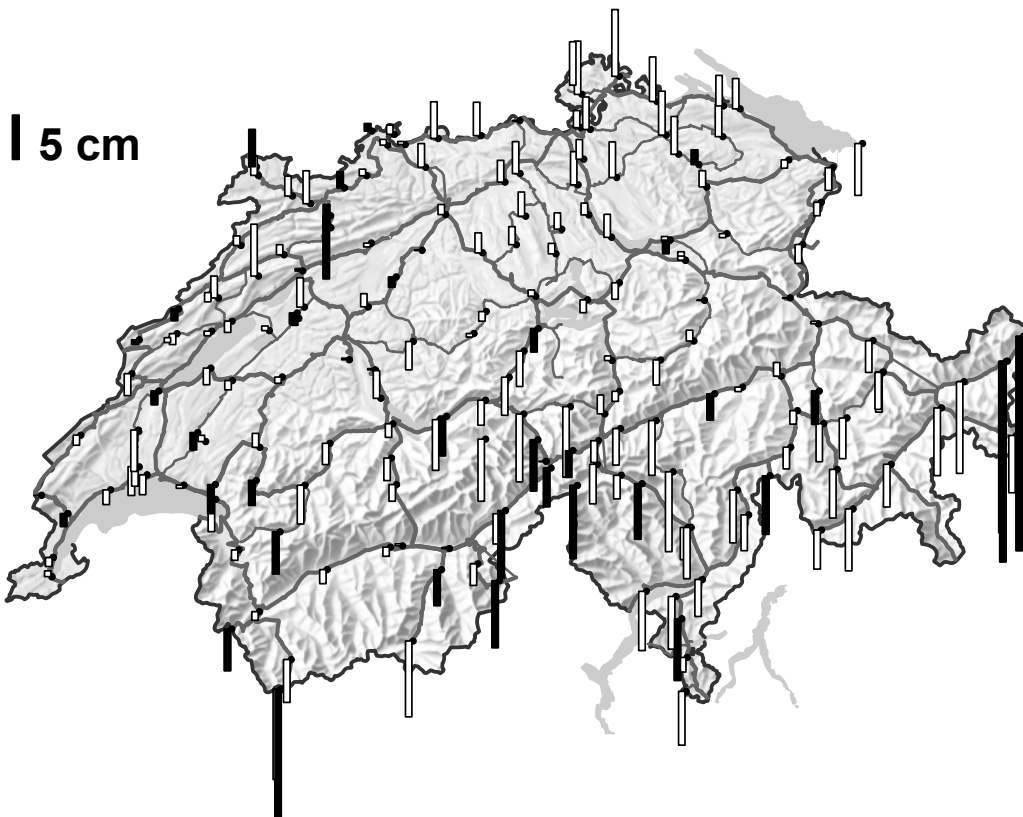


Abbildung 10.5-1: Die Inkonsistenzen (Differenzen zwischen gemessener und berechneter Undulation) auf den GPS/Nivellementpunkten unter Verwendung des Geoidmodells CHGeo98. Schwarze Balken: jüngste GPS/Nivellementpunkte aus der Kampagne CHGeo03.

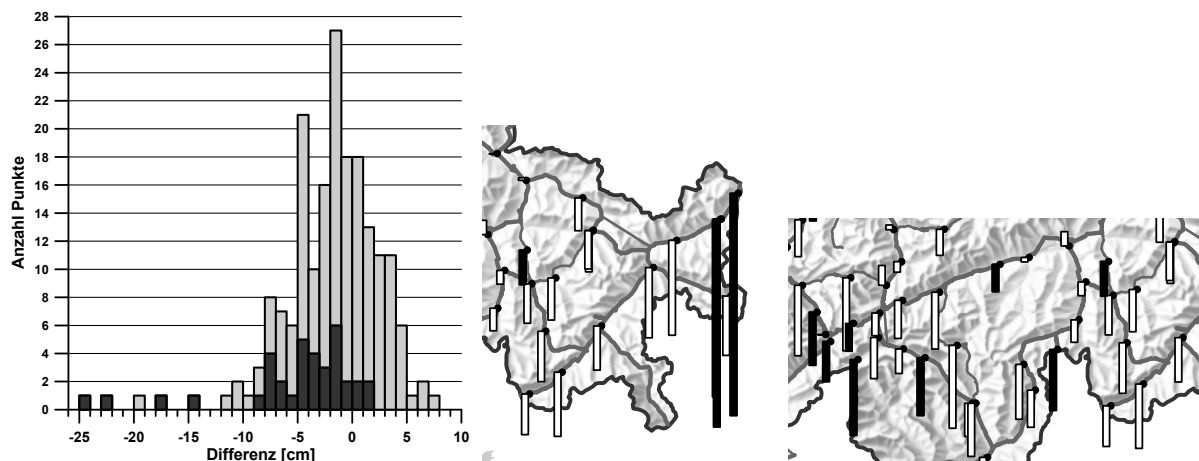


Abbildung 10.5-2: Histogramm der Inkonsistenzen und Ausschnitte aus Abb. 10.5-1. Schwarze Balken: jüngste GPS/Nivellementpunkte aus der Kampagne CHGeo03. Die Ausschnitte rechts zeigen, wie die Resultate aus CHGEO03 die bisherigen Residuen bestätigen.

Diese Diskrepanzen rechtfertigen die Entscheidung, ein neues Geoidmodell zu berechnen, um den konsistenten Höhenrahmen LHN95 definitiv einführen zu können. Trotzdem gilt es natürlich zu klären, woher diese systematischen Abweichungen stammen. Dabei stehen drei Ursachen im Vordergrund:

1. Die ellipsoidischen GPS-Höhen für die Geoidbestimmung CHGeo98 stammen aus der Gesamtauswertung 1995 [Wiget et al. 2003]. Sämtliche Wiederholungsmessungen, welche vor allem dank der verbesserten Satellitenkonstellationen und den Troposphärenmodellen qualitativ bessere Höhen liefern sollten, fanden bisher keinen Eingang in die Geoidberechnung. Die Auswirkung der Gesamtausgleichung CHTRF04 auf die ellipsoidischen Höhen der ursprünglichen Hauptpunkte des GPS-Netzes LV95 ist in Abb. 10.5-3 ersichtlich. Die Differenzen zwischen den beiden Lösungen variieren doch zwischen -5 und +7 cm und zeigen einen relativ deutlichen Trend in Nord-Süd-Richtung. Das Maximum befindet sich in Hohentwiel (westlich des Bodensees), das Minimum in Saas Fee.

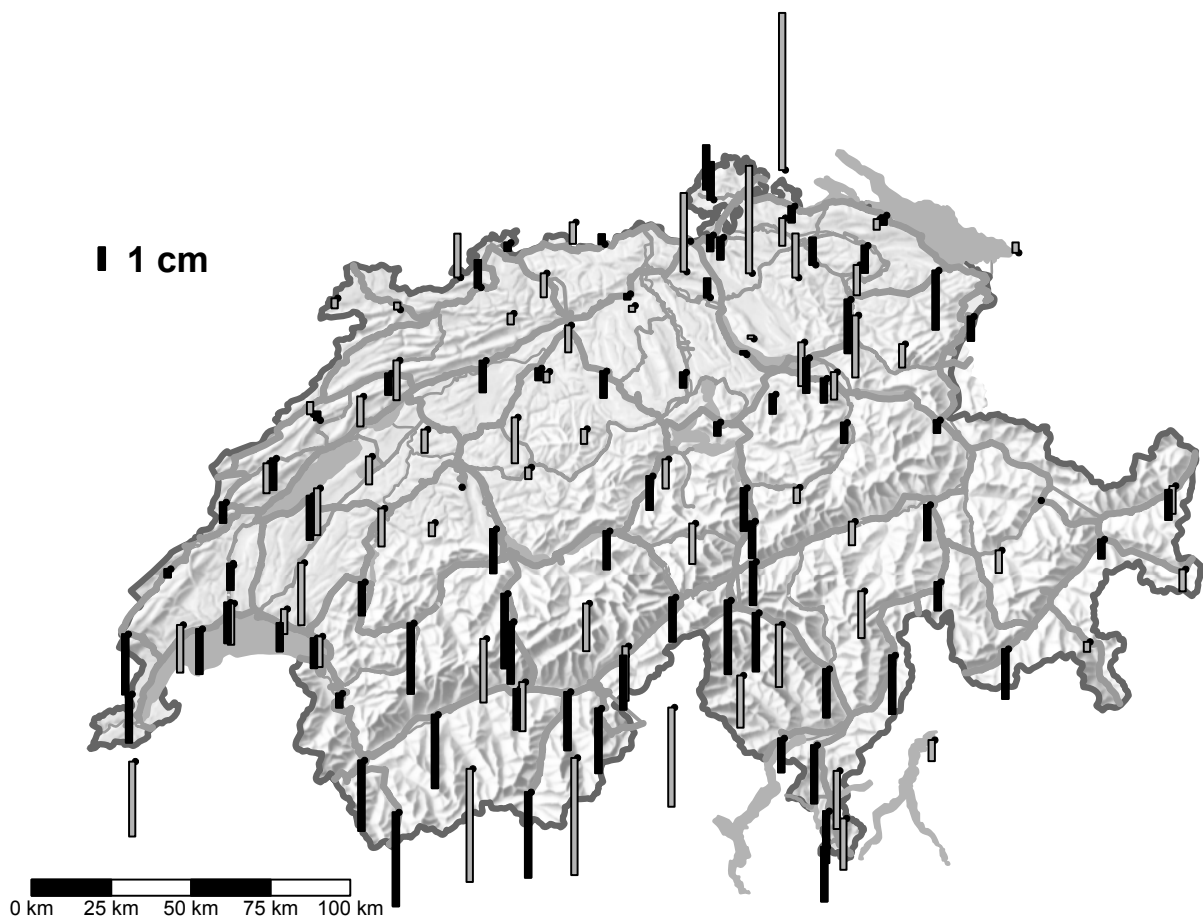


Abbildung 10.5-3: Differenzen der ellipsoidischen Höhen CHTRF95 – CHTRF04 auf den Punkten des GPS-Netzes LV95 und den exzentrischen GPS/Nivellement-Anschlüssen. Schwarze Balken: GPS/Nivellementpunkte für die Bestimmung CHGeo98; graue Balken: restliche Punkte des GPS-Netzes LV95 (Stand CHTRF95).

2. Die orthometrischen Höhen für CHGeo98 stammen aus einer ersten Version der kinematischen Ausgleichung LHN95, welche noch nicht mit dem vollständigen Datensatz durchgeführt werden konnte. Die Unterschiede zwischen der damaligen und der heutigen, definitiven Lösung LHN95 sind in Abb. 10.5-4 dargestellt. Selbst das umfangreiche Dazufügen von Neumessungen seit 1998 führte im Wesentlichen nur zu kleinen Änderungen der orthometrischen Höhen. Ohne die grösste Abweichung von -5.6 cm am Gotthardpass zu berücksichtigen, beschränken sie sich auf Werte von ± 2 cm. Der Anteil an den Gesamtresiduen ist also eher klein, auch wenn sich im Tessin eine Tendenz negativer Abweichungen abzeichnet. Die relativ grosse Abweichung am Gotthardpass ist auf die Senkungen aufgrund des Baus des Strassentunnels (1970 – 1980) zurückzuführen (s. a. Kapitel 8.6). Während die alte Lösung sich im Wesentlichen auf die Gotthardpass-Messungen aus dem Jahre 1971 stützte, so wird für die aktuelle Berechnung dieses GPS/Nivellementpunktes ausschliesslich die Messung aus dem Jahre 1998 verwendet.

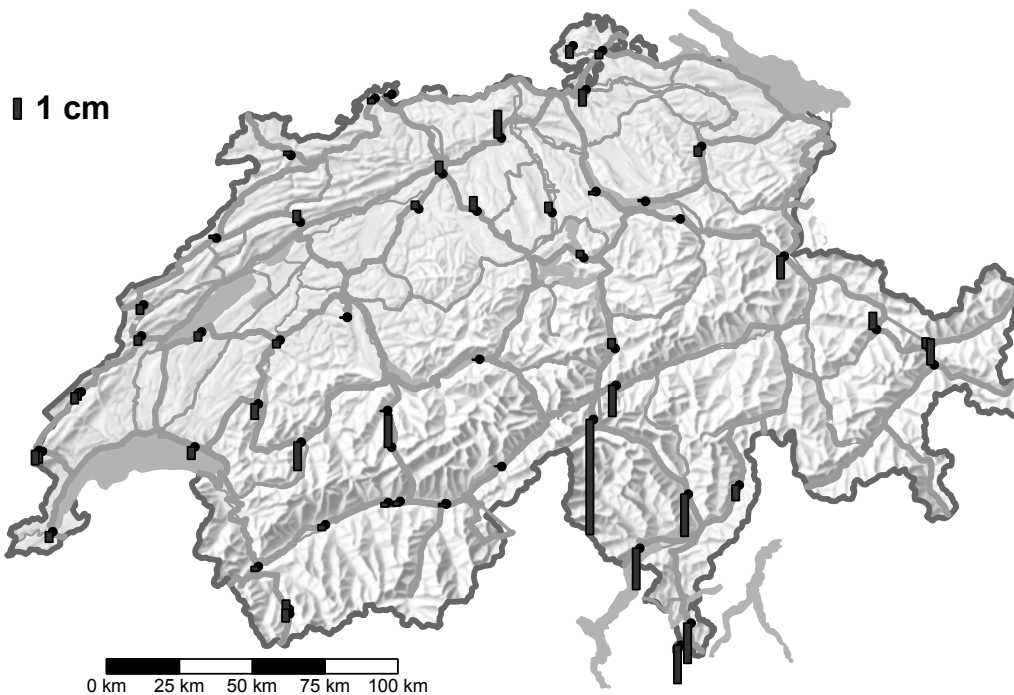


Abbildung 10.5-4: Differenz der orthometrischen Höhen LHN95 und der Lösung 1998 für die Geoidbestimmung CHGeo98.

3. Der Hauptanteil an den Inkonsistenzen dürfte also in der eigentlichen (astro-geodätischen) Geoidbestimmung zu suchen sein, obwohl gemäss [Marti 2002] nur Vermutungen und keine eigentliche Beweise für diese Abweichungen vorhanden sind. Diese Untersuchungen führten aber dazu, dass nebst den neuen GPS/Nivellementpunkten mit der Kampagne CHGEO03 auch zusätzliche Lotabweichungsmessungen durchgeführt wurden [Marti et al. 2004].

Dass das Verbesserungspotential hauptsächlich in der astrogeodätischen Geoidbestimmung liegt, zeigt auch Abb. 10.5-5. Aufgrund der sog. GLG-Filterung der Gesamtresiduen, wie sie in Kapitel 10.2 mit Formel 10.2-12 vorgeschlagen wird, lassen sich diese in die einzelnen Anteile für GPS, Nivellement und Geoid aufteilen. Deutlich ist zu erkennen, dass wegen der rein stochastischen Verteilung dieser Residuen die grössten Beträge dem astro-geodätischen Geoid angelastet werden, weil hier die relative Genauigkeit über grösseren Distanzen am kleinsten ist. Die Verbesserungen für GPS und Nivellement sind mit wenigen Ausnahmen sehr klein (<1 cm). Einzig im südlichen Tessin sind die Anteile des Nivellements am grössten, da hier die Geoidlösung aufgrund der zahlreichen Beobachtungen (ursprünglich für die Bestimmung des Ivreakörpers [Bürki 1989]) sehr stark ist und die Nivellementlinien nur als offene Züge vorliegen.

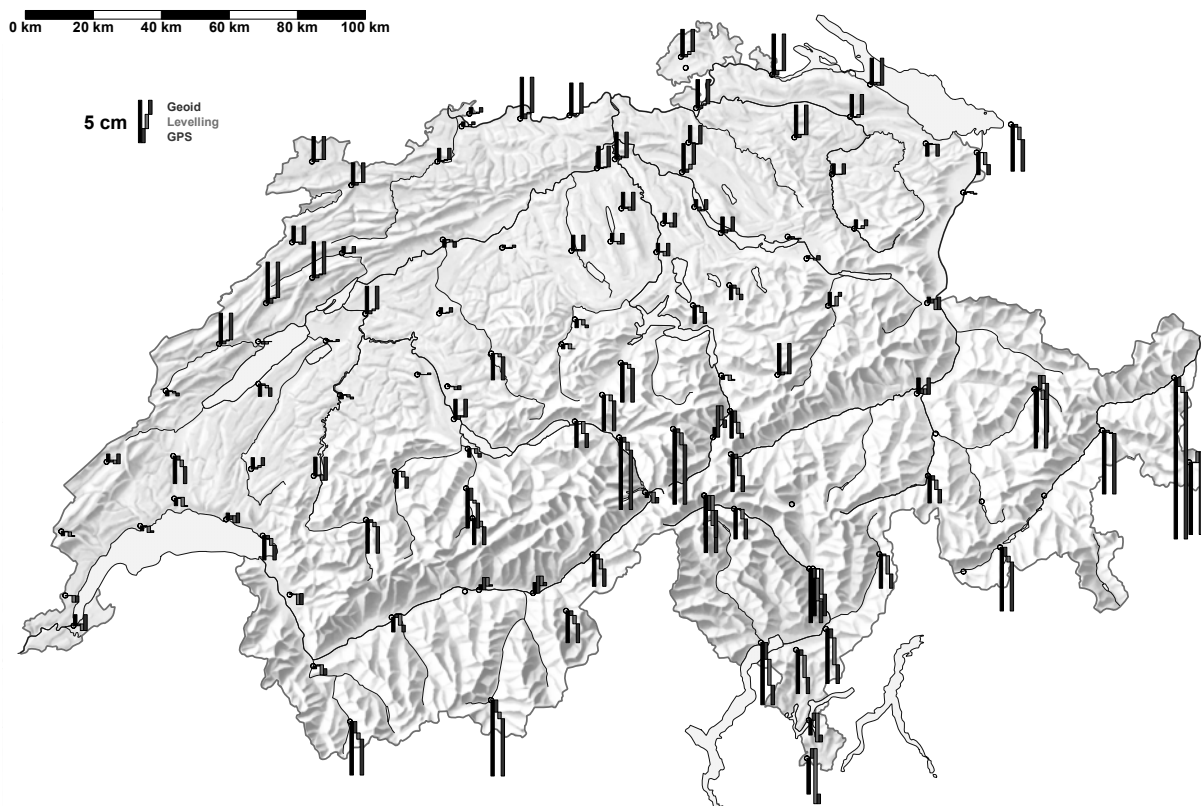


Abbildung 10.5-5: Resultate der GLG-Filterung nach Formel 10.2-12 (Verteilung der Gesamtresiduen CHGeo98) aus [Marti et al. 2001]. Die GPS/Nivellementpunkte entsprechen dem Stand 2001. In schwarz: Gesamtresiduen (ganz links); links: Anteil GPS; Mitte: Nivellement; rechts: astrogeodätisches Geoid.

10.6 Das neue Geoidmodell CHGeo2004 als Grundlage für den konsistenten Höhenrahmen LHN95

10.6.1 Einleitung

In [Marti 2002] wurde unter den Schlussbemerkungen zur Geoidlösung CHGeo98 festgehalten, dass in erster Linie die GPS-Messungen auf Punkten des Landesnivellements verbleiben, welche das Geoid noch verbessern oder in einer billigen Weise kontrollieren könnten. Damals wurde vorausgesetzt, dass das Landesnivellement streng in orthometrischen Höhen vorliegen müsse und dass die GPS-Höhen in einem Distanzbereich von 100 bis 200 km mit einer Genauigkeit von zumindest 1 bis 2 cm bestimmt werden können.

Die beiden letztgenannten Voraussetzungen können als erfüllt betrachtet werden. Mittlerweile stehen bekanntlich ca. 190 qualitativ einwandfreie GPS/Nivellementpunkte für die Neuberechnung zur Verfügung (s. Abb. 10.6-1):

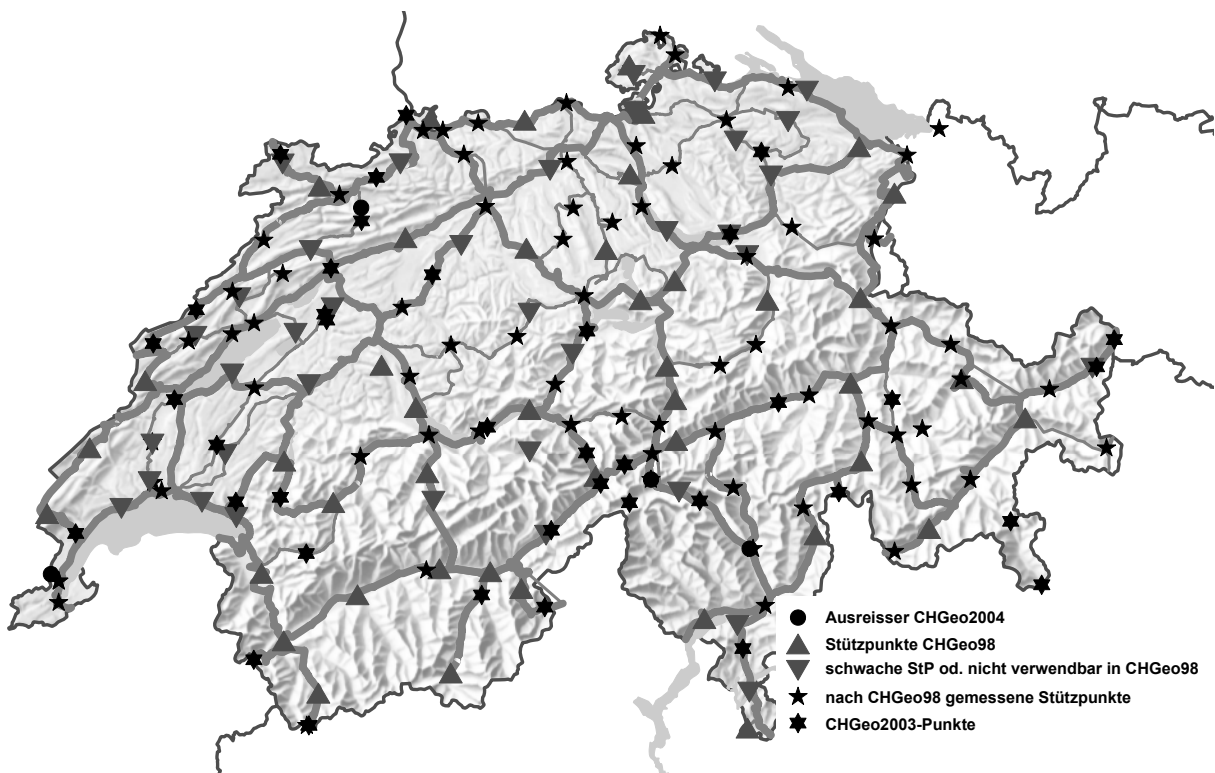


Abbildung 10.6-1: GPS/Nivellementpunkte für die Geoidbestimmung CHGeo2004 und Bezug zum bestehenden Modell CHGeo98.

Unter dem Namen CHGeo2004 wurde im Rahmen eines öffentlichen Kolloquiums der swisstopo am 18. März 2005 das neue Geoidmodell erstmals vorgestellt und zur Verwendung empfohlen. Mit dem Geoidmodell CHGeo2004 wurde gleichzeitig auch der konsistente Höhenrahmen LHN95 der neuen Landesvermessung 1995 festgelegt. Wie das neue Geoidmodell berechnet wurde und welche Entschei-

de letztendlich zum definitiven Höhenrahmen LHN95 führten, soll nachfolgend skizziert werden. Detaillierte Publikationen und Dokumentationen dazu sind in Vorbereitung.

10.6.2 Grunddaten zur Geoidbestimmung

Der vollständige Datensatz für die Geoidbestimmung umfasst folgende Beobachtungen:

- **193 GPS/Nivellement-Beobachtungen:** davon wurden 3 als Ausreisser eliminiert
- **1275 Lotabweichungs-Beobachtungen:** Sie setzen sich zusammen aus den Beobachtungen auf insgesamt 697 Lotabweichungsstationen mit 657 ξ - und 618 η -Komponenten.
- **2225 Schwerewerte:** Tatsächlich liegen über 30'000 verfügbare Schwerebeobachtungen vor. Sie wurden auf ein repräsentatives, regelmässiges Gitter mit einer Auflösung von 5x5 km reduziert, damit in der Kollokation die Matrix mit Dimension 'Anzahl Beobachtungen' invertierbar bleibt.
- **271 'künstliche' GPS/Nivellement-Beobachtungen:** dabei handelt es sich um Geoidhöhen aus dem europäischen EGG97-Modell, um CHGeo2004 im angrenzenden Ausland besser abzustützen. Diese haben innerhalb der Schweiz keinen Einfluss auf das Geoidmodell.

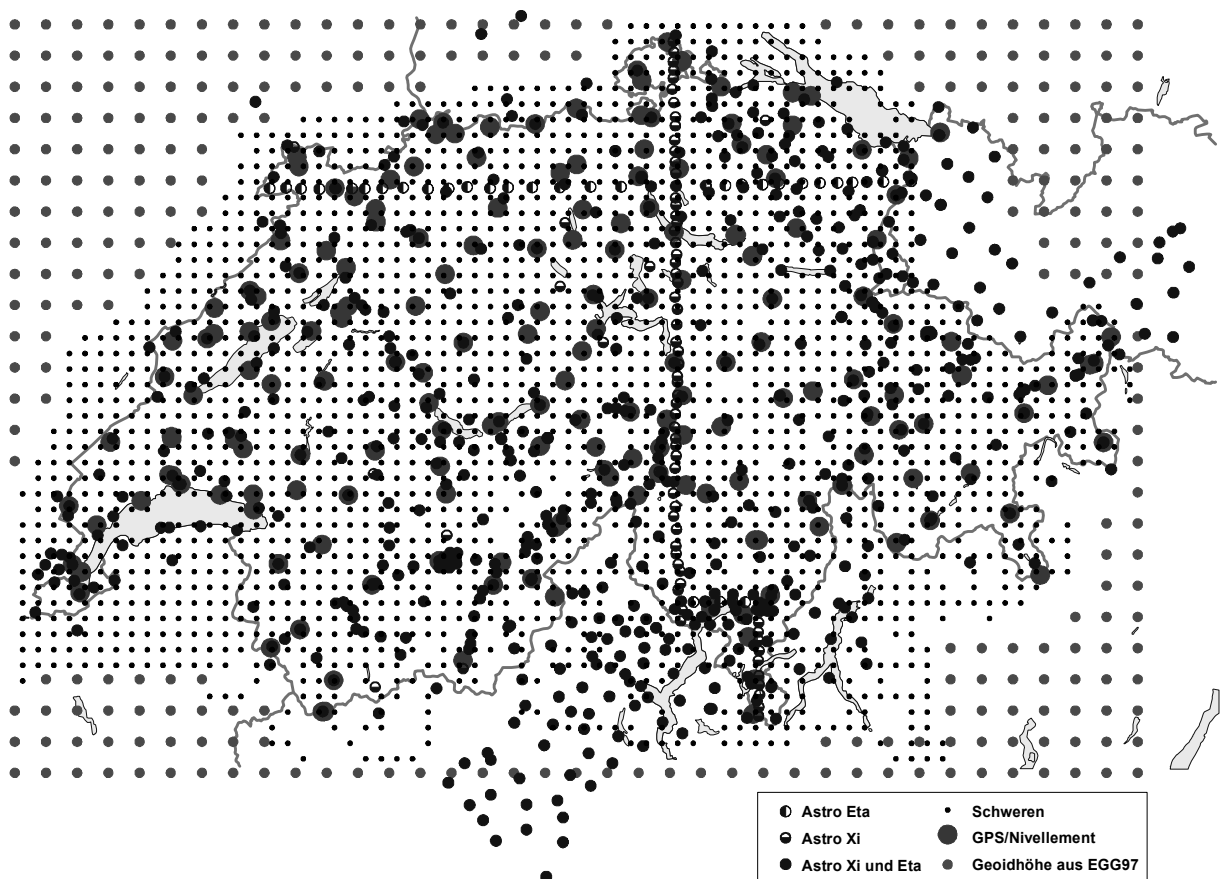


Abbildung 10.6-2: Der vollständige Datensatz der Beobachtungen für die Berechnung des Geoidmodells CHGeo2004.

Insgesamt liegen also 3961 Beobachtungen vor, deren Lage in Abb. 10.6-2 dargestellt ist.

10.6.3 Reduktion der Daten und Kollokation des Restfeldes

Für die Reduktion der Beobachtungen auf Meershöhe 0 wurden prinzipiell die identischen Massenmodelle wie bei CHGeo98 sowie leicht verbesserte Geländemodelle (wo möglich DHM25, ausserhalb SRTM3) verwendet. Der wesentliche Unterschied zu CHGeo98 besteht darin, dass die Beobachtungen zusätzlich durch das globale Kugelfunktionsmodell EGM96 reduziert wurden. Dadurch entfiel die Trendbestimmung, was dazu führte, dass nur der Teil der Massenmodelle verwendet werden durfte, welcher in EGM96 noch nicht enthalten ist.

Die Interpolation des Restfeldes auf Meereshöhe mit Hilfe der Kollokation nach kleinsten Quadraten ist die eigentliche Ausgleichung der Messdaten. Dieses statistische Verfahren erlaubt, über die Korrelation der Messungen eine Aufteilung der Residuen in Signal und Messrauschen vorzunehmen. Für den vorliegenden Fall wird kein funktionales Modell geschätzt ($\mathbf{A} = 0$; s. a. 10.2-10). Der Vollständigkeit halber sind die in der Schlusslösung gewählten Parameter aufgeführt:

- Kovarianzfunktion: Markov Modell 2. Ordnung
- Korrelationslänge: 40 km
- Signal to Noise Ratio: 10:1

Generell wurden die Beobachtungen (s. Abb. 10.6-2) folgendermassen gewichtet:

- Schweren: 2 mgal
- Lotabweichungen: 0.5 "
- GPS/Nivellementpunkte: 1 mm

(Einzelne Beobachtungen wurde trotzdem individuell gewichtet.)

Auf den ersten Blick mag die sehr hohe Gewichtung der GPS/Nivellementpunkte erstaunen; es ist dies aber ein Resultat aus zahlreichen Variantenberechnungen. Alleine aus den Lotabweichungen und den Schweremessungen resultiert ein Geoidmodell mit einer relativen Genauigkeit von ca. 6 cm, welches sehr nahe beim alten Modell CHGeo98 liegt. Die verbleibenden Residuen in den GPS/Nivellementpunkten (schwarze Balken in Abb. 10.6-3) zeigen ein Bild, das mit wenigen Ausnahmen von systematischen Trends überlagert ist.

Das Bild unterscheidet sich aber insofern von den Residuen beim CHGeo98 (Abb. 10.5-1), dass keine Nordsüdkippung mehr festzustellen ist. Systematische Tendenzen sind vor allem in den Randgebieten der Nordostschweiz, im Engadin und den angrenzenden Südtälern sowie in den Walliser Südtälern erkennbar.

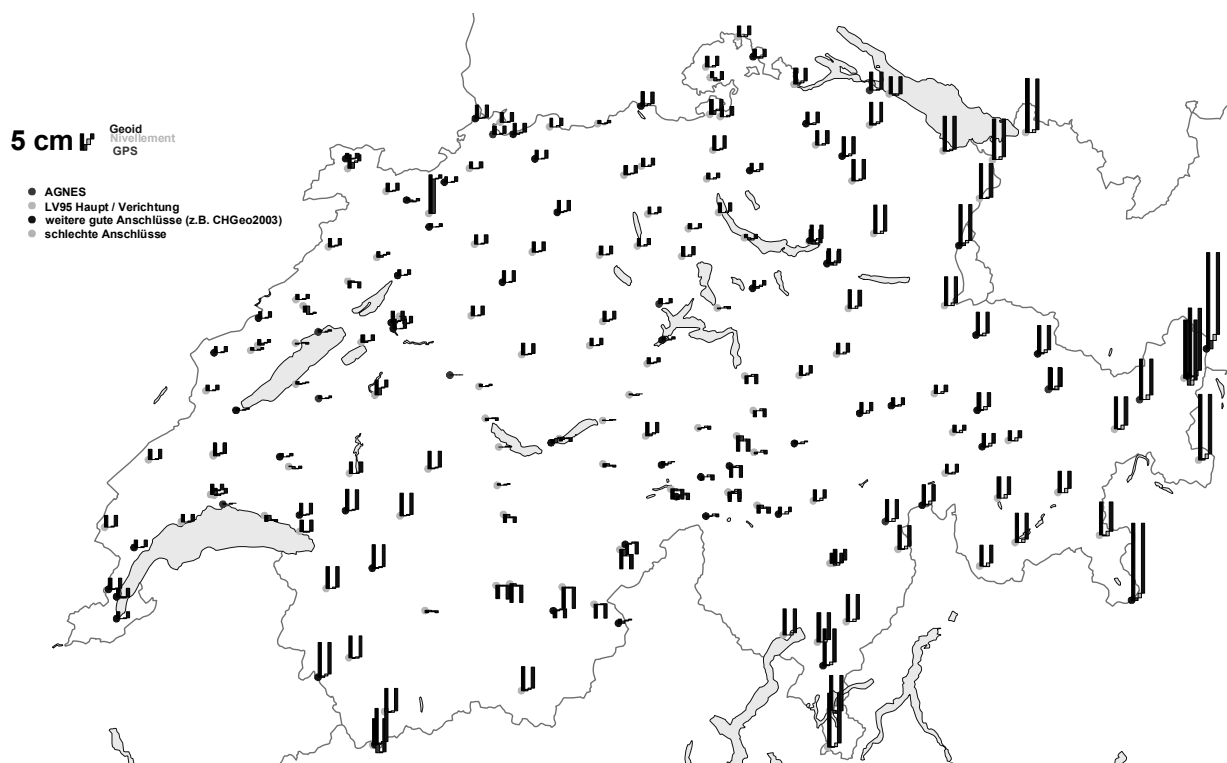


Abbildung 10.6-3: Die Residuen auf den GPS/Nivellementpunkten einer Geoidlösung CHGeo2004 einzig aus Lotabweichungen und Schweremessungen berechnet und die Verteilung auf die einzelnen Höhen gemäss der GLG-Filterung.

Anhand der GLG-Filterung ist aber deutlich erkennbar, dass der grösste Anteil der Residuen als Korrektur des Geoids interpretiert wird (Balken rechts). Die orthometrischen Höhen erhalten kleine, gebietsweise systematische Korrekturen (Balken Mitte), welche mit Beträgen von max. 1cm kleiner sind, als dies aufgrund der geschätzten inneren Genauigkeiten zu erwarten wäre (s. Kapitel 9.6). Die restlichen, meist kleinen und unregelmässigen Korrekturen werden den GPS-Höhen zugeschrieben (Balken links).

10.6.4 Die Schlusslösung CHGeo2004 und die Verteilung der Residuen auf die Einzellösungen

Wenn also der grösste Teil der Korrekturen dem Geoid zugeschlagen wird, erhält man praktisch das gleiche Resultat, wie wenn man ein kombiniertes Geoidmodell berechnet, welches durch einen kleinen mittleren Fehler an den GPS- und Nivellement-Höhenbeobachtungen quasi in die GPS/Nivellementpunkte gezwängt wird. Diese Erkenntnis wurde dann auch für die definitive Lösung CHGeo2004 verwendet, indem die GPS/Nivellementpunkte mit wenigen Ausnahmen mit einem mittleren Fehler von 1 mm in die Kollokation des Residualfeldes eingeführt werden. Um sich eine Vorstellung über die in der Schweiz vorherrschenden Geoidundulationen machen zu können, ist in Abb. 10.6-4 das Geoidmodell CHGeo2004 dargestellt.

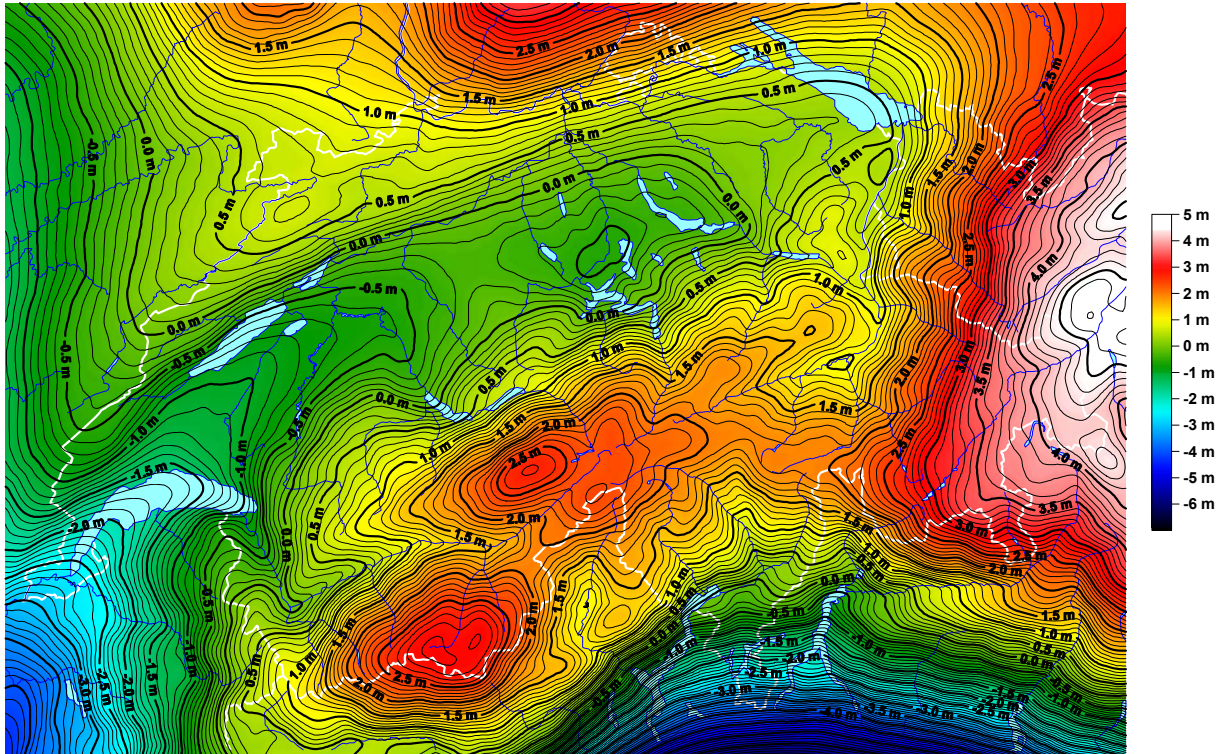


Abbildung 10.6-4: Das neue Geoidmodell der Schweiz CHGeo2004 im System CH1903+

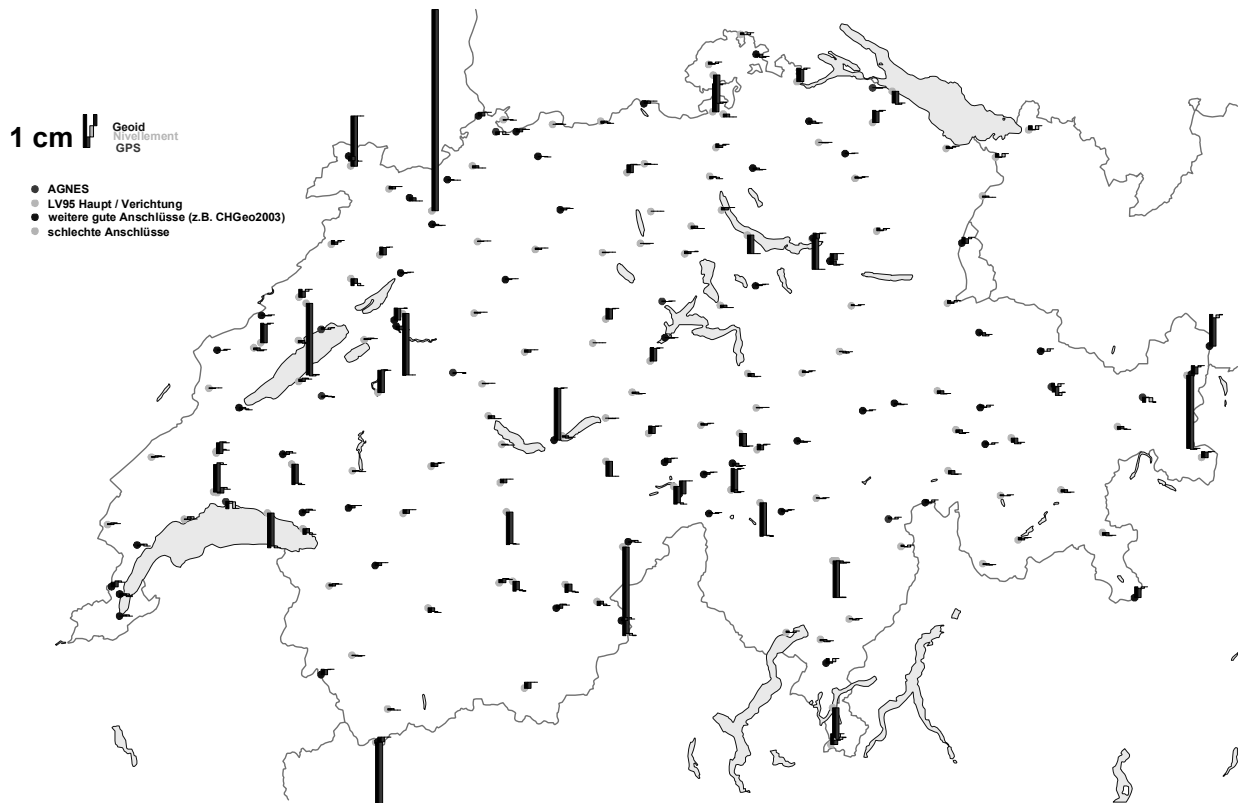


Abbildung 10.6-5: Die Residuen auf den GPS/Nivellementpunkten der definitiven Geoidlösung CHGeo2004 und die Verteilung auf die einzelnen Höhen gemäss der GLG-Filterung.

Die verbleibenden Residuen der GPS/Nivellement-Stationen sind nun wegen dem hohen Gewicht sehr klein und betragen bei den qualitativ einwandfreien Punkten meist weniger als 1 mm. In Abb. 10.6-5 sind deshalb diejenigen Punkte deutlich erkennbar, welche in der Geoidberechnung bedeutend geringer gewichtet wurden. Es handelt sich hierbei mit wenigen Ausnahmen um die exzentrischen GPS-Anschlussmessungen ans LHN aus den Jahren 1989-91 (s. Kapitel 10.3). Ausreisser sind die bekannten Punkte *Choindez* (CHGEO03; nordöstlich von Biel) mit mehr als 7 cm sowie *La Chaux-des-Fonds*, *Seedorf*, *Fiesch* (Goms) und *Ramosch* (Unterengadin) mit mehr als 3 cm (alle exzentrische GPS-Anschlüsse 1989-91). Die grösste Verbesserung eines normal gewichteten Punkts ist mit 5 mm auf dem Grimselpass zu finden. Man beachte insbesondere die unterschiedlichen Massstäbe der Residuen in den Abbildungen 10.6-3 und 10.6-5.

Die gesamten verbleibenden Residuen werden nun durch die GLG-Filterung praktisch als GPS-Höhen-Korrekturen ausgewiesen, welche bei normal gewichteten GPS/Nivellementpunkten weit unter einem cm liegen. Die Residualanteile für das Nivellement sind meist kleiner als 1 mm. Das Geoid erhält praktisch keine Korrekturen mehr. Allerdings gilt zu beachten, dass bei dieser GLG-Filterung die Daten nicht mehr unabhängig voneinander sind, da in der Geoidberechnung über die GPS/Nivellementpunkte auch die beiden anderen Höhenmessungen eingeflossen sind.

11. Die definitive Festlegung des konsistenten Höhenbezugsrahmens LHN95 der neuen Landesvermessung der Schweiz LV95

11.1 Die grundlegenden Entscheide und Festlegungen

Gemäss dem Konzept in Kapitel 6.4 zur Realisierung des konsistenten Höhenrahmens LHN95 (und CHVRF2004) liegen mit Abschluss der kombinierten Ausgleichung am Ende des Kapitels 10 nun alle Informationen vor, um die gezwängten Einzellösungen für die ellipsoidischen Höhen LV95-(C), die orthometrischen Höhen LHN95-(C) und das Geoidmodell CHGeo2004-(C) zu bilden (vgl. a. Abb. 6.4-1).

In Anbetracht der mit wenigen Ausnahmen sehr kleinen Residuen in Abb. 10.6-5 wurde vom Bereich Geodäsie der swisstopo am 26. Februar 2005 folgende Entscheidung getroffen, welche grundlegend für die Realisierung des definitiven Höhenrahmens ist:

Eine Verteilung der Residuen (individuellen Anteile *GPS*, *Geoid* und *Nivellement* auf den GPS/Nivellementpunkten gemäss Abb. 10.6-5) lohnt sich nicht. Die gesamthaften Residuen werden den ellipsoidischen GPS-Höhen zugeschlagen. Die orthometrischen Höhen aus dem Nivellement sowie das Geoidmodell CHGeo2004 erhalten keine Korrekturen.

Dies führt automatisch zu folgenden Festlegungen betreffend dem konsistenten Höhenrahmen LHN95 der neuen Landesvermessung der Schweiz LV95:

- Die Realisierung des orthometrischen Höhensystems der Schweiz durch den Höhenreferenzrahmen LHN95 erfolgt in erster Linie durch die kinematische Ausgleichung der Landesnivellement- und Schweremessungen mit Stand Ende 2004.
- Das zu verwendende Geoidmodell ist die Lösung CHGeo2004, hergeleitet aus den GPS/Nivellementmessungen (LHN95 / CHTRF04), den Lotabweichungsmessungen und den Schweremessungen mit Stand Ende 2004.
- Für die ans Landeshöhennetz angeschlossenen Punkte des GPS-Netzes LV95 (inkl. AGNES) gilt die orthometrische Höhe aus den Berechnungen für LHN95. Die definitive ellipsoidische Höhe in den Rahmen CHTRF04-C resp. LV95 dieser Punkte ist mit Hilfe der Geoidundulation im Geoidmodell CHGeo2004 abzuleiten.
- Für die Punkte des GPS-Netzes LV95, welche nicht ans LHN angeschlossen sind, gilt die orthometrische Höhe aus der Differenz zwischen ellipsoidischer Höhe aus GPS und der Geoidundulation CHGeo2004.

Die sog. C-Lösungen gemäss dem ursprünglichen Konzept in Kapitel 6 werden nur für die ellipsoidischen Höhen der GPS/Nivellementpunkte gebildet. Das Geoidmodell CHGeo2004 und die definitive,

unverzängte Berechnung LHN95 sind identisch mit den konsistenten gezwängten Einzellösungen (s. Abb. 6.4-1; CHGeo2004-C \equiv CHGeo2004; LHN95-C \equiv LHN95).

Dies ist die pragmatische Lösung, welche die Konsistenz zwischen GPS, Nivellement und Geoidmodell für die neue Landesvermessung LV95 im Sub-cm-Bereich festlegt. Das neue Geoidmodell CHGeo2004 ist vor allem ein Produkt für den Praktiker. "Schwerefeld-Puristen" wird die dominierende Gewichtung der GPS/Nivellementpunkte stören.

11.2 Die Realisierung des Höhenreferenzrahmens LHN95

Nachfolgend sind die grundlegenden Definitionen und Berechnungen zur Realisierung des Höhenreferenzrahmens LHN95 der neuen Landesvermessung der Schweiz LV95 aufgelistet.

Definition des Höhenbezugssystems zu CH1903+	
Höhenart:	Orthometrische Höhen
Ausgangshöhe:	Zimmerwald Z_0: 897.9063 m $t_0 = 1993.0$
Realisierung des Höhenbezugsrahmens LHN95	
Realisierung:	Kinematische Ausgleichung der Potentialdifferenzen vom 1.3.2005 zwischen den Hauptpunkten des LHN. Stand der Messungen: 1902 bis Ende 2004
Ausgangspotential:	Zimmerwald Z_0 : 880.4475 GPU $t_0 = 1993.0$
Kinematisches Modell:	CHKLM95 ; aus der kinematischen Ausgleichung abgeleitet und als 1km-Raster verfügbar. Alle HFP1 mit nur 1 Messepoche erhalten einen interpolierten Wert CHKLM95, welcher eine Festlegung des Potentials zum Zeitpunkt $t_0 = 1993.0$ ermöglicht.
Kinematische Referenz:	Aarburg HFP1 AG 471 $dC/dt = 0.00 \text{ mgpu}\cdot\text{a}^{-1}$
Interpolierte Höhenänderungen:	Aus CHKLM95 biquadratisch interpolierte Werte
Berechnung der mittleren Scheren:	Berechnung der mittleren Scheren mit Hilfe des Programms QUAWIRK. Die verwendeten Modelle (s. unten) sind im Kapitel 9 dokumentiert.
Verwendete Oberflächen-Scheren:	Anhand der Koordinaten und Näherungshöhen (Iteration) der HFP1 interpolierte Werte aus dem Datensatz der SGPK und den LHN-Scheren Stand Ende 2004.
Verwendete Massen- und Dichtemodelle:	<ul style="list-style-type: none"> – DHM25 (Topografie) – Po-Sedimente – Po-Oberfläche – Seen – Sedimente – Mohorovičić - Diskontinuität – Ivrea-Körper – Ivrea-Oberfläche – Gletscher
Resultat:	1430 (existierende) HFP1 des LHN (inkl. den GPS/Nivellementpunkten) mit orthometrischen Höhen, welche als sog. Hauptpunkte den strengen Höhenrahmen LHN95 der neuen Landesvermessung LV95 festlegen.

Tabelle 11.2-1: Zusammenfassung der grundlegenden Definitionen und der Realisierung des Höhenbezugsrahmens LHN95

Die Definitionen mit Systemcharakter decken sich natürlich mit denjenigen in Kapitel 6.

Wie in 11.1 erwähnt, erfolgt die definitive Festlegung des Höhenrahmens aus der kinematischen Ausgleichung der Landesnivellement- und Schweremessungen sowie den darin integrierten GPS/-Nivellement-Anschlüssen und der nachfolgenden Berechnung der strengen orthometrischen Höhen. Wie in Kapitel 7.3 erläutert, enthält die kinematische Ausgleichung nur eine Auswahl aller HFP1 (ca. 15%), die sog. Hauptpunkte. Die eigentliche Realisierung des Höhenrahmens, die kinematische Ausgleichung gemäss Kapitel 7, enthält genau 1583 HFP1. Davon weisen 1170 Punkte wiederholte Messungen auf, welche erlauben, Höhenänderungen zu berechnen. Ca. 10 % der Punkte der kinematischen Ausgleichungen existieren gar nicht mehr; sie wurden nur verwendet, um den Bezug zu den alten Messungen aufrecht zu erhalten und das kinematische Modell CHKLM95 zu verdichten.

Es verbleiben 1430 existierende HFP1 des LHN, welches den strengen Höhenrahmen LHN95 definieren. Die restlichen ca. 8000 HFP1 werden mit ihren aktuellsten Messungen zwischen diese Punkte eingezwängt. Das Vorgehen ist in 11.3 dokumentiert.

Die restlichen Punkte des GPS-Netzes LV95 wie auch sämtliche mit GPS bestimmten Punkte erhalten ihre orthometrischen Höhen aus der Korrektur der ellipsoidischen Höhen um das Geoidmodell CHGeo2004. CHGeo2004 basiert im Millimeterbereich auf den GPS/Nivellementpunkten, welche wiederum Hauptpunkte der kinematischen Ausgleichung sind. So gesehen ist das Geoidmodell ein ebenbürtiger, wenn nicht sogar der künftig wichtigere Bestandteil des physikalischen, konsistenten Höhenbezugsrahmens LHN95.

11.3 Konzept zur Berechnung der orthometrischen Höhen LHN95 sämtlicher HFP1

Ein wesentliches Ziel der Landesvermessung ist die Berechnung der orthometrischen Höhen sämtlicher HFP1 des Landeshöhennetzes LHN95. Diese Aufgabe ist nicht mehr Bestandteil des ursprünglichen Projektes LHN95. Das Konzept des Berechnungsablaufs und einige Testresultate sollen trotzdem Teil der vorliegenden Dokumentation sein.

Prinzipiell ist zur Erzeugung aller HFP1-Höhen in LHN95 eine einfache Einzwängung der einzelnen Abschnittsmessungen (Faszikel) in die Hauptpunkte der kinematischen Ausgleichung vorgesehen. Dazu stehen mehrere Berechnungswege offen, welche jedoch zu mehr oder weniger unterschiedlichen Resultaten führen. Zwei wesentliche Aspekte müssen bei diesem Berechnungsablauf untersucht werden, da sie die resultierenden Höhen am meisten beeinflussen:

1. Der Umfang des verwendeten Messmaterials für eine gezwängte Berechnung der Höhen der gesuchten Punkte
2. Die Berücksichtigung allfälliger berechneter oder modellierter Höhenänderungen der zu berechnenden Punkte

Zu den beiden Aspekten, welche nicht gänzlich unabhängig voneinander sind, bedarf es einiger Erläuterungen:

Jeder Höhenfixpunkt wurde grundsätzlich mit mindestens einer Nivellementmessung an das Landeshöhenetz angeschlossen. Dies kann im Rahmen einer Linienneumessung oder durch eine lokale Ergänzungs- oder Erneuerungsmessung erfolgt sein. Je nach Alter des Punktes und seiner Lage kann er in etlichen, bis zu fünf oder mehr Messepochen seit seiner Entstehung integriert sein. Insbesondere in Knotenbereichen ist dies keine Seltenheit. Es ist aber durchaus auch möglich, dass beispielsweise ein im Jahre 1943 neu erstellter und ans LHN angeschlossener Punkt seither nie mehr mit Messungen erneuert wurde.

Es stellt sich nun die Frage, ob für die Berechnung der Höhen LHN95 sämtliche möglichen Messungen verwendet werden sollen, wie dies bei der Bestimmung der Hauptpunkte der Fall war, oder ob man sich mit Vorteil nur auf die aktuellste Messung stützt. Aufgrund rein fehlertheoretischer Überlegungen ist sicherlich die erste Variante vorzuziehen. Sie bedingt aber, dass bei mehreren Messepochen auch die Höhenänderungen mit geschätzt werden.

Bringt man allfällige Punktbewegungen mit ins Spiel, kann sich dies auch zum Nachteil wenden. Das Problem liegt bei den instabilen oder nur beschränkt stabilen Punkten, welche nicht die Bewegungen der obersten Erdkruste repräsentieren. Nicht dass diese Information bedeutungslos wäre. Der Nachteil liegt darin, dass instabile Punkte in den meisten Fällen keine konstanten Bewegungen aufweisen, was die Berechnung mit mehr als zwei Messepochen wesentlich erschwert. Wenn diese Punkte aber mit einem zeitlich grossen Abstand vom Referenzzeitpunkt 1993.0 bestimmt wurden, wird mit der nicht repräsentativen Geschwindigkeit eine Höhe extrapoliert, welche nicht mehr den tatsächlichen Gegebenheiten entspricht.

Aus diesen Gründen wird beim Konzept für die Höhen sämtlicher HFP1 (mit Ausnahme der Hauptpunkte) ein zweistufiges Verfahren gewählt, um möglichst alle Informationen aus den Daten zu generieren und den Benutzern praktikable Höhenwerte zur Verfügung zu stellen:

1. Berechnung der Höhenänderungen aus sämtlichen verfügbaren Messungen des Landesnivelements zur Untersuchung der Punktstabilität unter Einzwängung in die Hauptpunkte.
2. Berechnung der aktuellen Höhe LHN95 aus der jeweils jüngsten Anschlussmessung ans LHN mit Einzwängung in die Hauptpunkte und unter Verwendung einer interpolierten Höhenänderung aus dem kinematischen Modell CHKLM95.

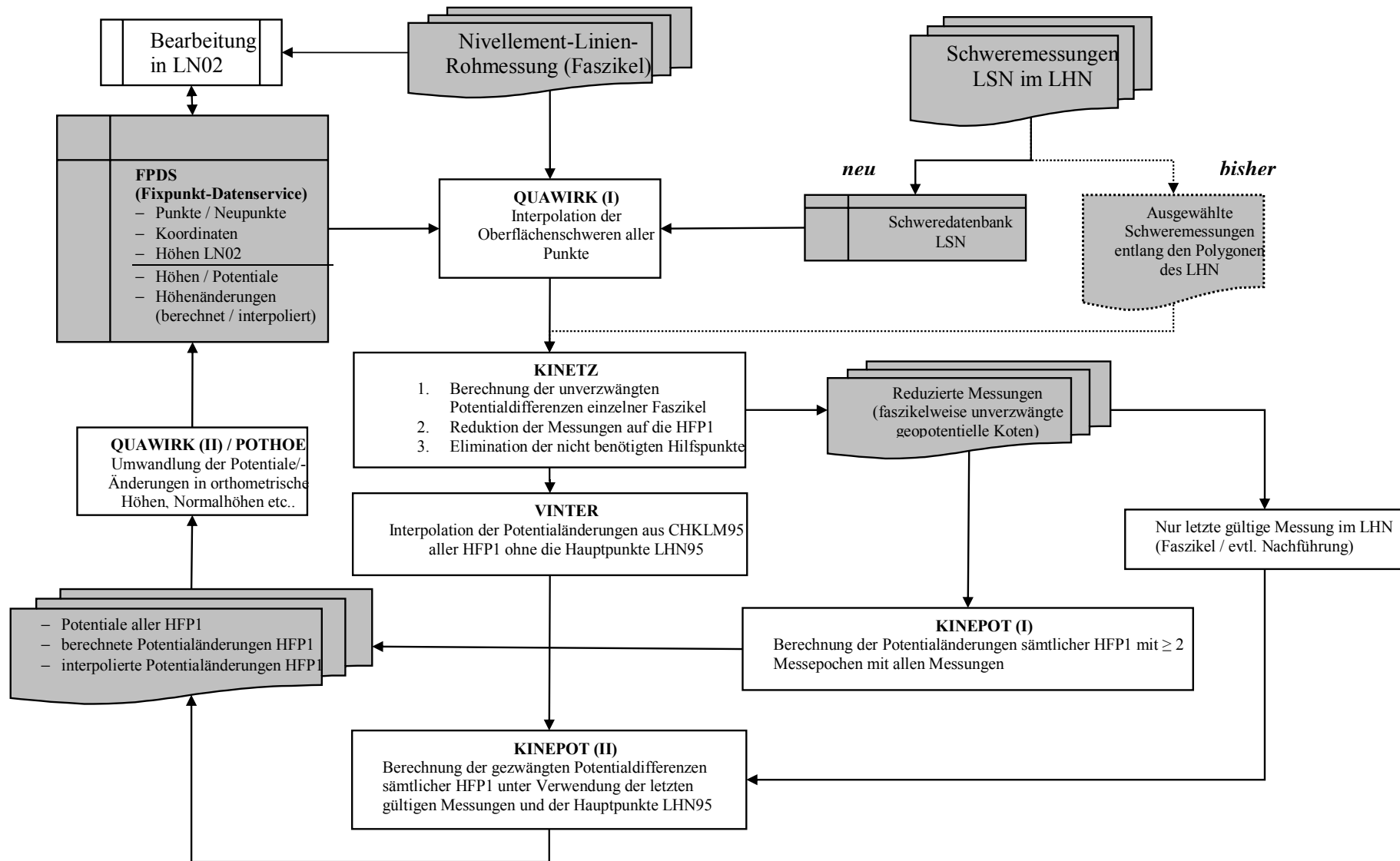


Abbildung 11.3-1: Ablaufschema zur Berechnung sämtlicher HFP1 in LHN95

Beide Berechnungen erfolgen eingezwängt in die Hauptpunkte der kinematischen Ausgleichung (Potentiale und deren zeitlichen Änderungen). Aus dem Unterschied zwischen der berechneten und der interpolierten Höhenänderung lassen sich Aussagen über die Punktstabilität machen. Liegen diese Werte nahe zusammen, entspricht die berechnete Höhenänderung des Punktes dem Modell CHKLM95 und der Punkt darf mit grosser Wahrscheinlichkeit als stabil betrachtet werden. Bestehen grosse Abweichungen zwischen berechneter und interpolierter Höhenänderung, so ist anzunehmen, dass die Punktstabilität nicht gewährleistet ist.

Abbildung 11.3-1 stellt das Ablaufschema dar, wie es künftig für die Einzwängung der Punkte angewendet wird.

11.4 Test an drei Linien des Landeshöhennetzes

Das Konzept zur Berechnung und das Ablaufschema (Abb. 11.3-1) sollen anhand von drei Linien des LHN getestet werden. Dabei sind zwei Punkte zu beachten: eine Linie des LHN wird mit einem durchschnittlichen Abstand von 50 Jahren neu gemessen und die Höhen LHN95 werden als statisch zum Referenzzeitpunkt 1993.0 betrachtet. Es wurden bewusst drei Linien ausgewählt, welche die wesentlichen Knackpunkte der Berechnung verdeutlichen aber auch sonst von Interesse sind.

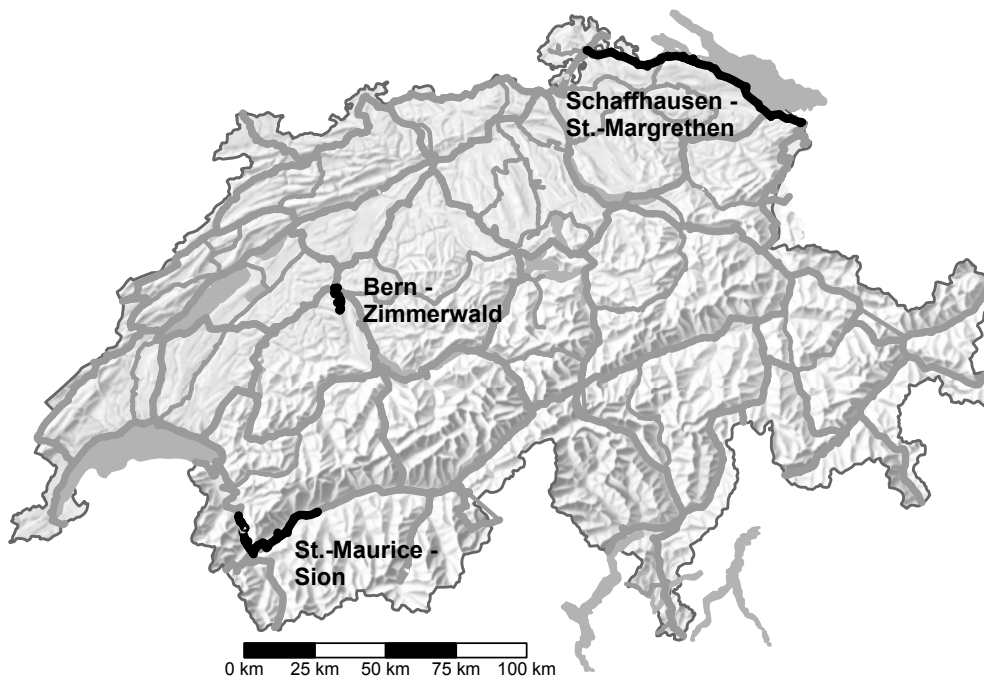


Abbildung 11.4-1: Testlinien für die Berechnung der Höhen sämtlicher HFP1

1. **Bern – Zimmerwald (14.4 km):** Diese Linie ist die einzige Verknüpfung des Fundamentalpunktes Zimmerwald mit dem ursprünglichen Landesnivellement. Die Erstmessung für die Festlegung der Höhe des Fundamentalpunktes erfolgte 1995. Eine Wiederholungsmessung wurde im März 2005 durchgeführt. Sie diente zur Kontrolle des Punktes, fanden aber keinen Eingang mehr in die Festlegung von LHN95.

2. **Schaffhausen - Rorschach - St. Margrethen (97.6 km):** Es ist dies einer der ältesten Linienabschnitte, welcher seit 1943 auf eine Neumessung im Rahmen der Nachführung des LHN wartet. Hier ist von besonderem Interesse, wie alte Messungen auf den Referenzzeitpunkt 1993.0 transferiert werden können.
3. **St.-Maurice – Martigny – Sion (50.4 km):** Dieser im Jahre 1992 zum dritten Mal beobachtete Netzabschnitt befindet sich in einem tektonisch aktiven Gebiet der Schweiz. Hier soll getestet werden, wie sich die Unterschiede zwischen kinematischem Modell und den effektiv berechneten Höhenänderungen auf die resultierenden Höhen auswirken.

Auf den drei Testlinien werden die folgenden Aspekte überprüft und in einer Grafik dargestellt:

1. Vergleich der definitiven Höhen LHN95 mit einer aus allen verfügbaren Messungen berechneten orthometrischen Höhe mit gleichzeitiger Schätzung einer Vertikalbewegung (s. schwarze Linie im oberen Teil der Abb. 11.4-2 - 11.4-4).
2. Vergleich der berechneten Höhen LN02 mit den mit HTRANS transformierten Höhen LN02_TRF (s. graue Linie im oberen Teil der Abb. 11.4-2 - 11.4-4).
3. Differenz zwischen den definitiven Höhen LHN95 und LN02_TRF (s. schwarze Linie im mittleren Teil der Abb. 11.4-2 - 11.4-4).
4. Differenz zwischen den definitiven Höhen LHN95 und den transformierten Werten LN02 (s. graue Linie im mittleren Teil der Abb. 11.4-2 - 11.4-4).
5. Differenz zwischen den aus allen verfügbaren Messungen berechneten vertikalen Punktgeschwindigkeiten und dem Modell CHKLM95 (s. schwarze Linie im unteren Teil der Abb. 11.4-2 - 11.4-4).

Die Punkte 2. und 4. setzen die Kenntnisse über die Transformationsmethode "HTRANS" zwischen den Höhen LHN95 und LN02 voraus. Diese werden aber erst im nachfolgenden Kapitel 12 behandelt.

11.4.1 Linie Bern - Zimmerwald

Nur 10 Jahre nach der Erstmessung wurde zur Kontrolle der Geostation Zimmerwald im März 2005 eine Wiederholungsmessung von Bern nach Zimmerwald durchgeführt. Diese Messung floss nicht mehr in die definitive Auswertung LHN95 ein. Zudem können erstmals vertikale Bewegungen auf dieser Linie berechnet werden, wenn auch wegen des kurzen zeitlichen Abstandes nur mit verminderter Genauigkeit. In erster Linie interessiert natürlich, wie stabil sich Zimmerwald Z_0 erweist und inwieweit sich das Modell der Vertikalbewegungen mit den tatsächlichen Ergebnissen deckt.

Der Vergleich der beobachteten Höhen, welche in Bern (Nydegg-Brücke) frei gelagert sind, ergibt einen Unterschied im Fundamentalpunkt Zimmerwald Z_0 zwischen der Bestimmung 1995 und 2005 von nur +3.23 mm. Bei einer Länge von 14 km, einer Höhendifferenz von 380 m sowie einer a priori-

Messgenauigkeit von $0.7\text{mm}\cdot\text{km}^{-1}$ ist die Differenz nicht signifikant ($1\sigma: \sqrt{2} \cdot \sqrt{14} \cdot 0.7\text{mm} = 3.7\text{mm}$). Die Fundamentalstation hat sich in ihrer Höhe (relativ zu den Punkten in der Stadt Bern) als stabil erwiesen.

Trotz dieser optimalen Ausgangslage zeigen sich in Abb. 11.4-2 die individuellen Punktgeschwindigkeiten und deren Einfluss auf die resultierenden Höhen sehr deutlich. Gegenüber dem Modell CHKLM95 zeigen sich markante, mehrheitlich in Richtung Senkungen tendierende Abweichungen. Dies ist nicht erstaunlich, wird doch mit dem kinematischen Modell versucht, die Bewegungen der "stabilen" Erdkruste zu modellieren (s. Kapitel 8). Nebst diesen Senkungstendenzen auf individuellen Punkten, zeigen sich in Wabern, Kehrsatz und ansatzweise auch in Zimmerwald Punktgruppen, welche gegenüber CHKLM95 höhere Bewegungsraten aufweisen. Zumindest in Wabern handelt es sich dabei um eine Felspunktgruppe, mit welcher das kinematische Modell künftig noch verfeinert werden könnte.

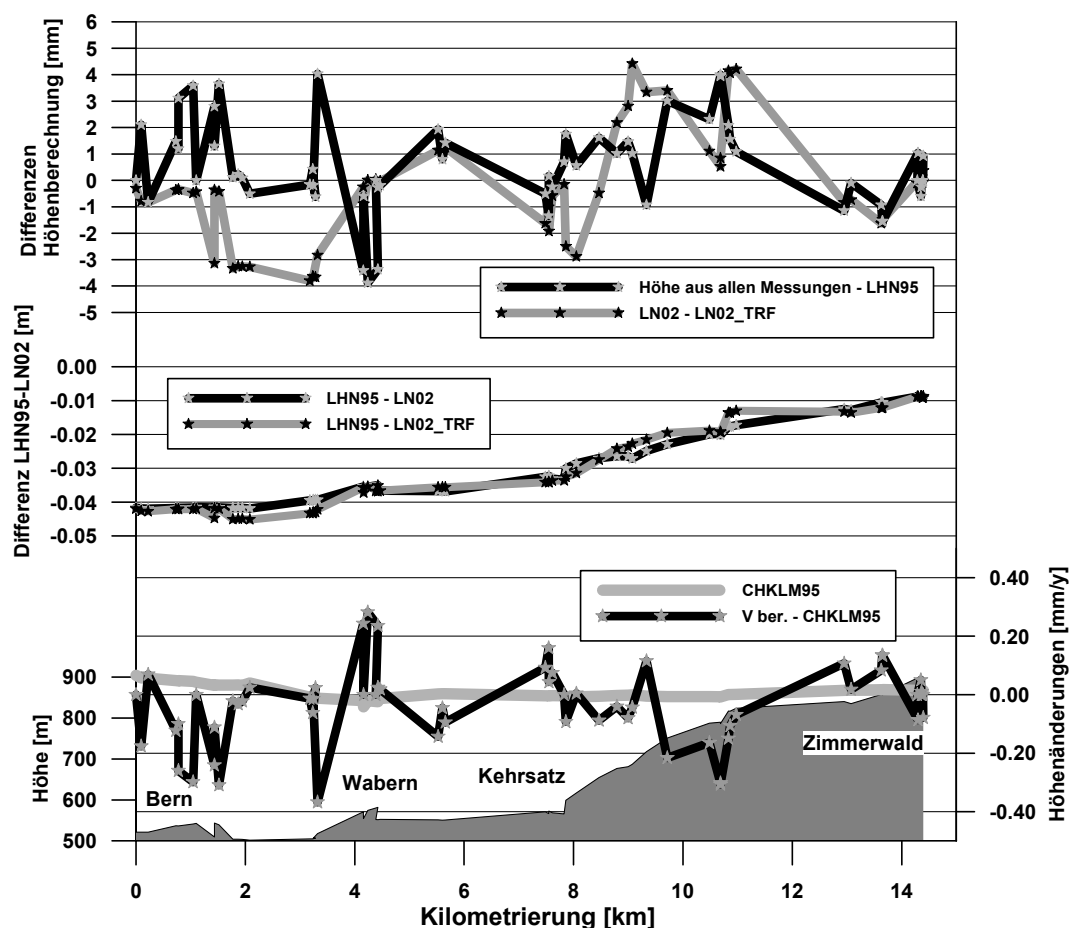


Abbildung 11.4-2: Testberechnung entlang der Linie Bern - Zimmerwald

Diese Abweichungen vom Modell würden bei einer Berücksichtigung in der Berechnung der Höhen zum Referenzzeitpunkt 1993.0 bereits zu deutlichen, sprunghaften Höhenänderungen von $\pm 4\text{mm}$ führen (s. Abb. 11.4-2: schwarze Kurve oben). Im Prinzip handelt es sich um die gespiegelte Kurve der gerechneten Punktgeschwindigkeiten (schwarze Kurve unten). Durch diese Extrapolation würde

die Nachbargenauigkeit zwischen den Punkten gegenüber der aktuellen Messung 2005 massiv beeinträchtigt.

In der gleichen Größenordnung (± 4 mm) bewegen sich auch die Unterschiede zwischen berechneten und transformierten Höhen LN02. Die Standardabweichung liegt bei ± 2.0 mm (Mittelwert: -0.4 mm) und zeigt in etwa, mit welcher Qualität mit HTRANS transformiert werden kann. Aufgrund der beiden Kurven in der Mitte der Abb. 11.4-2 lässt sich aufzeigen, dass die berechneten Unterschiede LHN95 - LN02 gegenüber den transformierten Werten (LHN95 - LN02_TRF) einen ruhigeren Verlauf aufweisen und den tatsächlichen Differenzen vermutlich besser entsprechen.

11.4.2 Linie Schaffhausen - Rorschach - St. Margrethen

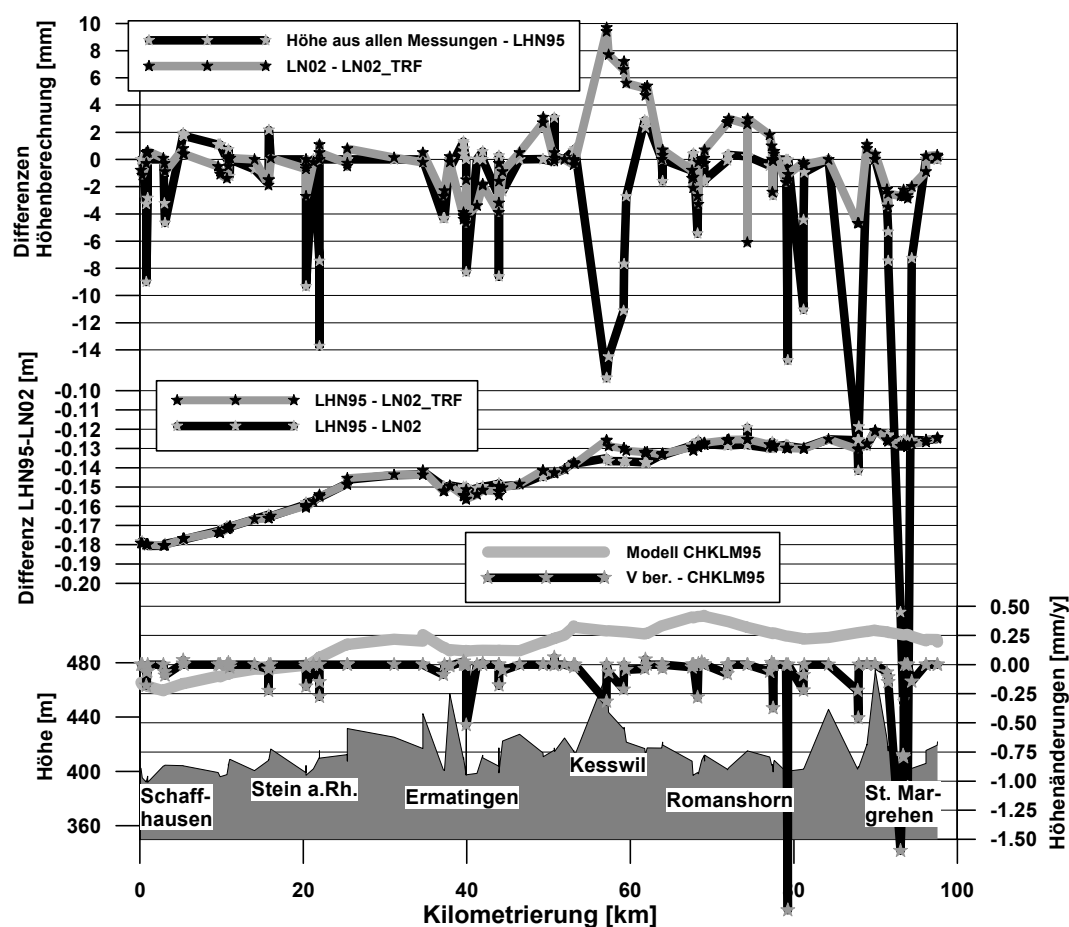


Abbildung 11.4-3: Testberechnung entlang der Linie Schaffhausen - St. Margrethen

Das Spezielle an diesem Abschnitt ist, dass die letzte vollständige Neumessung aus dem Jahre 1943 stammt. Diese Linie ist der älteste Neumessungsabschnitt und dementsprechend liegen auch zahlreiche Nachführungsmessungen vor, welche in die definitive Berechnung aller HFP1 eingeführt werden müssen. Zudem zeigen sich nun die Auswirkungen, wenn Messungen aus dem Jahre 1943 mit berechneten oder Modell-Geschwindigkeiten ins Jahr 1993 extrapoliert werden müssen. Kleinere Abweichungen vom Modell im Umfang von $-0.25 \text{ mm} \cdot \text{a}^{-1}$ äussern sich dann in den Höhen mit einem Betrag

von 12.5 mm ($50a \cdot 0.25 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$). Zudem zeigen sich entlang der Linie einige deutliche Senkungspunkte (mehr als $-1.5 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$), welche eigentlich den Qualitätskriterien eines HFP1 nicht entsprechen.

Auch in diesem Fall ist es sicherlich von Vorteil, die "aktuellen" Messungen mit Hilfe des Modells CHKLM95 ins Jahr 1993 zu extrapolieren. Eine Extrapolation mit unsicheren oder zufälligen individuellen Punktgeschwindigkeiten dient niemandem.

Die transformierten LN02-Höhen zeigen gegenüber den berechneten Werten Abweichungen von bis zu 10 mm . Der Mittelwert liegt bei -0.3 mm und die Standardabweichung bei $\pm 2.6 \text{ mm}$. Diese leicht schlechteren Werte sind ebenfalls auf das Alter der Linie und die zahlreichen, schwierig zu lagernden Nachführungsmessungen zurückzuführen.

11.4.3 Linie St.-Maurice - Martigny

Diese Linie zeichnet sich durch ihre Lage in einem bezüglich rezenter Punktbewegungen aktiven Gebiet aus (s. Abb. 11.4-4). Die Punktgeschwindigkeiten aus dem Modell CHKLM95 variieren zwischen $0.6 - 1.2 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$. Die Linie wurde im Jahre 1992 beobachtet und befindet sich demzufolge altersmäßig nur 1 Jahr vom Referenzzeitpunkt 1993.0 entfernt.

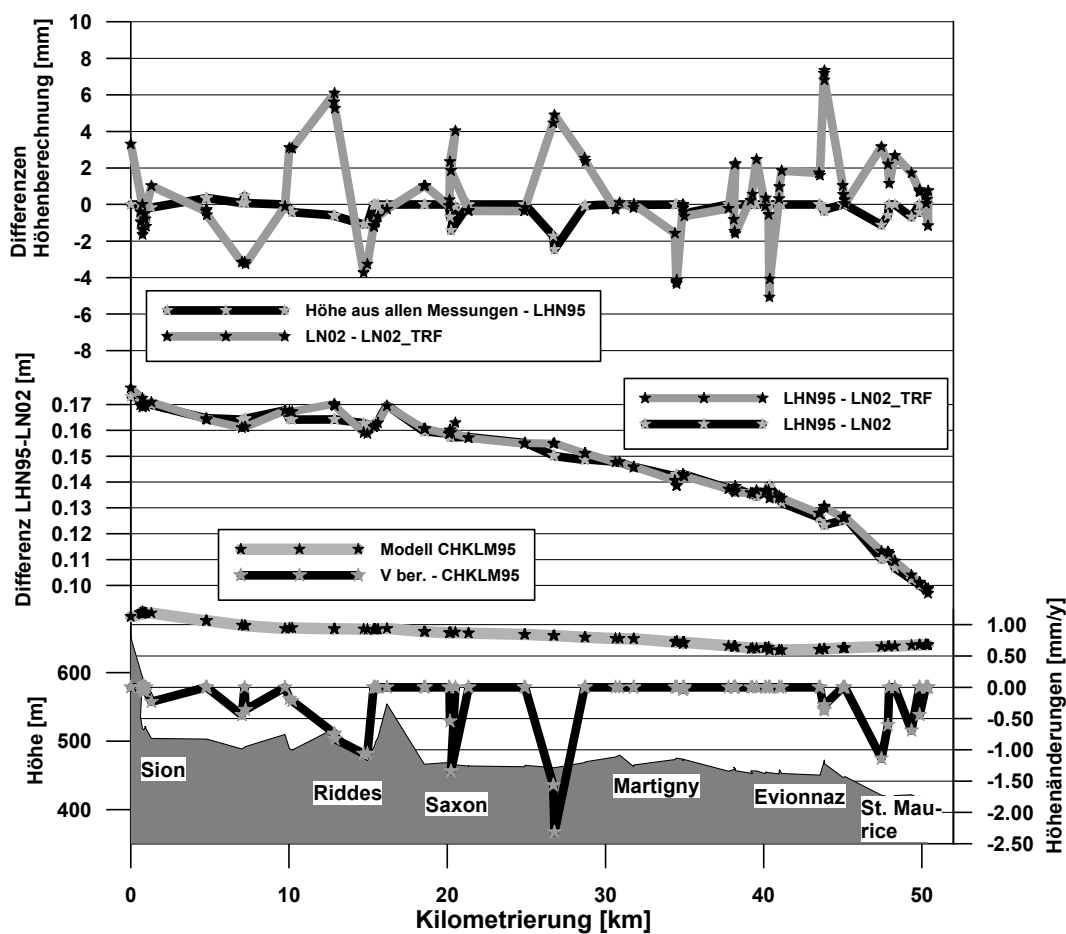


Abbildung 11.4-4: Testberechnung entlang der Linie Sion - St.-Maurice

Trotzdem äussert sich auch hier bei ausgewiesenen Senkungspunkten der Einfluss auf die Punkthöhen. Ein Punkt mit einer Abweichung vom Modell von $-2 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ würde eine um 2.0 mm andere Höhe erhalten. Allerdings müssten Punkte mit derart massiven Senkungen aus den offiziellen Verzeichnissen eliminiert werden.

Interessant ist auch der Vergleich zwischen transformierten und berechneten LN02-Höhen in einem topografisch eher anspruchsvollen Gebiet. Abweichungen von bis zu 7 mm sind möglich; der Mittelwert liegt bei +0.4 mm und in die Standardabweichung bei $\pm 2.4 \text{ mm}$.

Bei einer Variation der Unterschiede LHN95 - LN02 von bis zu 7 cm sind diese Resultate als genügend zu betrachten. Es wäre zu befürchten, dass bei einer Berechnung der LN02-Höhen direkt aus HTRANS die Nachbargenauigkeit gegenüber den aus den Messungen berechneten Werten ziemlich beeinträchtigt würde.

11.4.4 Zusammenfassung der Testberechnungen

Das im Kapitel 11.3 formulierte Konzept scheint sich aufgrund der Testberechnungen zu bestätigen. Folgende Punkte sind dabei herauszustreichen:

- Es lohnt sich nicht, die Höhen der übrigen Punkte aus allen verfügbaren Messungen zu berechnen. Der Einfluss der individuellen Punktgeschwindigkeiten, welcher sich mehrheitlich in Senkungen äussert, verfälscht bei einer Extrapolation vom Messjahr ins Referenzjahr 1993.0 die Höhen deutlich. Dies selbst dann, wenn die Zeitdifferenz zwischen Messung und Referenzepoche nur wenige Jahre beträgt.
- Tatsächliche Senkungspunkte, die sich mit den Berechnungen deutlich nachweisen lassen, sollen künftig besser gekennzeichnet oder eliminiert werden. Der Einfluss auf die Höhen ist massiv und zeigt, wie schnell ein Höhenrahmen mit solchen Punkten an Qualität und Aktualität verliert.
- Zur Berechnung der LN02-Höhen könnten LHN95-Höhen mit der Transformationsmethode HTRANS direkt in LN02 transformiert werden (s. Kapitel 12). Aus den Testbeispielen ist deutlich erkennbar, dass eine Qualitätseinbusse in Kauf genommen werden müsste. Dadurch würde die an und für sich hohe Nachbargenauigkeit im (verzerrten) Höhenrahmen LN02 merklich leiden. Es wäre schade, diesen von der AV anerkannten Vorteil der LN02-Höhen preiszugeben. Zudem lässt dieses Vorgehen keine künftige Verbesserung mit HTRANS aufgrund von verdichteten oder ergänzenden Informationen zu, da die Eindeutigkeit dann gewährleistet sein und die Transformationsmethode quasi eingefroren werden müsste. Der Hauptzweck von HTRANS ist letztendlich die Möglichkeit, GPS-Messungen besser in den Höhenrahmen LN02 einzupassen.

11.5 Der Vergleich mit den europäischen Höhenreferenzrahmen

Nach der definitiven Festlegung von LHN95 und den CHVRFxx-Rahmen stellt sich die Frage, wie sich die Abweichungen und Unterschiede zu den europäischen Höhenrealisierungen präsentieren. Die Festlegungen dieser internationalen Höhenbezugssysteme und –rahmen sind im Kapitel 6.3 beschrieben. Grundsätzlich existieren zwei europäische Realisierungen, welche im Vergleich mit den nationalen Höhenrahmen von Interesse sind:

1. UELN-73/86: diese Realisierung aus dem Jahre 1986 (mit CH-Daten gemessen zwischen 1943 und 1976) wurde für die Festlegung des Potentials von Zimmerwald Z_0 im System CHTRS95 verwendet.
2. UELN-95/98 ist die jüngste, offiziell anerkannte Lösung des UELN-Netzes aus dem Jahre 1998. Es wurden dieselben Schweizer Daten wie in UELN-73 verwendet. UELN-95/98 ist zudem die Grundlage für die Potentiale resp. die gleichwertigen Normalhöhen der EUVN-Punkte. EUVN und UELN-95/98 legen den aktuellen europäischen Höhenrahmen mit der Bezeichnung EVRF2000 fest.

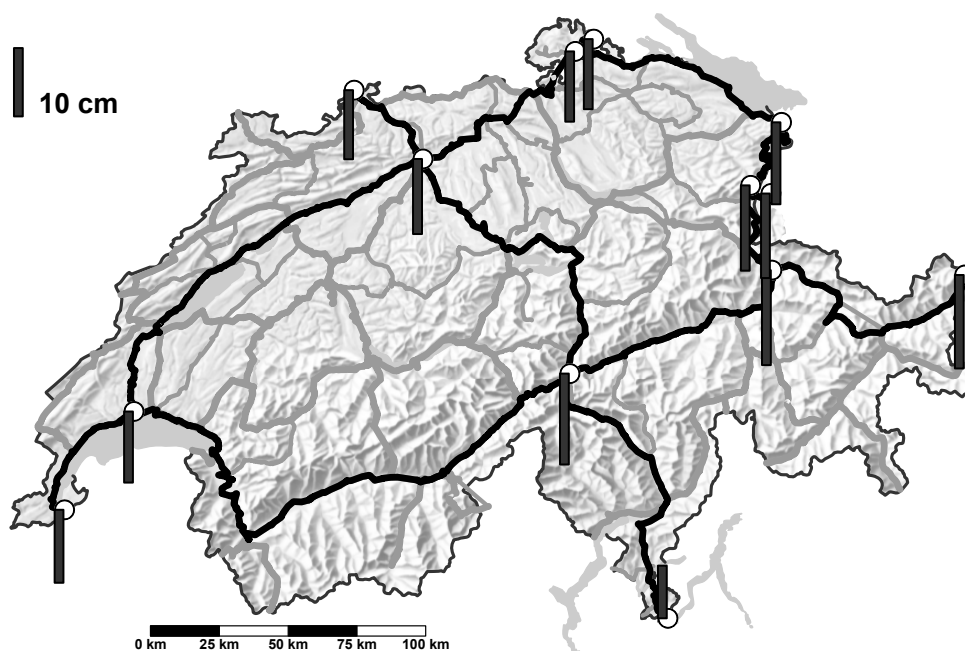


Abbildung 11.5-1: Differenz UELN-73 - LHN95 (Normalhöhen)

Um die Vergleiche der Höhen möglichst repräsentativ zu machen, wurden die dem Höhenrahmen LHN95 zu Grunde liegenden Potentiale in Normalhöhen anstelle der orthometrischen Höhen umgewandelt. Abb. 11.5-1 zeigt nun die reinen Differenzen zwischen UELN-73 und LHN95 als Normalhöhen. Auf 12 der 13 Punkte äussert sich ein Offset im Mittel von -0.117 m mit einer Standardabweichung von ± 1.4 cm. Einzig der Punkt Chiasso zeigt offensichtlich einen anderen Trend. Dieser Knotenpunkt ist nachweislich ein Senkungspunkt mit einem Betrag von -5 mm·a⁻¹. Alle Vergleiche mit den statischen UELN-Daten, welche in Chiasso auf Schweizer Messungen aus dem Jahre 1971

beruhen, scheitern daran, dass in LHN95 jüngere Messungen aus dem Jahre 1992 berücksichtigt wurden, welche die Senkungen erst zu Tage förderten.

Per Definition müsste der Unterschied zwischen CHTRS95 (und damit UELN-73/86) und LHN95 (CH1903+) einem Shift von 0.103 m entsprechen (s. Kapitel 6.2.2.4). Die etwas grössere Abweichung ist durch den Einfluss der Alpenhebung zu erklären. Die Punkte im Alpenraum zeigen Abweichungen von bis zu -0.139 m (z. B. Landquart), da LHN95 teilweise mit aktuelleren Messungen zum Zeitpunkt 1993.0 berechnet ist, die UELN-73-Lösung als statisches Netz jedoch eine Höhe zum Messzeit-Mittelpunkt festlegt (ca. 1955).

Die Abweichungen von der definierten Konstante treten deutlicher zu Tage, wenn man die UELN-73-Höhen mit der CHVRF93-Lösung vergleicht. Der Höhenbezugsrahmen CHVRFxx wurde ja so definiert, indem die Höhe des Fundamentalpunktes Zimmerwald Z_0 aufgrund von Anschlussmessungen Stand 1997 von der Höhe UELN-73 des Knotenpunktes 'Olten' hergeleitet wurde (s. Kapitel 6). Die Lösung CHVRF93 basiert nun auf diesem Ausgangswert, beinhaltet dieselben Messungen wie LHN95 und wird als kinematisches Höhensystem zum Zeitpunkt 1993.0 festgehalten; es unterscheidet sich von LHN95 also einzig durch einen konstanten Shift von 0.103 m. In Abbildung 11.5-2 (Balken rechts) sind nun die Differenzen zwischen UELN-73/86 und CHVRF93 dargestellt. Im Mittelland stimmen die beiden Höhenrahmen sehr gut überein. Die Abweichung in Olten beträgt 6 mm, obwohl für UELN-73 nur die neusten Messungen verwendet wurden. Deutlich äussern sich nun die negativen Differenzen bis zu -3.5 cm aufgrund der Berücksichtigung der Alpenhebung in CHVRF93 sowie die instabilen Verhältnisse im Knoten Chiasso zu Italien (+17.5 cm).

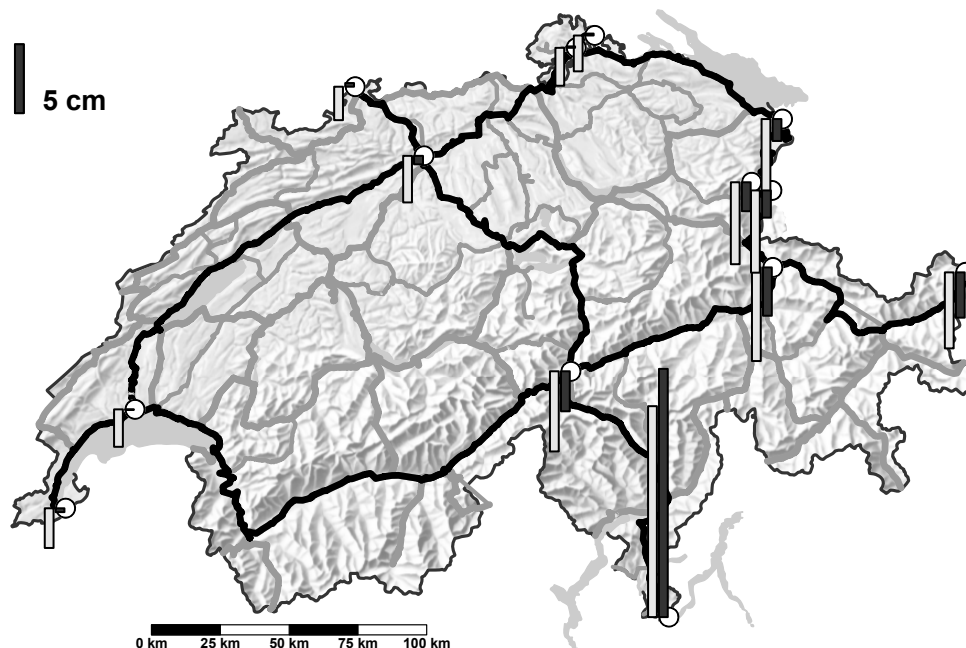


Abbildung 11.5-2: Balken links: Differenz UELN-95 - CHVRF93; Balken rechts: UELN-73 - CHVRF93 (alle Vergleiche auf der Basis von Normalhöhen)

In Abb. 11.5-2 (Balken links) ist nun auch der Einfluss der neuen Lösung UELN-95 auf die Differenzen sichtbar. Innerhalb der Schweiz unterscheidet sich UELN-95 im Mittel um -3.0 cm von der alten Lösung UELN-73, welche für die Festlegung des Fundamentalpunktes Zimmerwald verwendet wurde. Diese Differenzen variieren mit den Extremwerten -2.2 cm (Vinadi Unterengadin) und -4.0 cm (Schaanwald FL) hauptsächlich an der Grenze zu Österreich. In den restlichen UELN-Knotenpunkten liegen die Unterschiede zwischen -2.6 cm und -2.9 cm und belegen, dass für diese Lösung dieselben Messungen aus der Schweiz wie für die UELN-73 verwendet wurden (deutlich sichtbar in Chiasso).

Die Differenzen in Abb. 11.5-3 (EVRF2000 resp. UELN-95 – CHVRF93) entsprechen im Wesentlichen denjenigen aus Abb. 11.5-2 (Balken links). Es handelt sich um die UELN-Knoten und die ergänzenden EUVN-Stationen (Sterne; quasi die europäischen GPS-Nivellement-Punkte innerhalb der Schweiz). Der Einfluss der rezenten Bewegungen innerhalb der Schweiz tritt nun noch deutlicher zu Tage, weil für die Anschlüsse der EUVN-Stationen teilweise neuere Messungen verwendet wurden. So liegt (unter Vernachlässigung des instabilen Punktes Chiasso) die grösste Differenz beim Punkt Zernez (-10 cm Engadin). Deutlich zeigt sich aber auch, dass stabile Punkte im Tessin (-4.3 cm Stabio, westlich Chiasso) praktisch dieselben Abweichungen wie die Mittellandpunkte aufweisen.

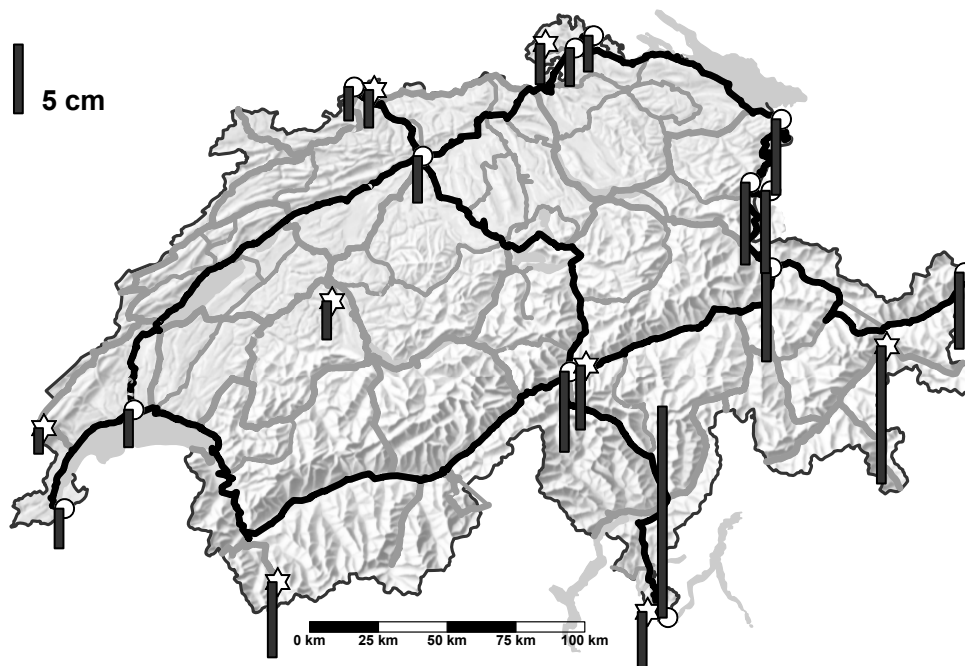


Abbildung 11.5-3: Differenz EUVN (EVRF2000 Normalhöhen) - CHVRF93 (Normalhöhen)

Es ist aber nicht ganz befriedigend, dass für die aktuellen europäischen Höhen beim Vergleich mit dem nationalen Höhenrahmen CHVRF93 (Normalhöhen) doch eine mittlere Abweichung von -4.4 cm mit einer Streuung von ± 2 cm resultiert (alle Werte ohne den Knoten Chiasso). Eine Verbesserung dieser Werte würde durch eine Neudefinition der Ausgangshöhe des Fundamentalpunktes Zimmer-

wald Z_0 im System CHTRS95 sowie durch eine aktuellere, allenfalls kinematische Neuberechnung des UELN-Netzes ermöglicht.

Zu guter Letzt fehlt noch der Vergleich der europäischen Höhen mit den beiden offiziellen Landeshöhen LHN95 (nun orthometrisch) und LN02. Natürlich werden so unterschiedliche *Höhenarten* einander gegenübergestellt. Letztendlich sind es aber diese Differenzen (Abb. 11.5-4), welche für eine Transformation zwischen den Höhenrahmen der einzelnen Länder von entscheidender Bedeutung sind. Bezüglich LHN95 besteht eine mittlere Abweichung von -26.3 ± 14.2 cm; bezüglich LN02 beträgt sie -26.4 ± 7.5 cm (immer ohne Knoten Chiasso). Hier zeigt sich, dass die Variation zwischen den europäischen Normalhöhen und den Gebrauchshöhen LN02 kleiner ist. Normalhöhen liegen also näher bei den Gebrauchshöhen (s. a. Kapitel 12).

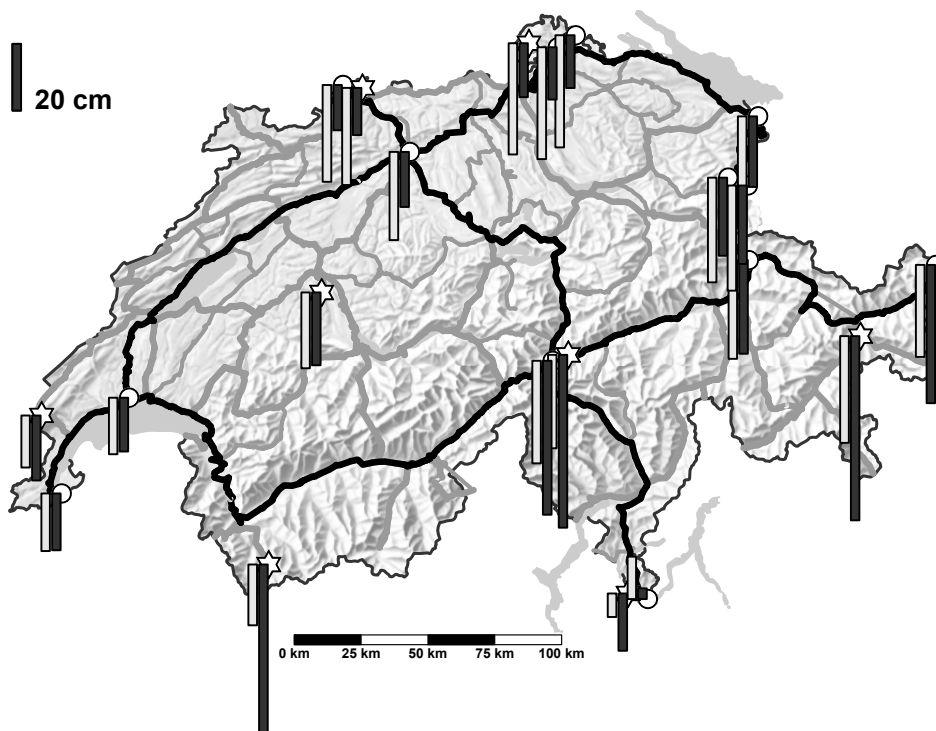


Abbildung 11.5-4: Balken links: Differenz EUVN (EVRF2000 Normalhöhen) - LN02 (Gebrauchshöhen); Balken rechts: EUVN (EVRF2000 Normalhöhen) - LHN95 (orth. Höhen)

Will man eine hohe Transformationsgenauigkeit zwischen den offiziellen Höhenrahmen (EUVN – LHN95 resp. EUVN – LN02) ermöglichen, so genügt ein mittlerer Shift über das ganze Land bei weitem nicht. Möglichkeiten zur optimalen Transformation zwischen den Höhenarten werden dazu in Kapitel 12 aufgezeigt.

11.6 Die Horizontunterschiede zu den Nachbarländer

Von grosser Bedeutung sind nach wie vor die Horizontunterschiede entlang der Grenze zu den Nachbarländern, sei dies mit den bestehenden Gebrauchshöhen LN02, mit den neuen Höhen LHN95, oder im Vergleich zu den aus LHN95 abgeleiteten Normalhöhen.

Nebst den offiziellen Verknüpfungspunkten der UELN-Linien existieren weitere Grenzpunkte, an welchen die hypsometrischen Netze der einzelnen Länder miteinander verbunden wurden. Zudem existieren eigentliche Linienabschnitte, welche von beiden Ländern gemessen wurden (z. B. Eglisau – Schaffhausen - Bietingen). In der Tabelle 11.6-1 ist eine repräsentative Auswahl von Grenzorten aufgeführt, welche in den Abbildungen 11.6-1 - 11.6-3 dargestellt sind.

Die Differenzen zwischen den einzelnen Ländern entstehen natürlich hauptsächlich durch die historisch bedingten, unterschiedlichen Horizontfestlegungen resp. die unterschiedlichen verwendeten Meeres-Pegel. Alleine innerhalb der aktuellsten UELN-Lösung 95/98 resp. dem EVRF2000 differieren die einzelnen Pegel der vier Nachbarländer im Dezimeterbereich:

Land / Pegel	Abweichung [cm]	Relativ zu Marseille CH [cm]	Höhenart
Amsterdam NAP	±0	+35	Normalhöhen
Deutschland (NAP)	1	+36	Normal-Ortho.
Österreich (Triest)	-34	+1	Normal-Ortho.
Italien (Genua)	-35	0	Orthometrisch
Schweiz (Marseille)	-35	±0	Gebrauchshöhen
Frankreich (Marseille)	-49	-14	Normalhöhen
Welthöhensystem (W_0) ⁶⁹	+13	+48	

Tabelle 11.6-1: Horizontunterschiede der einzelnen Meerespegel der vier Nachbarländer innerhalb der EVRF2000-Lösung (nach [Ihde und Augath 2003])

⁶⁹ Differenz zum "Welthöhensystem": Das Potential des NAP (W_{NAP}) ist per Definition mit dem Normalpotential des mittleren Erdellipsoids (U_0) gleichgesetzt. Für alle abgeleiteten Grössen und Konstanten wird die Definition von GRS80 verwendet. Daher gilt auch $W(REAL)_{NAP} = U_{0GRS80}$ (REAL steht für Realization). Das effektive Potential W_{NAP} weicht von $W(REAL)_{NAP}$ ab. Nach neusten Untersuchungen äussert sich die obige Differenz [Ihde 2004]. Würde man nach jetzigem Stand des Wissens das EVRS so definieren, dass es gerade dem Welthöhensystem entspricht, so würden die Unterschiede zwischen den Normalhöhen LHN95 und UELN praktisch verschwinden (s. Abb. 11.5-1 und 11.5-2).

Ort	Jahr der letzten Anschlussmessung		Differenz		
	CH	D	LHN95 orth. Höhen minus offizielle Höhe des Nachbarlandes [cm]	LHN95 Normalhöhen	LN02 Gebrauchsh.
Deutschland			D		
Basel (Münster)	2003	1982	12	11	27
Rheinfelden	1978	1982	13	12	27
Stein / Bad Säckingen	1978	1982	14	13	28
Laufenburg	1978	1982	13	11	27
Koblenz / Waldshut	1977	1982	13	11	28
Kaiserstuhl / Hohentengen	1997	1982	17	14	31
Eglisau – Rafz	1953	1982	16	14	32
Neuhausen	1997	1982	15	12	32
Schaffhausen – Thayngen	1982	1982	15	12	33
Stein a. Rhein / Öhningen	1953	1968	16	13	32
Kreuzlingen / Konstanz	1953	1986	19	15	33
Österreich			A		
St.-Margrethen / Bregenz	1998	1998	-6	-11	7
Montlingen / Koblach	1950	1951	-3	-9	7
Schaanwald (F) / Feldkirch	1974	1989	-1	-8	7
Vinadi / Schalkl (Untereggadin)	1976	1953	13	-13	-1
Italien			I		
Campocologno / Tirano	2004	1962	-12	-20	-19
Castasegna / Chiavenna	1982	1925	2	-13	-11
Splügenpass	1980	1925	21	-18	-11
Chiasso / Como	1992	1990	-23	-25	-33
Brissago / San Bartolomeo	1987	1955	-25	-26	-36
Simplontunnel / Iselle	1979	1972	-12	-27	-33
Col du Gd-St-Bernard	1978	1972	12	-28	-31
Frankreich			F		
Le Châtelard / Valllorcin	1975	1969	-12	-35	-33
St.-Gingolph	1994	1979	-30	-35	-33
Genève / Annemasse	1998	1969	-33	-36	-32
Genève / Meyrin	1998	1969	-33	-36	-32
La Cure / Les Rousses	1990	1986	-29	-36	-32
Le Brassus	1990	1986	-30	-37	-32
Les Verrières	1988	1974	-30	-36	-28
Col des Roches	1988	1986	-31	-37	-27
Boncourt / Delle	1991	1986	-35	-37	-21
Basel - St. Louis	2003	1978	-36	-36	-20

Tabelle 11.6-2: Differenzen zwischen den Horizonten der Höhennetze der Schweiz und den angrenzenden Ländern (Stand 2004)

Wären die Horizontunterschiede das einzige Merkmal für Differenzen an der Landesgrenze, so dürfte sich an den gemeinsamen Punkten zwischen den Ländern nur ein einziger Horizontunterschied bemerkbar machen⁷⁰. Das grosse Problem bei der Beurteilung dieser Differenzen liegt aber meist darin,

⁷⁰ Unter Vernachlässigung der zufälligen Messfehler, Punktinstabilitäten etc.

dass die einzelnen Länder oft unterschiedliche Höhenarten verwenden⁷¹. Dadurch können die Differenzen entlang der Grenzabschnitte mit Beträgen variieren, welche bedeutend grösser sind, als dies aufgrund der Messgenauigkeit zu erwarten wäre. Bei allen Ländern wurden die jeweils offiziell verwendeten Höhen eingesetzt, d. h. Höhen, welche von den entsprechenden Aufsichtsinstanzen zur Verwendung in der alltäglichen Vermessung empfohlen werden.

Die Vergleiche zeigen, dass man innerhalb Europa von einheitlichen Höhensystemen noch relativ weit entfernt ist. Mit dem orthometrischen Höhensystem und den geopotentiellen Koten als Basiswerte besitzt man in der Schweiz zumindest die Ausgangswerte, um eine strenge Umrechnung vornehmen zu können.

Deutschland:

Als deutsche Vergleichshöhen wurden die normal-orthometrischen Höhen verwendet, wie sie der swisstopo vom Landesvermessungsamt Baden-Württemberg zur Verfügung gestellt wurden (sog. Status 130). Diese Höhen werden in den nächsten Jahren durch Normalhöhen (sog. Status 160) abgelöst, welche das neue offizielle Deutsche Höhensystem festlegen sollen. Diese Werte standen bei Vollendung dieses Berichtes noch nicht vollständig zur Verfügung. Im Vergleich zu den orthometrischen Höhen LHN95 variieren die normal-orthometrischen Höhen D zwischen 12 cm (Basel) und 19 cm Konstanz. Bei den Normalhöhen LHN95 liegen die Werte zwischen 11 - 15 cm und bei den Gebrauchshöhen zwischen 27 - 33 cm. Es ist zu erwarten, dass die Spannbreite beim Vergleich zwischen den neuen Deutschen Normalhöhen und den äquivalenten Normalhöhen LHN95 leicht kleiner wird. Die Variationen sind mit 4 cm beim Vergleich mit den Normalhöhen erwartungsgemäss am kleinsten. Entlang der ca. 100 km langen Grenze entsteht eine Änderung von West nach Ost von ca. 0.4 mm/km, was sogar innerhalb der erwarteten Messqualität liegt.

Österreich:

Obwohl Österreich seit längerem den Umstieg in ein strenges orthometrisches Höhensystem plant [Höggerl 1986], handelt es sich bei den vorliegenden Vergleichswerten um in alte Grundlagen eingezwängte, normal-orthometrische Höhen [Zeger 1986], ähnlich wie sie in der Schweiz verwendet werden. Man erkennt dies deutlich daran, dass die Abweichungen bezüglich den orthometrischen Höhen LHN95 am grössten und die Differenzen zwischen den "Gebrauchshöhen" der einzelnen Länder entlang dem Rheintal identisch sind.

Italien:

Ungewiss ist die tatsächliche Herkunft der italienischen Höhen resp. die Höhenart. Aufgrund des Alters einzelner Anschlüsse (1925) darf mit grosser Wahrscheinlichkeit darauf geschlossen werden,

⁷¹ Die Differenzen zwischen den Höhenarten innerhalb der Schweiz und deren Ursachen sind im nachfolgenden Kapitel 12 ausführlich beschrieben.

dass es sich hier ebenfalls um Gebrauchshöhen oder allenfalls normal-orthometrische Höhen handelt, da zu diesem Zeitpunkt noch keine Schweremessungen mit genügender Dichte vorliegen konnten. Die Spanne liegt zwischen 46 cm (LHN95), 15 cm (LHN95 Normalhöhen) und 25 cm (Gebrauchshöhen). Aufgrund des sehr heterogenen Alters der einzelnen Messungen sind diese Werte aber mit grosser Vorsicht zu behandeln.

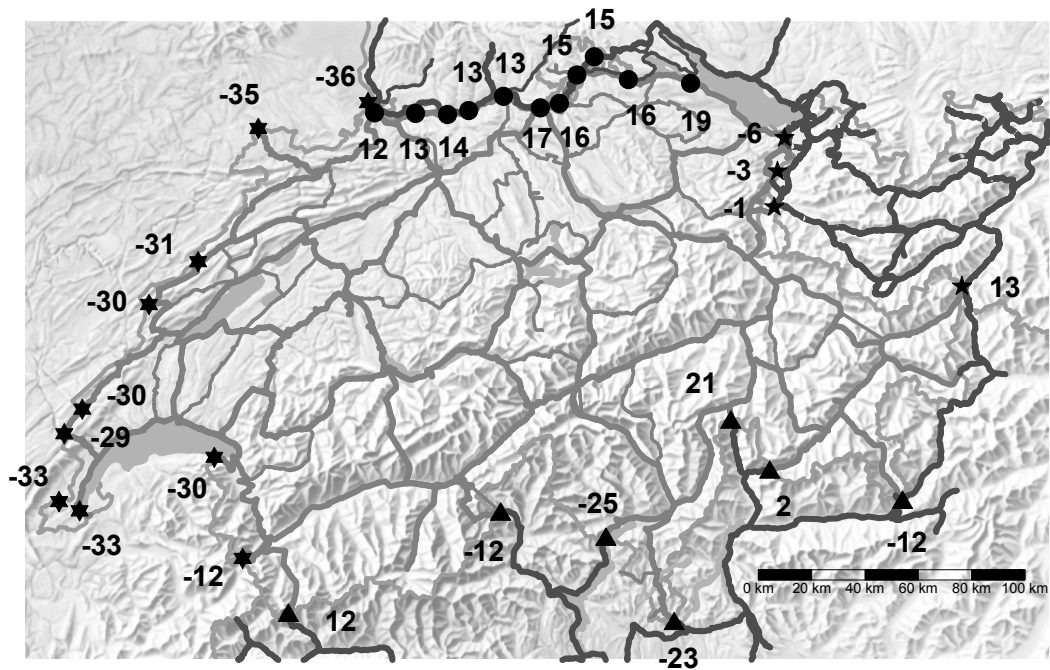


Abbildung 11.6-1: Differenzen LHN95 (orth. Höhen) - Höhen im System der Nachbarländer [cm]

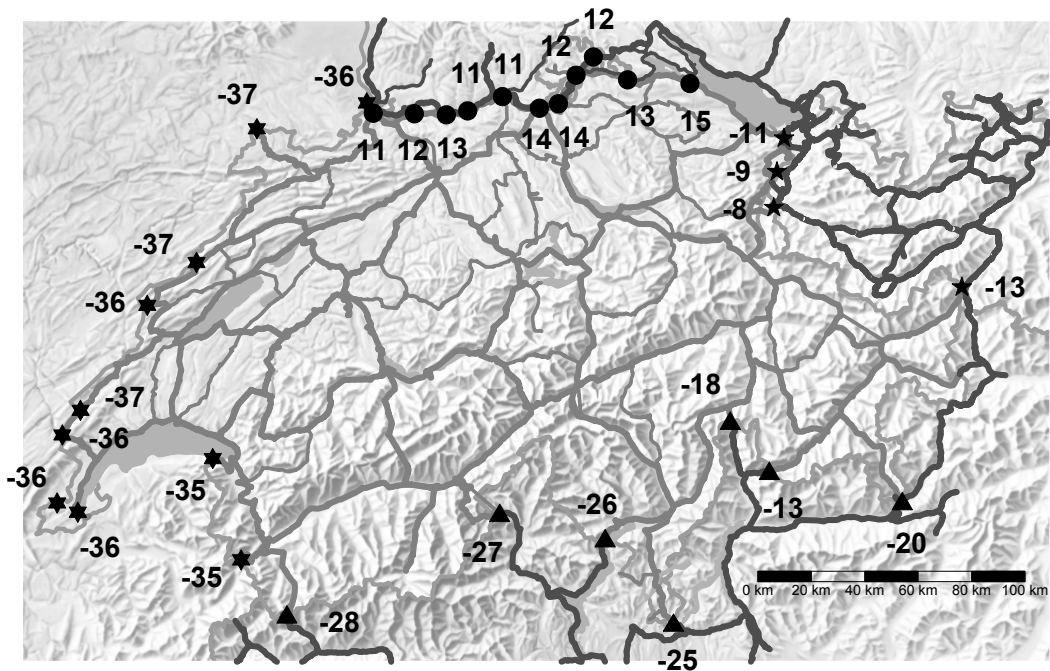


Abbildung 11.6-2: Differenzen LHN95 (Normalhöhen) - Höhen im System der Nachbarländer [cm]

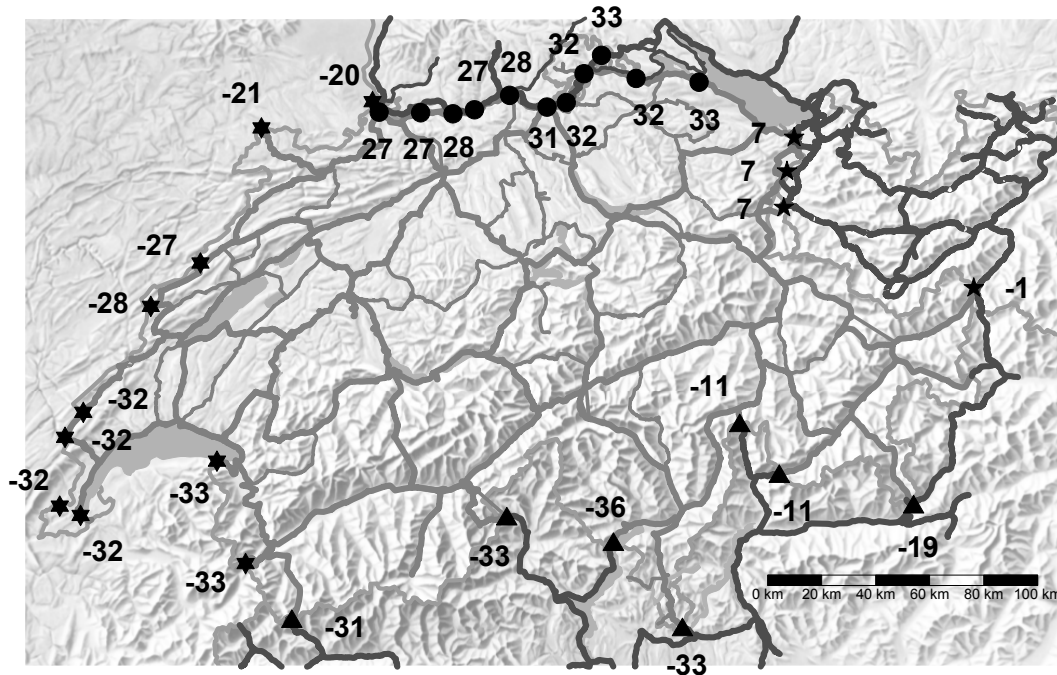


Abbildung 11.6-3: Differenzen LN02 (Gebrauchshöhen) - Höhen im System der Nachbarländer [cm]
Frankreich:

Einen interessanten und aufschlussreichen Vergleich zeigen die Resultate entlang der französischen Grenze. Frankreich besitzt seit 1969 ein Normalhöhenystem, das sog. IGN69. Gerade die Vergleiche mit den aus LHN95 abgeleiteten Normalhöhen zeigen ein äusserst homogenes Bild. Sie variieren zwischen -35 und -37 cm. Entlang der langen Grenze und in Höhenlagen zwischen 270 m (Basel) und 1120 m (Le Châtelard VS) ändern sie somit nicht mehr als 2 cm, was ein ausgesprochen exzellentes Resultat ist. Man bedenke, dass dahinter zwei unterschiedliche Netze und unterschiedliche Berechnungen stecken. Bedeutend grösser sind diese Abweichungen bei den orthometrischen Höhen LHN95 insbesondere aufgrund der Höhenunterschiede. Gleiches lässt sich bei den Gebrauchshöhen feststellen.

Trotz den einheitlichen Differenzen zu Frankreich ist die Frage erlaubt, wieso zwischen den Ländern überhaupt ein Offset besteht; basieren doch beide Höhensysteme auf dem gleichen Meerespegel in Marseille. Die Antwort ist relativ einfach. Die Höhe des RPN wurde bekanntlich 1902 von [Hilfiker 1902] festgelegt (s. Kapitel 4.5) und beruht im Wesentlichen auf den französischen Messungen Ende des 19. Jahrhunderts (sog. NGF: Nivellement Général de la France). Hilfiker hat die Messung Marseille - Genève als sphäroidisch korrigierte Höhendifferenzen übernommen. Der Unterschied zwischen den aktuellen Höhen Frankreichs (IGN69) und den alten Höhen NGF in Genève betragen ca. +30 cm. Dies ist also die Hauptursache des Höhenoffsets zwischen der Schweiz und Frankreich. Beide Systeme (CH/F) beruhen zwar auf demselben Pegelanschluss; sie sind aber trotzdem verschiedene Höhensysteme.

12. Die Modellierung des Überganges LHN95 \Leftrightarrow LN02

12.1 Einleitung und Definition der 'Spanne' als Unterschied zwischen den Höhenrahmen LHN95 und LN02

Das Kapitel 12 umfasst die Transformation zwischen den orthometrischen Höhen LHN95 und den Gebrauchshöhen LN02; zudem werden die Differenzen zwischen den unterschiedlichen Höhenarten sowie die Verzerrungen im bestehenden Höhenrahmen LN02 analysiert. Abbildung 12.1-1 zeigt als Einstimmung die Differenzen zwischen LHN95 und LN02. Grob zusammengefasst liegen sie entlang den Linien des Landeshöhennetzes (LHN) zwischen -20 cm und +40 cm, in der nördlichen Schweiz eher negativ, in den Alpen vorwiegend positiv.



Abbildung 12.1-1: Die 'Spannen' resp. die Differenzen zwischen den orthometrischen Höhen LHN95 und den Gebrauchshöhen LN02

Als Abkürzung für den Unterschied zwischen den beiden Höhenrahmen führen wir die Bezeichnung 'Spanne' ein. Gemäss [Duden 1989] hat der Begriff mehrere Bedeutungen. Im aktuellen Sprachgebrauch ist die Spanne der sich zwischen zwei Zeitpunkten erstreckende (kürzere) Zeitraum. Heute eher selten, aber vor allem im mittel- und althochdeutschen Sprachgebrauch wird damit auch die räumliche Erstreckung oder der Abstand zwischen zwei Punkten bezeichnet. Zudem ist die Spanne auch ein altes Längenmass von etwa 20 – 25 cm, nämlich der Abstand von der Spitze des Daumens bis zur Spitze des kleinen Fingers der gestreckten Hand.

Die beiden letzten Punkte rechtfertigen die Einführung des markigen Begriffs 'Spanne'⁷². Im Mittel entspricht *die räumliche Erstreckung* resp. der *Abstand* zwischen den beiden Höhenrahmen LHN95 und LN02 gerade einer *Spanne* oder ± 20 cm.

Im Jahre 2002 wurde der Entscheid gefällt, dass die amtliche Vermessung die Umstellung vom Gebrauchshöhenrahmen LN02 auf LHN95 nicht durchführt [Wicki et al. 2002]. Die Hauptgründe, welche letztendlich auf einer Vernehmlassung bei den wichtigsten Produzenten und Anwendern von Daten mit Raumbezug beruhte, sind folgende:

- *Die Verwechslungsgefahr (zwischen LHN95 und LN02) und damit die Gefahr von Fehlern mit kostspieligen Konsequenzen ist sehr hoch, weil die Differenzen zwischen LN02 und LHN95 kaum erkennbar sind*⁷³.
- *Eine Grosszahl der digitalen Höhendaten sind heute noch nicht bereit für die Transformation, da die dazugehörigen Lagekoordinaten fehlen.*
- *Viele Höhenkoten werden als Zeitreihen verwendet, ein Wechsel würde zu einem Sprung führen.*
- *Die Standards zur Einführung eines europäischen Höhensystems sind zur Zeit zuwenig gesichert und akzeptiert, sodass Anpassungen nicht ausgeschlossen werden können.*
- *Die Diskussion und Vorbereitung betreffend der Lage (Einführung von LV95) ist wesentlich weiter fortgeschritten als bei der Höhe. Eine Verknüpfung von Lage und Höhe könnte sich nachteilig für die bereits beschlossene Umsetzung in der Lage auswirken.*

Dass LHN95 eine moderne, zukunftsgerichtete und GNSS-taugliche Ergänzung zum neuen Lagebezugsrahmen LV95 ist, wurde von den Fachkreisen fast ausnahmslos anerkannt. Obige Punkte, welche nicht alle vermessungstechnischer Natur sind, wurden jedoch höher gewichtet.

Es stellt sich natürlich die Frage, ob die Modellierung des Übergangs zwischen LHN95 und LN02 für die Vermessungsanwendungen überhaupt ein aktuelles Problem ist. Um dies zu beantworten, genügt ein Blick in die Kapitel 2 und 3, welche sich mit Höhensystemen und –Messverfahren befassen. Ersparen wir uns diesen Ausflug und fassen die wichtigsten Punkte anhand der Abb. 12.1-2 nochmals kurz zusammen.

Grossräumige Höhenbestimmungen (beispielsweise im Rahmen von Lagefixpunkterneuerungen oder Aero-Laserscanning) erfolgen heutzutage fast ausschliesslich mit GPS. In erster Linie resultieren ellipsoidische Höhen, welche sich mit einem Geoidmodell (z. B. CHGeo2004, Kapitel 10 und 11) in strenge orthometrische Höhen umwandeln lassen. Diese sind nun aber nicht kompatibel mit den weiterhin offiziellen Gebrauchshöhen LN02. Die Transformation zwischen LN02 und LHN95 gewinnt sogar an Bedeutung, wenn das Höhensystem in naher Zukunft nicht gewechselt wird. Dies gilt je nach

⁷² Den verdankenswerten Hinweis zum Begriff Spanne erhielt ich von Herrn Peter (Kanton Thurgau) während den Erfahrungsaustauschtage 2005 für die Fixpunktverantwortlichen der Kantone

⁷³ Die elegante Art, die neuen Lagekoordinaten (LV95) von den alten durch die Definition neuer 'false northing' und 'false easting' Werte zu unterscheiden, ist für die Höhe aus praktischen Gründen nicht möglich.

Ausdehnung des Messgebietes auch dann, wenn mit lokalen Einpassungen in bestehenden Fixpunkt-netzen gearbeitet wird.

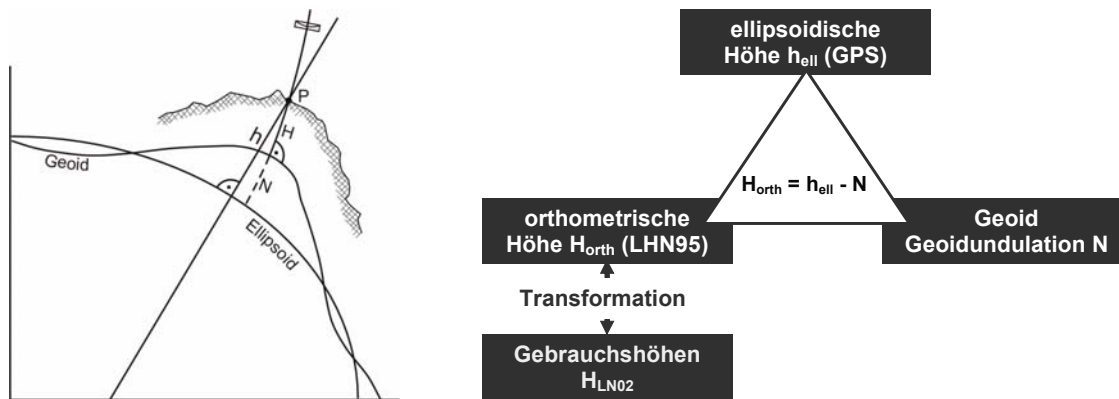


Abbildung 12.1-2: Zusammenhang zwischen den Höhen LHN95 und LN02

Mit der Einführung des orthometrischen Höhen LHN95 stellt sich auch die Frage, wie die bisherigen Höhen LN02 auf einfache Weise in das neue System und umgekehrt umgerechnet werden können, ohne dass eine strenge Neuberechnung oder Neubeobachtung für alle Punkte notwendig ist. Die Differenzen sollen dabei mit einem einfachen Ansatz modelliert werden, wie das beispielsweise für die Lagekoordinaten mit dem Programm FINELTRA⁷⁴ realisiert ist [Carosio und Plazibat 1995, Marti und Nocera 2003]. Allerdings ergeben sich bei Höhen wesentlich andere Probleme als bei der Lage. Eine genauere Betrachtung der Abb. 12.1-1 legt offen, dass die Differenzen neben einem *lageabhängigen* Anteil auch eine *höhenabhängige* Komponente aufweisen müssen. Differenzen zwischen LHN95 und LN02 setzen sich aus drei grundsätzlich verschiedenen Teilen zusammen:

- den Verzerrungen (Zwängen) in den Gebrauchshöhen LN02
- dem Einfluss der vertikalen Bewegungen
- einem systematischen Anteil aufgrund des Einflusses des Schwerefeldes

Die nachfolgenden Unterkapitel widmen sich der Problematik des Übergangs zwischen diesen beiden unterschiedlichen Höhenrahmen. Nach der Dokumentation der Grunddaten wird zuerst versucht, die Zwänge im bestehenden Höhenrahmen LN02 zu analysieren (12.2 und 12.3). Um die mathematischen Werkzeuge für eine Transformation bereit zustellen, erweitern wir die Analyse der Differenzen zwischen verschiedenen strengen Höhensystemen und dem Gebrauchshöhensystem LN02 (12.4). Kapitel 12.5 erläutert den Ansatz und die Realisation der Transformation. Die erstellte Software, einige Anwendungen und Genauigkeitsuntersuchungen sind schlussendlich in den Kapiteln 12.6 und 12.7 ersichtlich.

⁷⁴ Ähnlichkeits-Transformation mit finiten Elementen zwischen den Lagebezugsrahmen LV95 und LV03

12.2 Grunddaten für die Analyse der Höhenrahmen und Stützpunkte für die Transformation

12.2.1 Grunddaten aus der kinematischen Ausgleichung

Um möglichst rasch nach Abschluss der Festlegung des Höhenrahmens LHN95 eine Transformationslösung bereitzuhalten, konnte nicht darauf gewartet werden, bis von allen HFP1 orthometrische Höhen zur Verfügung stehen. Die Grunddaten für die Analyse der Höhenrahmen und die Erstellung der Transformation bilden in erster Linie die Hauptpunkte der kinematischen Gesamtausgleichung (Kapitel 7.3 Abschnitt 3e).

Bereits auf der Stufe der kinematischen Gesamtausgleichung musste darauf geachtet werden, dass eine möglichst gute Verteilung der Punkte entlang den Nivellementlinien vorlag. Nebst den wiederholt gemessenen 1073 Punkten, welche für die Analyse und die Erstellung des Modells der rezenten vertikalen Bewegungen benötigt wurden, liegen zusätzliche 334 HFPs vor, welche nur einmal beobachtet wurden. Es sind dies ausgewählte Punkte in möglichst stabiler Umgebung, welche ihre Höhenwerte künftig auch bei Nachmessungen beibehalten.

Von diesen 334 Punkten stammen 31 aus kantonalen Nivellementmessungen und sind Höhenfixpunkte 2. Ordnung (HFP2). Es sind dies Linien, welche in den letzten Jahren unter Leitung von swisstopo vor allem für die Bedürfnisse des Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG) gemessen und aufgrund der guten Qualität auch für die kinematischen Ausgleichungen mit verwendet wurden. Der Transformationsdatensatz wird dadurch auch auf Gebiete neben den Landesnivellement-Schleifen erweitert. Es handelt sich um die Linien:

- Gsteigwiler – Zweilütschinen – Grindelwald / Stechelberg (Kanton Bern): Messung 1989
- Signau – Oberei – Steffisburg (Kanton Bern): Messung 1998
- Dagmarsellen – Willisau – Wollhusen (Kanton Luzern): Messung 2001
- Flamatt – Laupen – Kerzers (Kanton Bern): Messung 2002
- Bedretto (nördlicher Kanton Tessin): Messung 2003
- Burgdorf – Solothurn (Kantone Bern und Solothurn): Messung 2003
- Schaffhausen – Merishausen – Barga: Messung 2004

Diese Linien sind in der Abb. 12.2-1 in dunkelgrau/schmal dargestellt.

Insgesamt 225 Punkte der kinematischen Ausgleichung konnten nicht verwendet werden. Es handelt sich hauptsächlich um Verknüpfungspunkte alter Messungen, welche gar nicht mehr existieren und deren LN02-Höhen nicht mehr repräsentativ sind.

Tunnelpunkte werden nur für die Betrachtung der Unterschiede zwischen den Höhensystemen benutzt und sind keine eigentlichen Transformationsstützpunkte (s. Kreuze in Abb. 12.2-1).

12.2.2 Grunddaten aus zusätzlichen kantonalen Messungen

Speziell für die Erstellung der Transformationsgrundlagen wurden die kantonalen Vermessungsämter angefragt, ob sie swisstopo Messdaten ihrer HFP2-Linien zur Verfügung stellen könnten. Leider war der Rücklauf sehr gering, praktisch kein Kanton verfügt über digitale Daten und eine Erfassung alter kantonalen Messungen überstieg die Kapazitäten von swisstopo. Folgende Linien (schmale Linien Abb. 12.2-1), welche von den kantonalen Vermessungsämtern zur Verfügung gestellt wurden, fanden Eingang in die Transformationsgrundlagen:

- Altdorf – Isenthal (Uri); Messung 1985/86
- Zürcher Oberland: mehrere Linien zwischen Rapperswil und Winterthur; Messung 1990.
- Ramsei - Huttwil – Langenthal (Bern); Messung 2001/04

Die Zürcher und die Urner Messungen mussten zusammen mit den LN02-Höhen aus alten Berechnungsunterlagen und Punktdokumentationen digitalisiert werden.

Für die Berechnung der orthometrischen Höhen in LHN95 und weiterer, von den Potentialen abgeleiteten Höhen mussten diese Linienmessungen in den Höhenrahmen LHN95 integriert werden. Dazu wurden die gemessenen Höhendifferenzen mit interpolierten Schweren in Potentialdifferenzen umgewandelt, aus dem Modell der Vertikalbewegungen Potentialänderungen geschätzt und danach in die Potentialwerte der Anschlusspunkte eingezwängt, welche aus der kinematischen Ausgleichung resultierten. Mit diesem Vorgehen erzeugen diese kantonalen Linien keinen Einfluss auf die Resultate der Gesamtausgleichung. Insgesamt konnten auf diese Weise weitere 24 HFP2 als Stützpunkte für die Transformation bereitgestellt werden. Somit liegen 1'431 Punkte⁷⁵ für die Analyse der Unterschiede der Höhen LHN95 und LN02 vor.

Auf wenigen Linien fehlen entsprechende Stützpunkte. Es sind dies alles Abschnitte, welche in den nächsten Jahren neu gemessen werden, wie beispielsweise *Stansstaad – Engelberg* oder die *Linthebene*.

⁷⁵ 1'073 wiederholt gemessene + 334 einfach gemessene HFP1 + 24 eingezwängte HFP2 = 1'431 Stützpunkte



Abbildung 12.2-1: Übersicht über die Transformationsstützpunkte: **schmale Linien:** kantonale Nivellementmessungen als Bestandteil der kinematischen Ausgleichung und eingezwängte kantonale Nivellementmessungen; **Sterne:** HFP1 mit Wiederholungsmessungen; **Punkte:** HFP1 mit einer Messepoche; **Dreiecke:** HFP2; **Kreuze:** Tunnelpunkte

12.3 Analyse der Zwänge im bestehenden Höhenrahmen LN02

12.3.1 Einleitende Bemerkungen

Wie bereits in den Kapiteln 4.4 und 5.2 ausführlich dargelegt, liegt der Ursprung der Gebrauchshöhen LN02 eigentlich in den Messungen des Nivellement de Précision der Jahre 1864 – 91 (NdP). Die LN-Messungen seit 1902 legen zwar die Gebrauchshöhen LN02 fest. Diese hochwertigen Präzisionsnivellements werden dazu aber in Knotenwerte eingezwängt, deren Herkunft direkt in den Höhen des NdP zu suchen ist. Es sind dies dieselben Messungen, welche wir für die Festlegung des neuen orthometrischen Höhenrahmens LHN95 verwenden. Als Grenzwert zwischen gemessenen und eingezwängten Höhendifferenzen wurde eine Abweichung von $\max. 3\text{mm}\cdot\text{km}^{-1/2}$ toleriert.

Es ist daher von besonderem Interesse, sich zuerst mit den Verzerrungen des bestehenden Höhenrahmens LN02 und dadurch indirekt auch mit der Qualität des ersten Präzisionsnivellements der Schweiz, dem NdP zu befassen. Da sowohl das NdP wie auch das darin gelagerte LN02 als reine Nivellementnetze ohne Schwere-Reduktionen berechnet wurden, ist es nahe liegend, mit dem jetzigen Messmaterial diese Berechnungen zu wiederholen und die resultierenden Höhen zu analysieren. Der Beweis, dass LN02 in den aus dem NdP abgeleiteten Höhen gelagert ist, wurde ja bereits im Kapitel 5.2 erbracht.

Diese Diagnoseausgleichungen lassen sich relativ einfach realisieren, indem anstelle der Potentialdifferenzen reine Nivellement-Höhendifferenzen als eigentliche Beobachtungen in die kinematische Ausgleichung (s. Kapitel 7) eingeführt werden. Dazu werden die Potentiale in den Beobachtungsfiles mit einem Hilfsprogramm durch die unverzwängten nivellierten Höhen aus den ursprünglichen Erfassungen oder Berechnungen ersetzt.

Es wird aber nie mit letzter Gewissheit möglich sein, die Verzerrungen in den NdP-Netzen vollständig aufzudecken. Es sind die folgenden Gründe, welche eine abschliessende Analyse erschweren:

1. Einfluss der vertikalen Bewegungen:

Die Unterschiede zwischen den Höhen werden durch den Einfluss der Vertikalbewegungen verschmiert. NdP und die Höhen LN02 gelten als statische Lösungen. Selbst wenn man die Vertikalbewegungen bei Diagnoseberechnungen ignoriert, ist der tatsächliche Einfluss trotzdem vorhanden. Da man mit Messmaterial arbeitet, welches in einem Zeitraum von mehr als hundert Jahren erhoben wurde, wird man so den Einfluss der Vertikalbewegungen auf einen mittleren Messzeitpunkt verzwängen, welcher je nach Messdatum der einzelnen Linien unterschiedlich ausfällt. Berücksichtigt man die bekannten Hebungsmodelle, oder schätzt sie aus der Berechnung, so bergen die Extrapolationen zurück ins 19. Jahrhundert eine markante Abnahme der Genauigkeit.

2. Unterschiedliche Netzanordnung:

Die beiden Netze NdP und LN02 (resp. LHN) sind nicht identisch. Dies alleine wäre für eine Diagnoseausgleichung nicht von Bedeutung, da das LHN umfangreicher und engmaschiger ist und dadurch die Genauigkeit und Zuverlässigkeit gesteigert wird. Das Problem liegt darin, dass durch die unterschiedliche Schleifenanordnung auch die theoretischen Schleifenschlüsse, welche bei beiden Rahmenlösungen nie berücksichtigt wurden, die Ergebnisse unterschiedlich beeinflussen. Bei den Mittellandpolygonen ist dies in Anbetracht des grösseren Einflusses der zufälligen Messfehler unwesentlich. Im Bereich der Alpenpolygone und insbesondere im Gebiet Lötschberg / Les Diablerets (Polygon XIII LHN, s. Abb. 4.4.-2 und Abb. 7.6-5) gilt dies nicht mehr.

3. Lagerung der LN02-Messungen:

Auch wenn die LN02-Höhen letztendlich auf die Werte des *Catalogue des Hauteurs Suisses* (CdH), welche aus den NdP-Messungen abgeleitet wurden, zurückgeführt werden können, wurde die Lagerung der LN-Messungen in LN02 nicht nach strengen Kriterien durchgeführt. Insbesondere wurden die Wiederholungsmessungen im LN nicht immer deckungsgleich mit den Erstmessungen durchgeführt, was oft zu unterschiedlicher Einzwängung im LN02 führte. Der Einfluss dürfte aber innerhalb weniger mm liegen.

12.3.2 Diagnoseausgleichung 1: Vergleich zwischen einem Nivellementnetz mit Vertikalbewegung (LNIV95) und LN02

In einer ersten Berechnung, nennen wir sie *LNIV95*, reproduzieren wir die kinematische Gesamtausgleichung aus Kapitel 7 und ersetzen die Potentialdifferenzen durch reine Nivellement-Höhendifferenzen. Wir lagern die Ausgleichung so, dass trotz geschätzter Geschwindigkeit im RPN die Höhe 373.600 m resultiert und die Referenz der Vertikalbewegung nach wie vor in Aarburg mit $0.0 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ festgelegt ist. Die notwendigen Vertikalbewegungen entnehmen wir den Potentialänderungen aus dem kinematischen Modell LHN95, indem wir sie mit Hilfe der mittleren Normalschweren in das metrische System umrechnen. Streng genommen ist dieses Vorgehen nicht ganz korrekt, da jede neue Ausgleichung auch ein neues Bewegungsmodell festlegt. Die einzige Anpassung erfolgt beim stochastischen Modell, indem die Einheit [mgpu] durch [mm] ersetzt wird.

Der mittlere Fehlerquotient (Verhältnis zwischen den Gewichtseinheiten a posteriori und a priori) erhöht sich signifikant von 0.92 auf 1.04 (s. Tab. 12.3-1). Hier machen sich ausschliesslich die nicht berücksichtigten theoretischen Schleifenschlüsse bemerkbar.

Lagerung:	Höhe	RPN = 373.600 m
	Vertikale Bewegungen	Aarburg = 0.00 mm/a
Kinematisches Modell		CHKLM95 mit Normalschweren in die Einheit $[\text{mm}\cdot\text{a}^{-1}]$ transformiert
Stochastisches Modell		Identisch kinematische Ausgleichung CHVRF04
Referenzzeitpunkt		1993.0
Beobachtungen		Datensatz CHVRF04 mit beobachteten Höhen
Fehlerquotient a posteriori / a priori		1.04 (CHVRF04 = 0.92)

Tabelle 12.3-1: Angaben zur kinematischen Ausgleichung *LNIV95*

Bilden wir nun die Differenzen zu den Gebrauchshöhen LN02, so zeigt sich folgendes Bild:

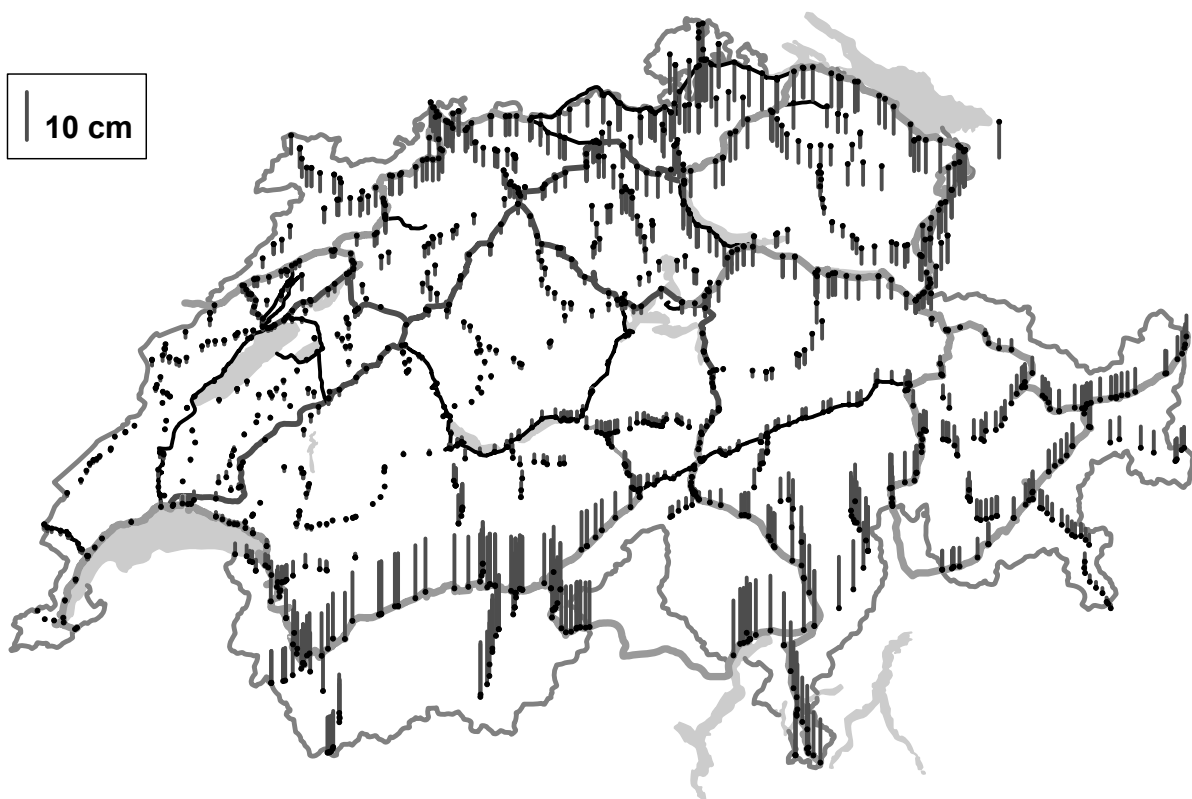


Abbildung 12.3-1: Differenzen *LNIV95* (kinematische Nivellement-Ausgleichung) - LN02
hellgraue dicke Linien: NdP doppelte Messungen in entgegen gesetzter Messrichtung
dunkelgraue Linien: NdP doppelte Messungen in gleicher Messrichtung
schwarze dünne Linien: NdP einfache Messungen

In Abbildung 12.3-1 sind bewusst die Linien des NdP aufgeführt. Die unterschiedlichen Farben symbolisieren die unterschiedlichen Messarten, welche als die grösste Schwäche dieses Netzes betrachtet werden. Nebst den Linien, welche wie im LN doppelt und in entgegen gesetzter Richtung gemessen vorliegen, existiert ein beachtlicher Umfang, welcher zweimal in gleicher Richtung oder gar nur ein Mal beobachtet wurde. In diesen Messungen können sich wegabhängige systematische Fehler wie das Latteneinsinken signifikant bemerkbar machen.

Man sieht in dieser Abbildung auch deutlich, wo die Originalmessungen des NdP verliefen und wo die LN02-Höhen durch die Netzverbindungen des Versicherungsnivellements (VN) oder durch die LN-Messungen entstanden (in Abb. 12.3-1 nicht mit Linien verbunden).

Die Differenzen bewegen sich zwischen -9.0 cm und 11.5 cm. Eine Korrelation mit der Höhe lässt sich nicht erkennen (s. Abb. 12.3-2). Ebenso ist ein offensichtlicher Zusammenhang zwischen Messart auf den Linien und der Differenz kaum nachweisbar. Deutlich ist ein Trend zwischen Nord-Osten (negative Differenzen) und dem Süden (ausschliesslich positive Diff.) erkennbar. Grössere relative Änderungen der Differenzen treten an diversen Orten zu Tage, hauptsächlich aber südlich des Gott-hards zwischen Airolo und Bellinzona, im unteren Rhonetal sowie zwischen Olten und Zürich.

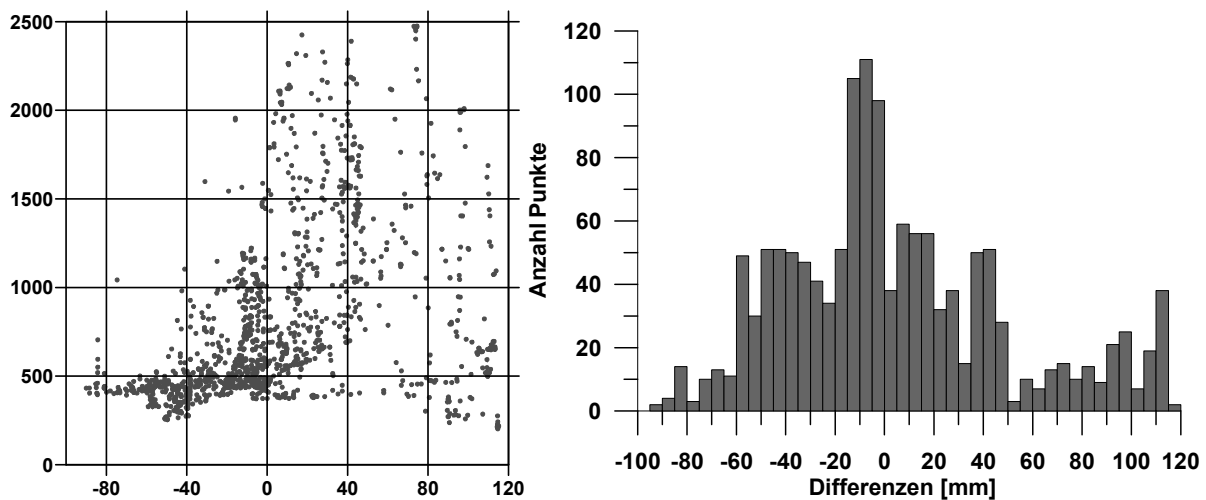


Abbildung 12.3-2: Differenzen *LNIV95* (kinematische Nivellement-Ausgleichung) - LN02:
links: Gegenüberstellung der Höhen [m] und Differenzen [mm];
rechts: Histogramm der Häufigkeitsverteilung [mm]

Die Änderungen der Differenzen verlaufen nicht zufällig sondern meist linear entlang den Linien und innerhalb der einzelnen Schleifen. Dies ist natürlich auf das distanzabhängige Einzwängen der LN-Messungen in die Knotenpunkte des NdP zurückzuführen.

Zeigt Abb. 12.3-1 nun tatsächlich die Verzerrungen des LN02? Dies kann eindeutig verneint werden, da *LNIV95* natürlich die vertikalen Bewegungen mit berücksichtigt. Diesen Einfluss versuchen wir in den nächsten beiden Unterkapiteln abzuschätzen und zu separieren.

12.3.3 Diagnoseausgleichung 2: Vergleich zwischen einem Nivellementnetz ohne Vertikalbewegung (*LNIV95og*) und LN02

Wir wiederholen die Ausgleichung aus 12.3.2 ohne zeitliche Höhenänderungen (Vertikalbewegungen) zuzulassen und benennen sie *LNIV95og*. Sie gilt nun nicht als kinematische sondern als statische Ausgleichung und weist die folgenden Merkmale auf:

Lagerung:	Höhe	RPN = 373.600 m
	Vertikale Bewegungen	Keine
Kinematisches Modell		Keines
Stochastisches Modell		Identisch mit kinematischer Ausgleichung <i>LNIV95</i>
Referenzzeitpunkt		Keiner
Beobachtungen		Datensatz CHVRF04 mit beobachteten Höhen
Fehlerquotient a posteriori / a priori		5.73 (CHVRF04 = 0.92)

Tabelle 12.3-2: Angaben zur Ausgleichung *LNIV95og*

Wegen der fehlenden Kinematik ist diese Ausgleichung voller (vermeintlich) grober Ausreisser, welche wir wohl wissend ignorieren. Der Fehlerquotient beträgt denn auch 5.73; schlussendlich würde ein mittlerer km-Fehler von mehreren Millimetern resultieren.

Bedeutender sind nun wiederum die Differenzen zwischen den erzeugten Höhen *LNIV95og* und LN02:

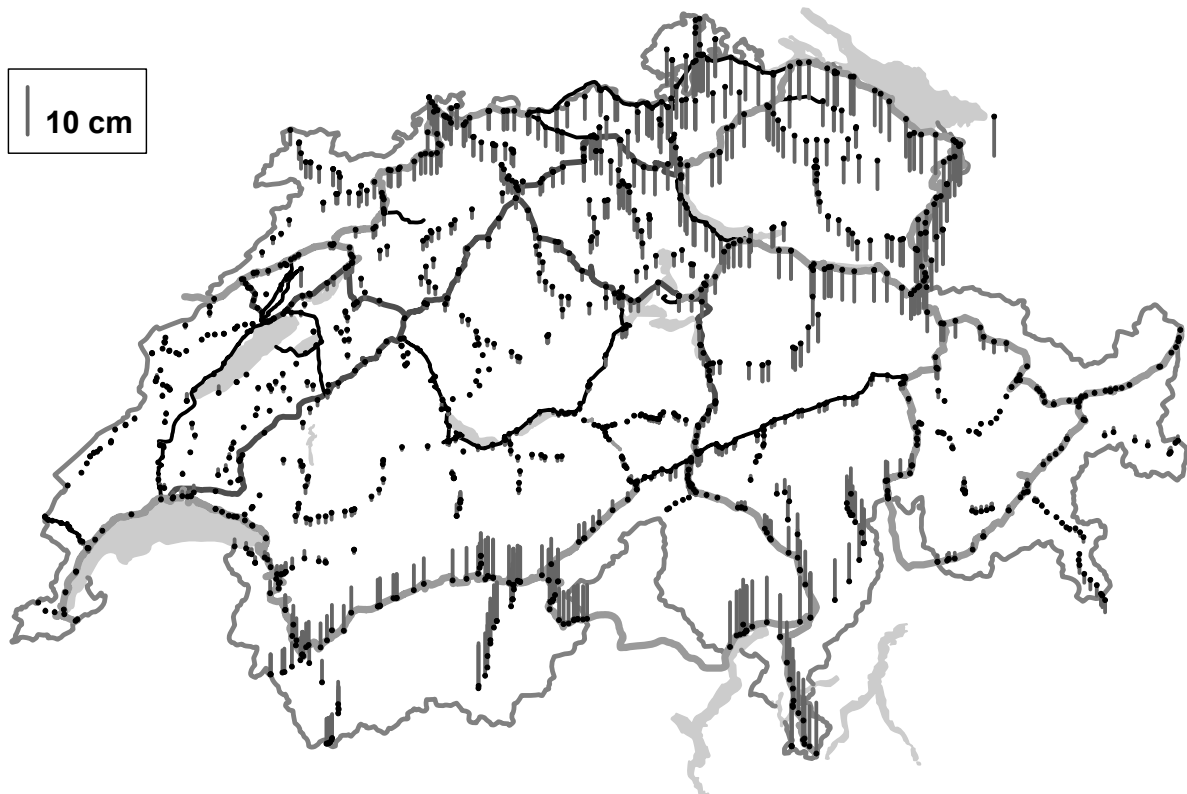


Abbildung 12.3-3: Differenzen *LNIV95og* (Nivellement-Ausglg. ohne Höhenänderungen) - LN02; Linien gemäss Abb. 12.3-1.

Abb. 12.3-3 gleicht in weiten Zügen der Abbildung 12.3-1. Die Differenz liegt einzig in der nicht berücksichtigten Kinematik. Erstaunlich ist, wie in weiten Teilen das alte LN02 und demzufolge auch das NdP gut mit dieser Diagnoseausgleichung übereinstimmen. Die maximalen Abweichungen sind ähnlich wie in *LNIV95* und liegen zwischen -8.3 cm und 10.7 cm; sie scheinen demzufolge unbeeinflusst durch die fehlenden Höhenänderungen. Die wichtigsten Merkmale des Differenzenbildes sind folgende:

- Eine systematische Abweichung in der Nordostschweiz als vermutlich eigentlicher Netzwang: Die Systematik beginnt bereits östlich von Bern und Biel und erreicht ihr Maximum mit -8 cm am Bodensee.
- Der Einfluss der Alpenhebung im Wallis: Obwohl keine Höhenänderungen berücksichtigt wurden, äussert sich die Alpenhebung trotzdem. Da hier Messungen von 1916, 1927, 1948 und 1992 vorliegen, liegt der zeitliche Schwerpunkt in etwa bei 1946. Gegenüber einem zeitlichen Mittelwert des NdP von 1878 verbleiben also 68 Jahre, in denen sich das Rhonetal mit bis zu $1.3 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$ um maximal 9 cm gehoben hat, was exakt mit den Differenzen in Abb. 12.3-3 übereinstimmt.
- Die Kompensation von Hebung und Verzerrung im Bündnerland: Was sich im Wallis an Hebungseinfluss äussert, müsste im gleichen Masse auch im Bündnerland ersichtlich sein. Es scheint aber so, dass sich hier die Verzerrungen und die Hebungen gegenseitig kompensieren.
- Ein massiver Gradient ist im Tessin zwischen der oberen Leventina und Bellinzona ersichtlich. Hier ändern die Differenzen auf wenigen Kilometern von 0 cm auf 9 cm.

12.3.4 Der Einfluss der Hebungen: Vergleich zwischen den Nivellementausgleichungen mit und ohne Berücksichtigung der Höhenänderungen

Der Unterschied zwischen den Abb. 12.3-1 und 12.3-3 liegt nur in der Berücksichtigung der Höhenänderungen. Die folgende Abbildung (12.3-4) zeigt diesen Einfluss als Differenz zwischen den Höhen der Lösungen *LNIV95* und *LNIV95og*.

Wie zu erwarten, äussert sich in dieser Ausgleichung nun der reine Einfluss des kinematischen Modells, welcher sich nicht mehr einzig auf das Wallis beschränkt, sondern im gleichen Masse auch im Bündnerland ersichtlich ist. Die Frage bleibt, wieso die Beträge keine grösseren Werte als 4 - 6 cm annehmen.

Die Antwort ist wiederum in der Tatsache zu suchen, dass die zeitlichen Schwerepunkte der Messungen irgendwo zwischen 1940 und 1960 liegen; in der kinematischen Nivellement-Ausgleichung werden alle Höhen auf den Referenzzeitpunkt 1993.0 umgerechnet. Der mittlere zeitliche Abstand von 43 Jahren erzeugt in den Gebieten mit maximalen Höhenänderungen (ca. $1.4 \text{ mm}\cdot\text{a}^{-1}$) wiederum Höhenänderungen von ca. 6 cm, was mit Abb. 12.3-4 eindrücklich bewiesen wird.

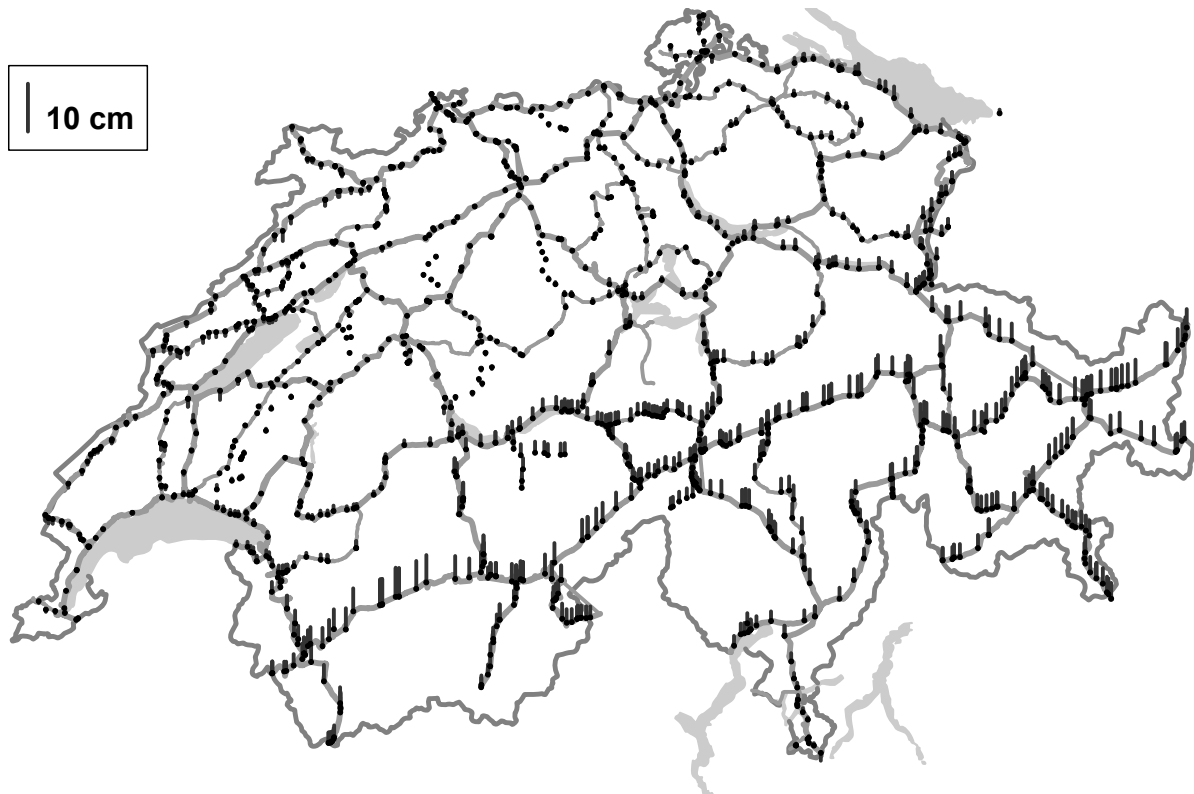


Abbildung 12.3-4: Differenzen $LNIV95 - LNIV95og$:
(Nivellement-Ausgleichung mit/ohne Höhenänderungen)

12.3.5 Diagnoseausgleichung 3: Vergleich zwischen einem kinematischen Nivellementnetz zum Referenzzeitpunkt 1878 ($LNIV1878$) und LN02

Aus den Erkenntnissen der letzten drei Unterkapitel müssten die Differenzen, welcher der eigentlichen Netzverzerrung des NdP am nächsten kommen, genau dann entstehen, wenn die LN02-Höhen mit den Resultaten einer kinematischen Ausgleichung der LN-Messungen verglichen werden, welche auf den Referenzzeitpunkt 1878 umgerechnet sind ($LNIV1878$). Das Jahr 1878 entspricht in etwa dem Mittelwert der Messepochen des NdP und ist natürlich nur eine grobe Näherung.

Der mittlere Fehlerquotient muss natürlich demjenigen der Ausgleichung $LNIV95$ entsprechen, da der Referenzzeitpunkt keinen Einfluss auf die Stochastik und das funktionale Modell hat.

Lagerung:	Höhe	RPN = 373.600 m
	Vertikale Bewegungen	Aarburg = 0.00 mm/a
Kinematisches Modell		CHKLM95 mit Normalschweren in die Einheit [$\text{mm} \cdot \text{a}^{-1}$] transformiert
Stochastisches Modell		Identisch mit kinematischer Ausgleichung $LNIV95$
Referenzzeitpunkt		1878
Beobachtungen		Datensatz CHVRF04 mit beobachteten Höhen
Fehlerquotient a posteriori / a priori		1.04 (CHVRF)

Tabelle 12.3-3: Angaben zur Ausgleichung $LNIV1878$

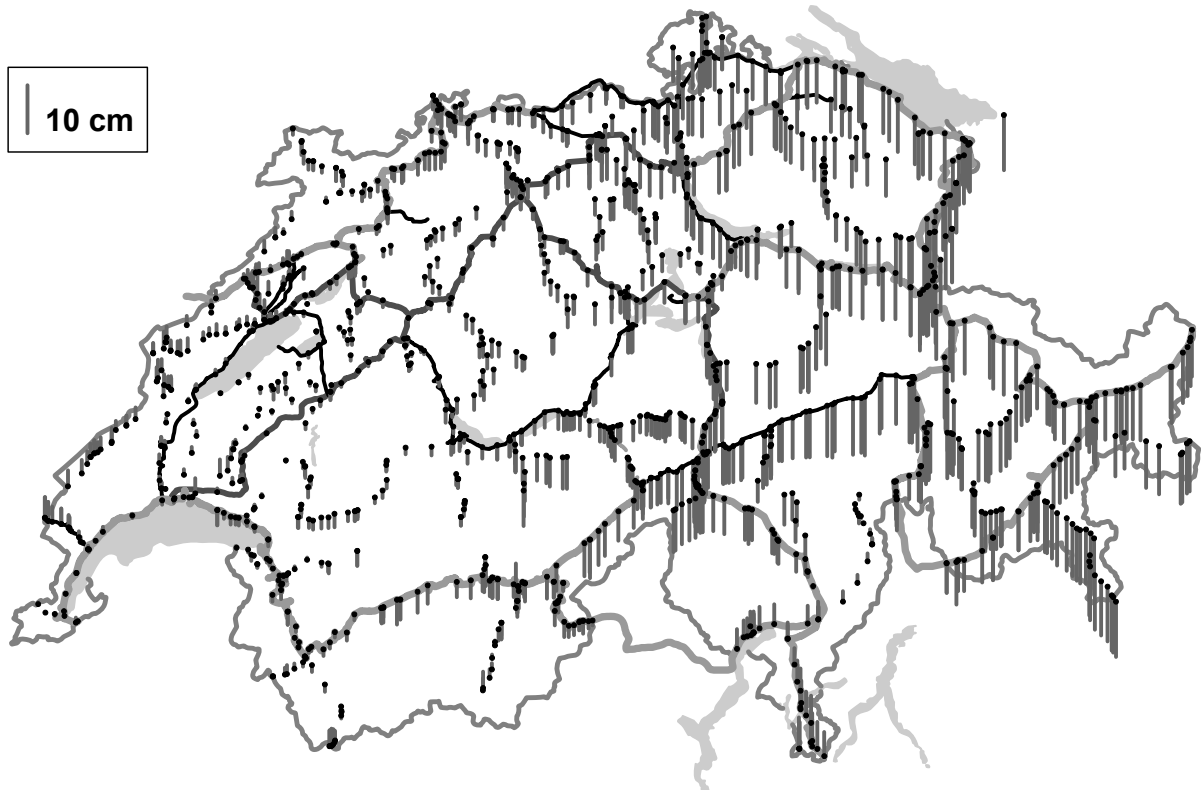


Abbildung 12.3-5: Differenzen *LNIV1878* – *LN02*: die eigentlichen Netzverzerrungen von *LN02* (kinematische Nivellement-Ausgleichung zum Zeitpunkt 1878 – *LN02*)

Stimmen unsere Annahmen, so zeigt Abb. 12.3-5 ein Differenzenbild, welches nahezu frei vom Einfluss der rezenten Hebungen in der Schweiz ist. Vernachlässigt wird einzig die Abweichung der einzelnen Messungen im NdP vom zeitlichen Schwerpunkt 1878. Die maximal 14 Jahre könnten im ungünstigsten Fall einen Einfluss von ± 2 cm erreichen. Weiters werden alle Strecken ignoriert, wo die ursprünglichen Knotenpunkte des NdP ebenfalls ignoriert wurden. Dies noch zusätzlich zu eruieren, wäre eine sehr aufwändige Arbeit.

Tatsächlich scheinen die Differenzen mehr oder weniger befreit vom Einfluss der Höhenänderungen. Am eindrucklichsten ist dies im Wallis ersichtlich, wo praktisch keine Abweichungen zwischen den Höhen *LNIV1878* und *LN02* auftreten, oder im Vergleich zwischen Nordostschweiz und Bündnerland, wo Betrag und Vorzeichen praktisch gleich bleiben.

Unter der Annahme, dass die Höhen *LN02* den Bezugsrahmen des NdP tatsächlich repräsentieren, können wir bezüglich der Verzerrung des ersten Präzisionsnivellements der Schweiz folgendes Resümee ziehen:

- Relativ zum Festpunkt RPN betragen die Netzverzerrungen maximal -13 cm und +9 cm. Die absoluten Abweichungen im Netz betragen demzufolge 21 cm. Die Urheber der ursprünglichen Netzausgleichung des NdP errechneten einen mittleren Km-Messfehler von ± 3.8 mm [Hirsch und Plantamour 1891]. In [Börsch 1891] resultierte ein Wert von ± 5.9 mm, welcher einzig aus zwei Haupt-Schleifenschlüssen abgeleitet wurde. Beide Werte sind bedeutend grösser als die Ge-

naugigkeit der LN-Messungen, welche wir in Kapitel 7 zu ± 1.2 mm ermittelt hatten. Rechnen wir also mit einer Ausdehnung von 300 km (Lac Léman – Bodensee), so wäre die Genauigkeit der Differenzen in Romanshorn relativ zu RPN nicht besser als ca. 7 – 10 cm (1σ). In Anbetracht dieser stochastischen Annäherungen sind die Differenzen keineswegs überraschend.

- Grössere regionale Verzerrungstendenzen lassen sich trotzdem erkennen und zeugen von systematischen Einflüssen in den Messungen. Einer der grössten Gradienten besteht zweifelsohne im Tessin, wo eine relative Differenz von 15 cm auf ca. 60 km erkennbar ist. Eine grosse systematische Fehlerfortpflanzung zeigt sich auch auf den Linien zwischen Olten - Baden - Zürich und Basel - Kaiserstuhl. Es scheint tatsächlich so, dass die zwar doppelt aber in gleicher Richtung gemessene Linie Ursprung der allgemeinen systematischen Tendenz in der Ostschweiz sein könnte (was jedoch nicht für Lausanne – Olten gilt).
- Über weite Gebiete des westlichen Mittellandes sind die Differenzen erstaunlich klein. Es scheint also, dass die eigentlichen Zwänge in den Gebrauchshöhen LN02 zumindest entlang den LN-Linien ein bescheideneres Mass annehmen, als dies aufgrund der Herkunft und Entstehung der ursprünglichen Messungen zu erwarten wäre.
- Obwohl die NdP-Messungen mit Holzlatten ausgeführt wurden, lässt sich ein eigentlicher Höhenmassstabsfehler aufgrund der vorliegenden Untersuchung nicht nachweisen. Die Verteilung der Abweichungen gegenüber ihrer Höhenlage zeigt keine Korrelationen (vgl. Abb. 12.3-6 links). Dazu hätten für die Berechnung der Gebrauchshöhen auch Zwangspunkte auf den Pässen eingeführt werden müssen, was nur ausnahmsweise der Fall war. Oft wurden gerade diese Höhen mit dem Versicherungsnivellement oder später mit den LN-Messungen neu festgelegt.

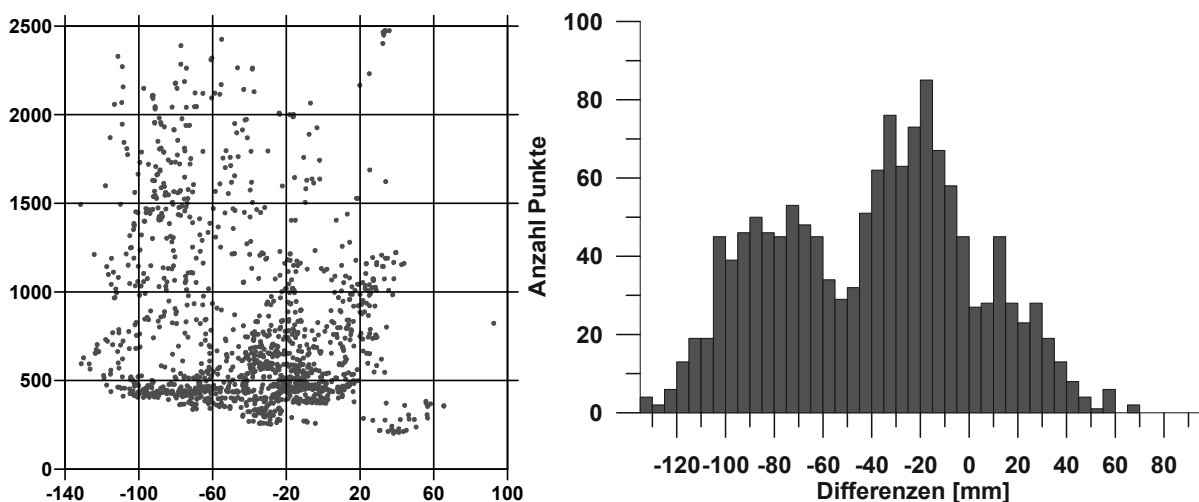


Abbildung 12.3-6: Differenzen der Lösung *LNVI878* – LN02:

links: Gegenüberstellung der Höhen [m] und Differenzen [mm];
rechts: Histogramm mit der Häufigkeitsverteilung [mm]

Abb. 12.3-5 zeigt also die effektiven, von den rezenten Hebungen unbeeinflussten Netzverzerrungen des NdP resp. der Gebrauchshöhen LN02. Die Frage, welchen Einfluss die rezenten Hebungen seit

1878 bis zum heutigen Tage⁷⁶ auf die tatsächlichen Höhen bewirken, lässt sich relativ einfach beantworten, indem wir die Differenzen zwischen den beiden kinematischen Lösungen *LNIV95* und *LNIV1878* bilden.

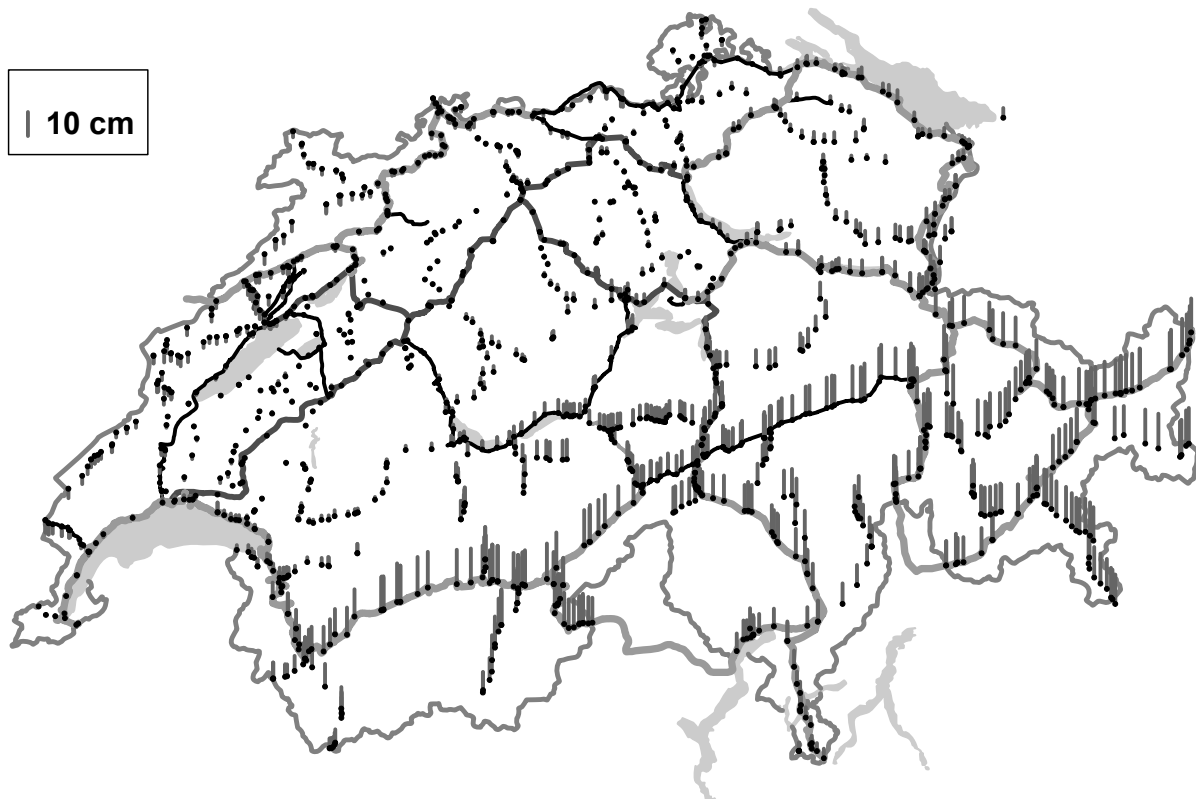


Abbildung 12.3-7: Differenzen *LNIV95* – *LNIV1878*; oder welche Höhenänderung die rezenten Vertikalbewegungen in der Schweiz tatsächlich bewirken würden.

Der Einfluss der rezenten Hebungen seit 1878 bewirkt also Höhenänderungen von -5 cm bis $+16$ cm. Addiert man die Differenzen in Abb. 12.3-5 und Abb. 12.3-7, so erhält man exakt den Vergleich in Abb. 12.3-1, mit welchem wir unseren Diagnose-Ausflug zu Beginn des Kapitels 12.3 zum ersten schweizerischen Präzisionsnivellement gestartet haben.

12.3.6 Fazit zu den Zwängen in LN02 und im Nivellement de Précision

- Mit einer Neuberechnung des Netzes mit neueren, gemessenen Daten lässt sich feststellen, dass die Verzerrungen im LN02 und somit im Nivellement de Précision -13 cm bis $+9$ cm betragen.
- Eine Höhenabhängigkeit der Differenzen lässt sich nicht nachweisen.
- Die rezenten Hebungen seit 1878 würden Höhenänderungen von -5 cm bis $+16$ cm bewirken.

⁷⁶ Stillschweigend entspricht der "heutige Tag" einem kalten Januartag im Jahre 1993 (Definition des Höhenrahmens LHN95).

12.4 Analyse der Differenzen unter den strengen Höhenarten und zu LN02

Da es nicht mehr zeitgemäss ist, auf Landesvermessungsstufe reine Nivellementnetze auszugleichen (dazu wurden ja die orthometrischen Höhen LHN95 berechnet), wenden wir uns nach dem kleinen Diagnose-Abstecher wieder den strengen Höhenarten zu. Quasi als Vorbereitung für die eigentliche Transformation analysieren wir die Differenzen unter den strengen Höhenarten und zwischen den Höhen LN02. Gilt es doch, aus den vorhandenen Daten Algorithmen und Flächen zu ermitteln, welche uns erlauben, entlang und zwischen den LHN-Schleifen möglichst gut zwischen LHN95 und LN02 zu transformieren.

12.4.1 Der Unterschied unter den strengen Höhenarten

Ausgehend von den geopotentiellen Koten ist der Unterschied zwischen den strengen Höhenarten mit den Formeln aus Kapitel 2 streng berechenbar. Es ist natürlich von Interesse, diese Differenzen zumindest grafisch darzustellen und die Beziehungen für eine Transformation aufzuzeigen. Dies auch als Einstimmung hinsichtlich der Diskussion, welche Höhenart wohl am besten an die schweizerischen Verhältnisse angepasst ist. Die Unterschiede zu den orthometrischen Höhen sind jeweils so gelagert, dass immer von denselben Potentialwerten (C-Werte für LHN95) ausgegangen wird. Es gibt somit keinen definierten Ausgangspunkt mit Differenz $\neq 0$.

a) orthometrische Höhen LHN95 – dynamische Höhen

Obwohl dynamische Höhen wegen Ihrer scheinbaren Bedeutungslosigkeit geradezu verpönt sind, ist der Unterschied zu den orthometrischen Höhen, welche die wahre Länge der Lotlinie verkörpern, trotzdem von Interesse. Die Differenzen zeigen nämlich, wie die Äquipotentialflächen⁷⁷ von den Flächen gleicher Lotlinienlänge abweichen (s. Abb. 12.4-1). Nebst einem geringen Trend in Nord-Süd-Richtung dominiert die nahezu lineare Höhenabhängigkeit.

Dynamische Höhen sind mit zunehmender Höhe betragsmässig kleiner als die orthometrischen Höhen (s. Abb. 12.4-3). Die Extremwerte entlang den LHN-Linien betragen +116 cm und -6.6 cm. Auf den höchstgelegenen Gipfeln wäre der Unterschied nahezu 2 m. Diesen Betrag nehmen wir gegenüber einem "Arbeits-Höhensystem" in Kauf.

Die strenge Transformation zwischen den beiden Höhenarten lässt sich aus den Formeln 2.3-4 und 2.3-9 herleiten und lautet:

$$H - H^D = C \cdot \left(\frac{1}{\bar{g}} - \frac{1}{g^{45^\circ}} \right) = \frac{C}{\bar{g} \cdot g^{45^\circ}} \cdot (g^{45^\circ} - \bar{g}) = \frac{H^D}{\bar{g}} \cdot (g^{45^\circ} - \bar{g}) \quad (12.4-1)$$

⁷⁷ Punkte mit gleichen dynamischen Höhen befinden sich auf einer Äquipotentialfläche und sind daher für hydrologische Betrachtungen von Interesse (s. Kapitel 2.3.3).

Ist beispielsweise die dynamische Höhe gesucht, so darf man auf der rechten Seite der Gleichung 12.4-1 H^D durch die gegebene orthometrische Höhe ersetzen. Zudem genügt es völlig, die mittlere Schwere im Nenner durch einen konstanten Wert von $g = 0.986 \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$ zu ersetzen. Man begeht im vorliegenden Testdatensatz einen maximalen Fehler von 1/10 mm.

Zwar nicht streng, aber in guter Näherung lautet die Formel deshalb:

$$H - H^D \cong \frac{H^{\text{geb.}}}{g} \cdot \left(g_{\text{norm}}^{45^\circ} - \bar{g} \right) \quad (12.4-2)$$

b) orthometrische Höhen LHN95 – Normalhöhen

Eine aufschlussreichere Betrachtung liefern die Abweichungen der Normalhöhen von den orthometrischen Höhen. Bei der Einführung strenger Höhen stellt sich für ein Landesvermessungsamt heutzutage oft nur die Frage, für welche der beiden Höhenarten man sich entscheiden soll.

Es zeigt sich ein Differenzenbild, welches demjenigen gegenüber den dynamischen Höhen sehr ähnlich ist (s. Abb. 12.4-2). Allerdings ist ein Nord-Süd-Trend kaum mehr ersichtlich. Dieser Effekt wird durch die mittleren Normalschweren, welche die Abplattung eines Normalellipsoids berücksichtigen, nun eliminiert. Zudem sind die Differenzbeträge wesentlich kleiner geworden. Die maximalen Werte (entlang den Linien des LHN) liegen bei +48 cm, die Minimalen bei +7 mm. Negative Differenzen treten demzufolge nicht auf.

Es bleibt die strenge Korrelation mit den Höhen (s. Abb. 12.4-4). Allerdings äussert sich diese nicht in einer rein mathematischen Trendfunktion. Schon in Abb. 12.4-3 war ersichtlich, dass mehrere, nahezu lineare Spuren vorliegen. Die deutlich erkennbare linke (steilere) Spur in Abb. 12.4-4 repräsentiert beispielsweise die andersartige Höhenabhängigkeit im Jura (der einzelne Punkt auf 1600 m Meereshöhe ist der LV95-Punkt Chasseral). Sie unterscheidet sich deutlich von den Spuren, welche aus dem Alpenraum stammen. Der mittlere Trend der Höhenabhängigkeit (Gradient) beträgt beachtliche $0.22 \text{ mm}\cdot\text{m}^{-1}$ resp. 11 cm pro 500m.

Analog der Formel 12.4-2 kann für die strenge Beziehung zwischen den orthometrischen und den Normalhöhen festgehalten werden:

$$H - H^N = \zeta - N = H \frac{\bar{g} - \bar{g}_{\text{norm}}}{\bar{g}_{\text{norm}}} \cong \frac{H^{\text{geb.}}}{g} \cdot \left(\bar{g}_{\text{norm}} - \bar{g} \right) \quad (12.4-3)$$

Dass die Differenzen ebenfalls dem Unterschied zwischen Höhenanomalie ζ und Geoidundulation N entsprechen, ergibt sich aus der Formel 2.2-4.

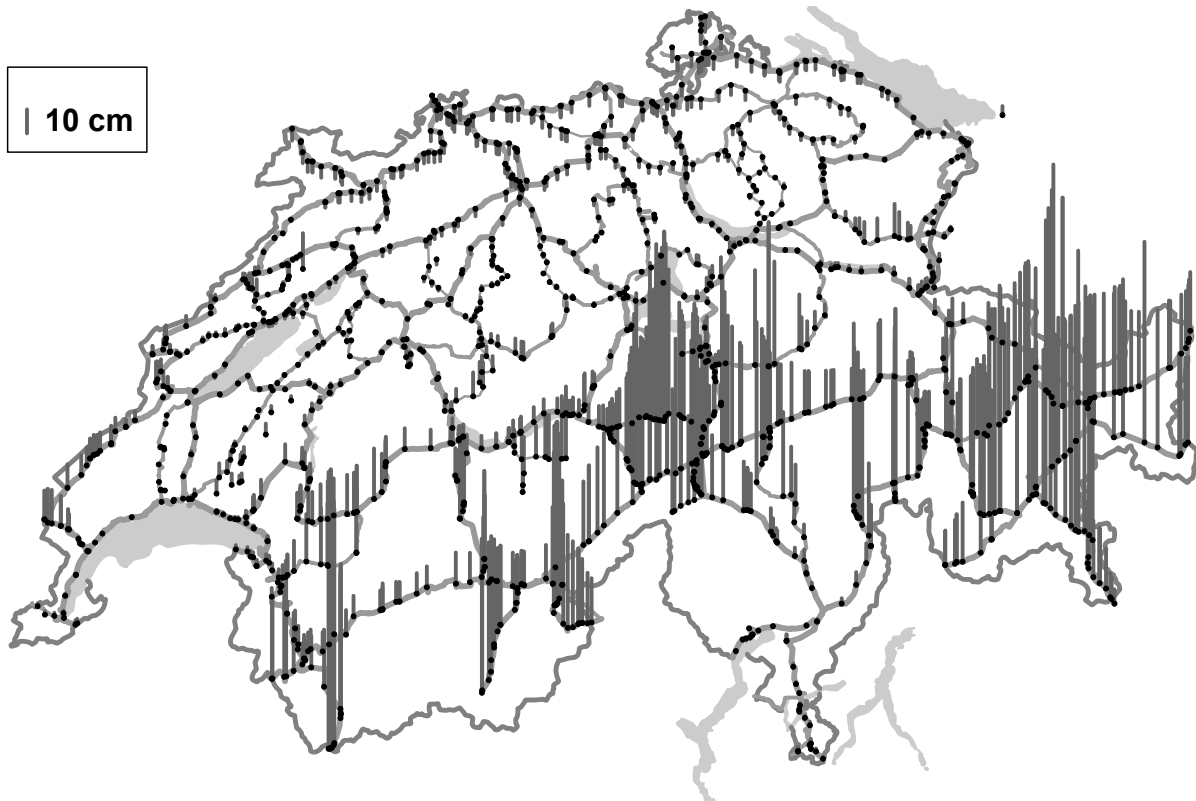


Abbildung 12.4-1: Unterschied zwischen orthometrischen (LHN95) und dynamischen Höhen.

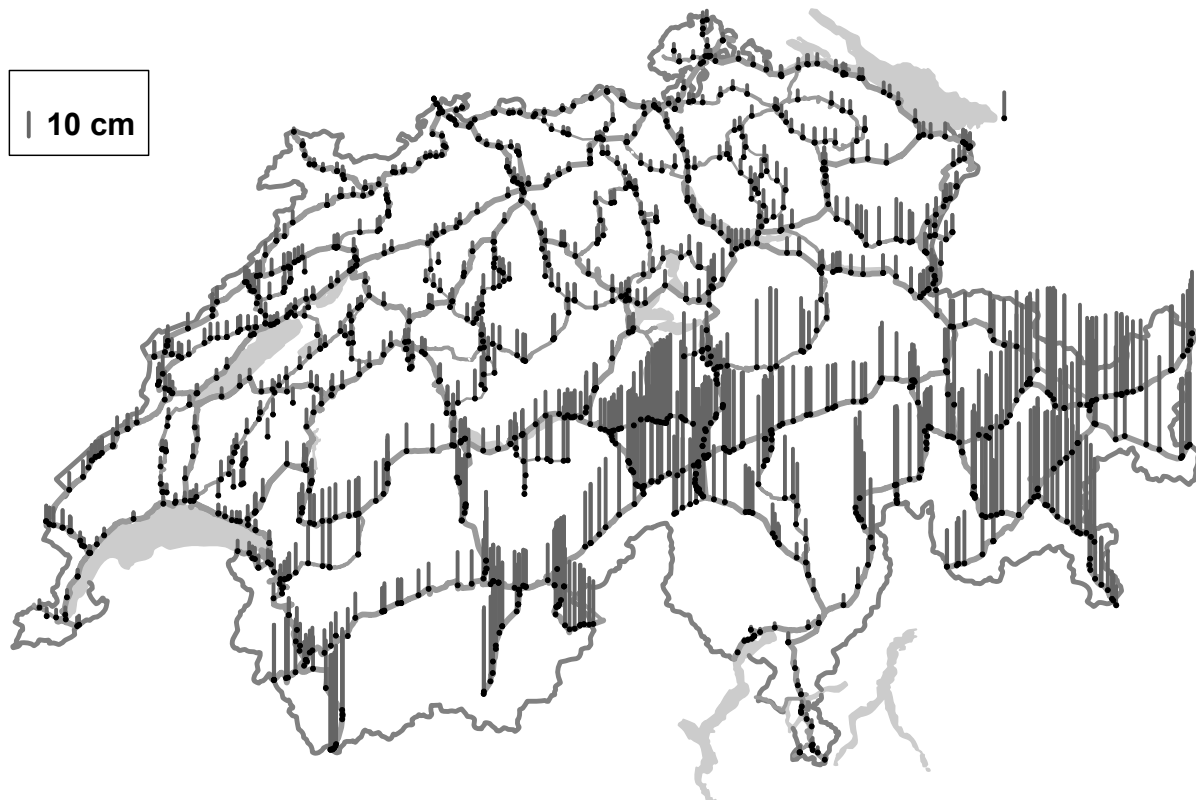


Abbildung 12.4-2: Unterschied zwischen den orthometrischen (LHN95) und den Normalhöhen.

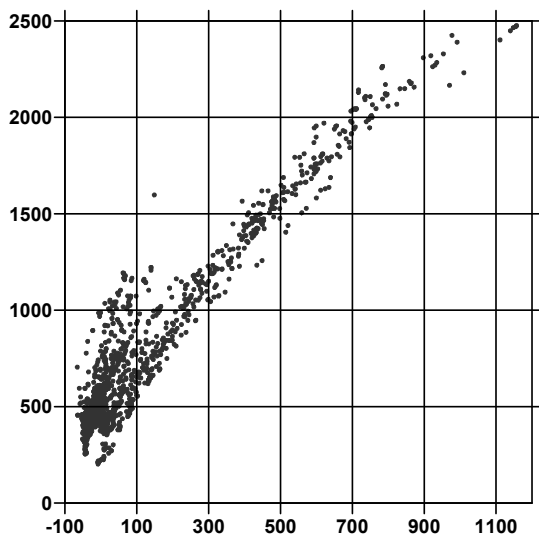


Abbildung 12.4-3: LHN95 – dynamische H.:
Höhen [m] gegenüber Differenzen [mm]

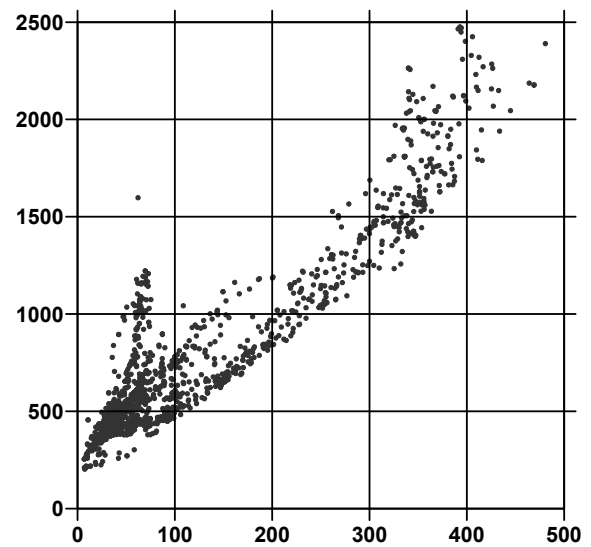


Abbildung 12.4-4: LHN95 – Normalhöhen:
Höhen [m] gegenüber Differenzen [mm]



Abbildung 12.4-5: Unterschied zwischen den orthometrischen Höhen LHN95 und den Helmert'schen orthometrischen Höhen.

c) orthometrische Höhen LHN95 – Helmert'sche orthometrische Höhen

Der Vollständigkeit halber bemühen wir uns auch um die Abweichungen zu den Helmert'schen orthometrischen Höhen, welche zumindest in flacheren Gebieten eine ausgezeichnete Annäherung an die 'wahren' (orthometrischen) Höhen sein sollen.

Tatsächlich sind im Gegensatz zu den Normalhöhen diese Abweichungen sehr klein und bewegen sich zwischen -3 cm und +6 cm (Abb. 12.4-5). Man beachte dabei auch den unterschiedlichen Massstab. Der Punkt Chasseral zeigt hier eine sehr grosse Anomalie; sie ist mit der Tatsache begründbar, dass dieser Gipfel in seiner Umgebung alles überragt und die Bouguer-Plattenreduktion hier natürlich wenig Sinn macht.

Zumindest zeigt sich keine lineare Höhenabhängigkeit. Es ist in Abb. 12.4-6 deutlich erkennbar, dass in mittleren Höhenlagen die Helmert'schen Höhen gegenüber den orthometrischen unterkorrigiert und in höheren Lagen leicht überkorrigiert werden. Dies sind die Inkonsistenzen der Helmert'schen Schweren gegenüber den wahren mittleren Schweren entlang der Lotlinie. Je höher ein Punkt gelegen ist, desto mehr macht sich eine Abweichung im Schwerewert bemerkbar.

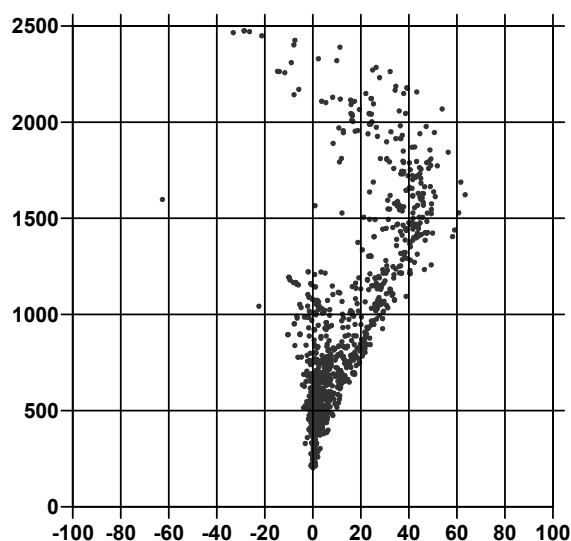


Abbildung 12.4-6: LHN95 – Helmert'sche H.: Höhen [m] gegenüber Differenzen [mm]

12.4.2 Der Unterschied zu den Gebrauchshöhen LN02

a) orthometrische Höhen LHN95 – Gebrauchshöhen LN02 (Spannen)

Eine Übersicht über die Differenzen zwischen LHN95 und LN02 entlang den LN-Linien wurde bereits zu Beginn dieses Kapitels in Abb. 12.1-1 gezeigt. Die Spannen betragen in Genève 0, was eine Folge der praktischen Beibehaltung des Horizontes $RPN = 373.6 \text{ m}$ im neuen Höhennetz LHN95 ist (6.2.2.3). Im neuen Fundamentalpunkt Zimmerwald Z_0 resultiert eine Differenz von nur -8.6 mm, welche natürlich kleiner ist als die formelle Genauigkeit dieses Betrags. Die grössten Spannen entlang den LHN-Linien befinden sich in den nördlichsten Teilen der Schweiz (Schaffhausen/Thayingen: -18.2 cm) und auf den höchst gelegenen HFP1 des Kantons Wallis (Col du Gd. St-Bernard 2470 m ü. M.: +42.8 cm).

Was noch fehlt, ist die Untersuchung der Höhenabhängigkeit dieser Differenzen. Sie ist in Abb. 12.4-7 dargestellt. Die Korrelation ist zwar sichtbar, aber bedeutend weniger ausgeprägt, da in den Spannen

zusätzlich ein Konglomerat von Vertikalbewegungen und Netzverzerrungen zu Tage tritt. In grossen Höhen scheint der Gradient zudem höher zu sein als im Flachland. Es zeigt sich deutlich, dass mit diesen direkt erzeugten Differenzen keine reine lageabhängige resp. höhenabhängige mathematische Funktion ermittelt oder eine diskrete Übergangsfläche gestaltet werden kann.

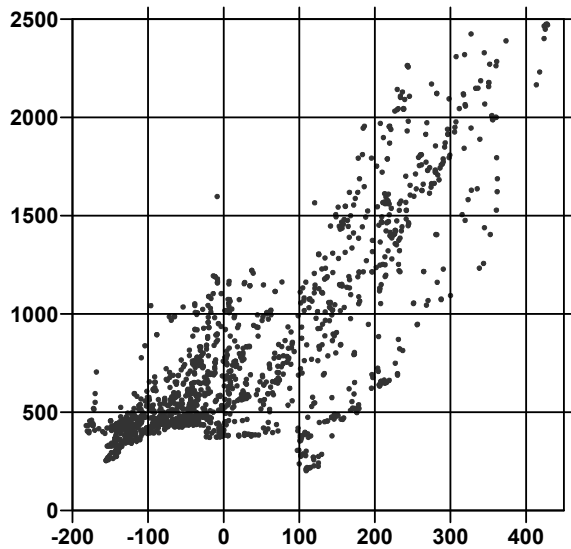


Abbildung 12.4-7: LHN95 – LN02:
Höhen [m] gegenüber Differenzen [mm]

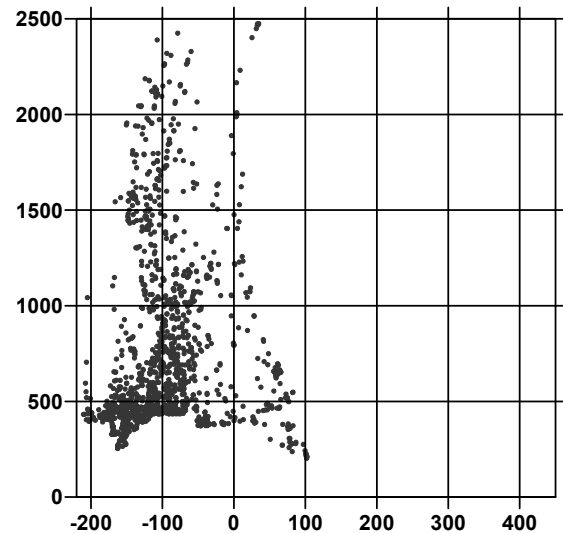


Abbildung 12.4-8: Normalhöhen – LN02:
Höhen [m] gegenüber Differenzen [mm]



Abbildung 12.4-9: Unterschied zwischen den Normalhöhen und den Gebrauchshöhen LN02.

b) Normalhöhen (LHN95) – Gebrauchshöhen LN02

Verbleiben also noch die Differenzen zwischen den Normalhöhen und den Gebrauchshöhen. Abb. 12.4-9 zeigt ein nicht leicht zu interpretierendes Bild. Die Differenzen bewegen sich zwischen -21 cm in den nördlichsten Teilen der Schweiz und +10 cm im mittleren Tessin (Umgebung von Locarno). Grob lässt sich also eine Kippung in Nord-Süd-Richtung erkennen. Dass die negativen Differenzen überwiegen, hängt letztendlich von der Lagerung der Normalhöhen ab. Es gilt auch hier zu beachten, dass die Verzerrungen in LN02 und der Einfluss des kinematischen Modells zu einem leicht heterogenen Bild führen. Trotzdem äussern sich vor allem die lageabhängigen Anteile; die Korrelation mit der Meereshöhe ist praktisch verschwunden (s. Abb. 12.4-8).

Die Spannbreite der Differenzen ist nur noch halb so gross wie beim Vergleich zwischen LHN95 und LN02 (s. Massstab in Abb. 12.4-8). Die Gebrauchshöhen oder Höhen aus reinen Nivellementnetzen im Sinne einer *Höhenart* liegen wesentlich näher bei den Normalhöhen als bei den orthometrischen Höhen.

Die Abweichungen zeigen also im Wesentlichen den Einfluss der Netzverzerrungen und Höhenänderungen, aber teilweise auch den Einfluss des Schwerefeldes, da die Normalhöhen letztendlich auf Potentialen und Normalschweren beruhen.

12.5 Die Realisierung der Transformation LHN95 \Leftrightarrow LN02

Die Ideen und Konzepte zur Realisation der Transformation LHN95 \Leftrightarrow LN02 wurden erstmals in [Marti 2001] und später in [Schlatter und Marti 2002] sowie [Marti 2003] beschrieben. Im Gegensatz zu diesen Vorarbeiten richten sich die nachfolgenden Angaben nach der endgültigen Realisierung. Sie stützen sich auch auf Testdaten, welche auf der definitiven Festlegung von LHN95 basieren.

12.5.1 Der Ansatz zur Transformation

Bevor wir uns der eigentlichen Transformation widmen, lohnt es sich, die Erkenntnisse aus den vorangegangenen Kapiteln kurz zu rekapitulieren. Die Ursachen der Differenzen zwischen LHN95 und LN02 lassen sich auf drei Punkte reduzieren:

- Zwänge in den Gebrauchshöhen LN02 aus der ursprünglichen Bestimmung
- Der Einfluss der rezenten Vertikalbewegungen
- Der Einfluss des Schwerefeldes resp. der Unterschied zwischen den Höhenarten (Gebrauchshöhen / orthometrische Höhen)

Wie wir im Kapitel 12.3 gezeigt haben, lassen sich die ersten beiden Einflüsse (Verzerrungen und Vertikalbewegungen) gar nicht so leicht bestimmen oder gar separieren. Der Unterschied zwischen den Höhenarten ist geprägt durch eine höhenabhängige Komponente (s. 12.4). Diese Einflüsse auseinander zu halten gelingt nur, wenn wir uns der Normalhöhen bedienen. Während der Unterschied zwischen den Normalhöhen und den orthometrischen Höhen eine relativ strenge Höhenabhängigkeit zeigt (s. Abb. 12.4-4), welche frei vom Einfluss der Netzverzerrungen und der Höhenänderungen ist, verbleibt beim Unterschied zwischen den Normalhöhen und den Gebrauchshöhen hauptsächlich eine reine Lageabhängigkeit der letztgenannten Einflüssen (s. Abb. 12.4-9). Diesen Eigenschaften wollen wir uns nun bei der Suche nach einem Ansatz für eine möglichst einfache Transformation bedienen.

Bei der Entwicklung einer Methode für den Übergang LHN95 \Leftrightarrow LN02 wurde darauf verzichtet, die Differenzen den einzelnen mess- und auswertetechnischen sowie mathematischen und physikalischen Ursachen streng zuzuordnen. Es hat sich gezeigt, dass die Differenzen durch einen Anteil f , welcher nur von der Lage des Punktes abhängig ist und durch einen Anteil g , welcher von der Lage *und* der Höhe abhängig ist, genügend gut modelliert werden können:

$$H_{LHN95} - H_{LN02} = (H_{Norm} - H_{LN02}) + (H_{LHN95} - H_{Norm}) = f(y, x) + g(y, x, H) \quad (12.5-1)$$

Der lageabhängige Teil beinhaltet also den Unterschied zwischen Normalhöhen und Gebrauchshöhen, der höhenabhängige Teil den Unterschied zwischen orthometrischen und Normalhöhen.

12.5.2 Der lageabhängige Anteil $f_{Norm-LN02}$

Aus dem vorhandenen Datensatz (s. Kapitel 12.2) lässt sich die Funktion $f(y, x)$ in Form eines regelmässigen 1-km-Gitters rechnen. Der gewählte Interpolationsalgorithmus ist das *minimum curvature* – Verfahren, welches im Gegensatz zu anderen Methoden in den stützpunktfreien Gebieten einen wesentlich ruhigeren Verlauf zeigt. Wie wir in Abb. 12.4-9 gesehen haben, muss eine Korrekturfläche resultieren, welche auch innerhalb den Schleifen des LHN keine überraschenden Abweichungen zeigt.

Die Fläche, welche mit dem *minimum curvature* - Verfahren generiert wird, gleicht einer dünnen, linear-elastischen Platte, welche mit einem möglichst geringen Biegungsbetrag durch die Stützpunkte gelegt wird. *minimum curvature* erzeugt also eine optimal geglättete und den Stützpunkten gut angepasste Fläche. Das Verfahren ist aber streng genommen kein exakter Interpolator, d. h. in den Stützpunkten resultieren nicht exakt die vorgegebenen Werte [Surfer 2002].

Die Voreinstellung beim Programm *Surfer*[®] wurde so gewählt, dass die Abweichungen auf den Stützpunkten nicht mehr als 3/10 mm betragen dürfen. Der resultierende 1km-Raster (s. Abb. 12.5-1) ist eine der Ausgangsdateien für das Programm *HTRANS*, welche den Benutzern zur Verfügung gestellt wird (s. Kapitel 12.6).

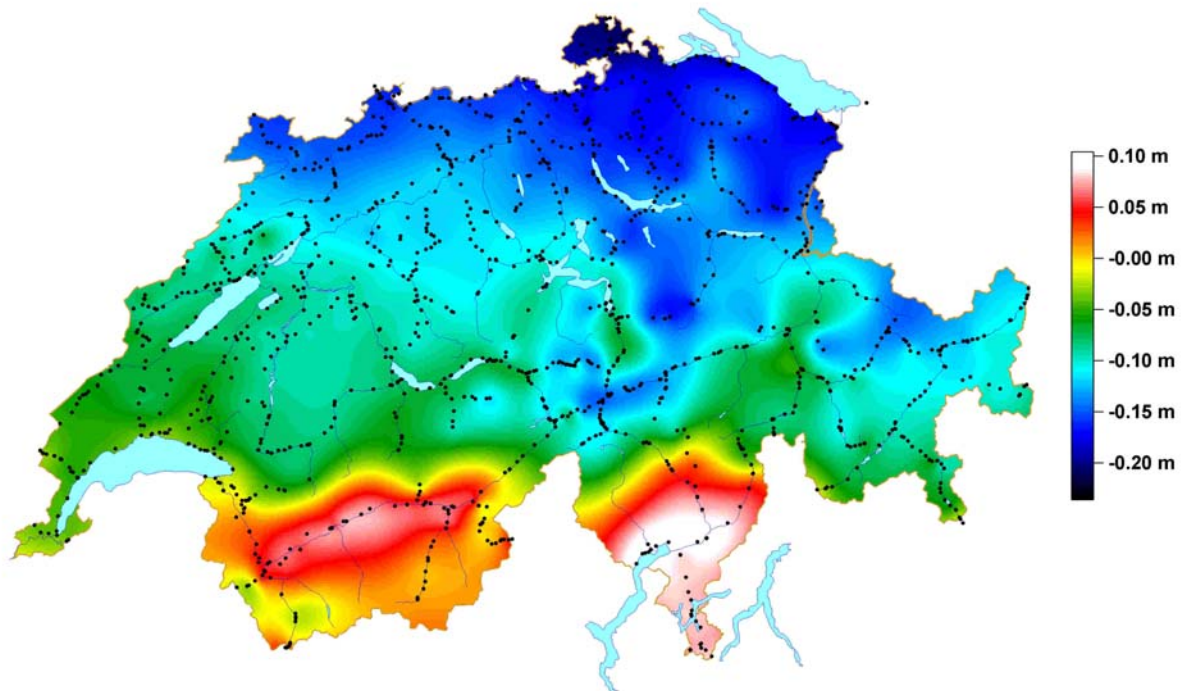


Abbildung 12.5-1: Lageabhängiger Anteil $f(y,x)$ aus der Interpolation der Differenzen zwischen Normalhöhen und LN02 mit verwendeten Stützpunkten

12.5.3 Der höhenabhängige Anteil $g_{LHN95-Norm}$

Wesentlich schwieriger ist die Bildung eines Gitters für den höhenabhängigen Anteil, welcher auf den Unterschieden zwischen den orthometrischen Höhen und den Normalhöhen beruhen soll. Gemäss Abb. 12.4-4 könnte für einen Grossteil der Punkte fast ein linearer Ansatz für die Beziehung zwischen Meereshöhe und den Differenzen (orthometrisch - normal) angesetzt werden. Der mittlere Gradient beträgt ca. 10 cm pro 500 m Höhenunterschied. Man bemerkt aber sofort, dass dieser sehr vereinfachte Ansatz keine vernünftige Approximation darstellt. Der lokale Gradient im Jura nimmt bspw. einen Betrag von nur 5 cm pro 1000 m Höhenunterschied an (Abb. 12.4-4, ganz links).

Die lokalen Abweichungen von einem globalen Höhenmassstab könnten nun gebietsweise geschätzt werden und für die Interpolation verwendet werden. Dies hätte aber den grossen Nachteil, dass die Stützpunkte im Mittelland nur verhältnismässig geringe Höhenunterschiede aufweisen und ein geschätzter Gradient mit einer grossen Unsicherheit behaftet wäre. Zudem gibt es grosse stützpunktfreie Gebiete, in welchen keine sinnvolle Bestimmung eines Vertikalgradienten möglich wäre. Deshalb muss für die Bestimmung dieser Gradienten ein anderes Verfahren gewählt werden.

Wie bereits in Formel 12.4-3 streng umschrieben, hängt der Unterschied zwischen orthometrischer- und Normalhöhe direkt von der Differenz zwischen mittlerer Normalschwere und der effektiven mittleren Schwere entlang der Lotlinie ab und wächst linear mit der Meereshöhe:

$$H - H^N = H \cdot \frac{\bar{g} - \bar{g}_{norm}}{\bar{g}_{norm}} \quad (12.4-3)$$

Eigentlich müsste also zur Interpolation die Differenz zwischen mittlerer Schwere in der Lotlinie und mittlerer Normalschwere verwendet oder jeweils streng berechnet werden. Diese zweite Möglichkeit ist sehr aufwändig und für ein möglichst einfaches Transformationsprogramm nicht geeignet. Da die Differenzen sehr stark mit der Topographie korreliert sind (s. Abb. 12.5-2), würde auch eine Interpolation der mittleren Schwere in einem 1-km-Raster nicht genügen. Die Gitterauflösung müsste um ein Mehrfaches erhöht werden.

Als geeignete Näherung bieten sich die Bouguer-Anomalien (Δg_{Boug}) an. Sie lassen sich in einem 1-km-Gitter mit genügender Genauigkeit von $\pm 2 - 3$ mgal interpolieren. Zur Generierung dieses Gitters steht der umfangreiche Datensatz der SGPK (gravimetrischer Atlas der Schweiz) zur Verfügung. Unter der Annahme, dass die Schwereanomalien nur durch die Topografie-Reduktion und die Bouguer-Plattenwirkung beschrieben werden, entspricht die Differenz $\bar{g} - \bar{g}_{norm}$ der Bouguer-Anomalie Δg_{Boug} . Die Bouguer-Anomalien zeigen in etwa denselben Grobverlauf wie die exakten Differenzen, enthalten jedoch die hochfrequenten Anteile nicht (vgl. Abb. 12.5-2 und 12.5-3). Der Trend in den Bouguer-Anomalien in der Schweiz ist vor allem eine Folge der unterschiedlichen Mächtigkeit der Erdkruste und der Ivreazone.

Die Näherung für den höhenabhängigen Anteil lautet somit:

$$(H - H^N)[mm] \cong -\Delta g_{Boug}[mgal] \cdot H[km] \quad (12.5-2)$$

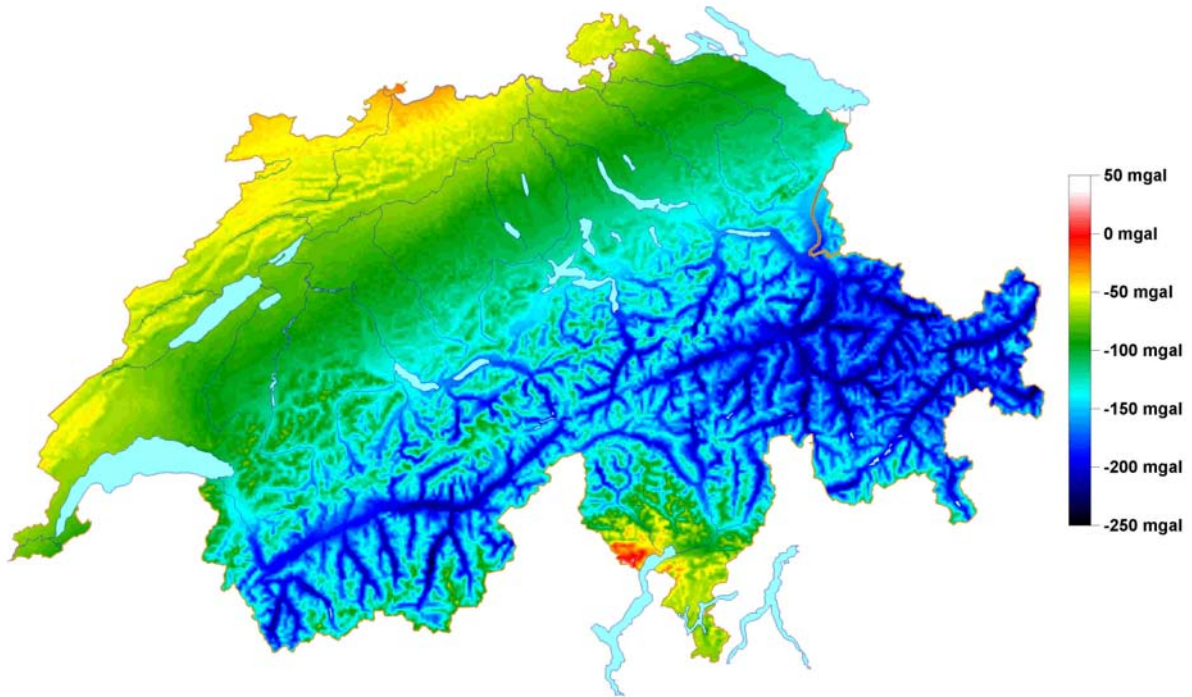


Abbildung 12.5-2: Differenz zwischen mittlerer Schwere in der Lotlinie und mittlerer Normalschwere $\bar{g} - \bar{g}_{norm}$ [mgal]

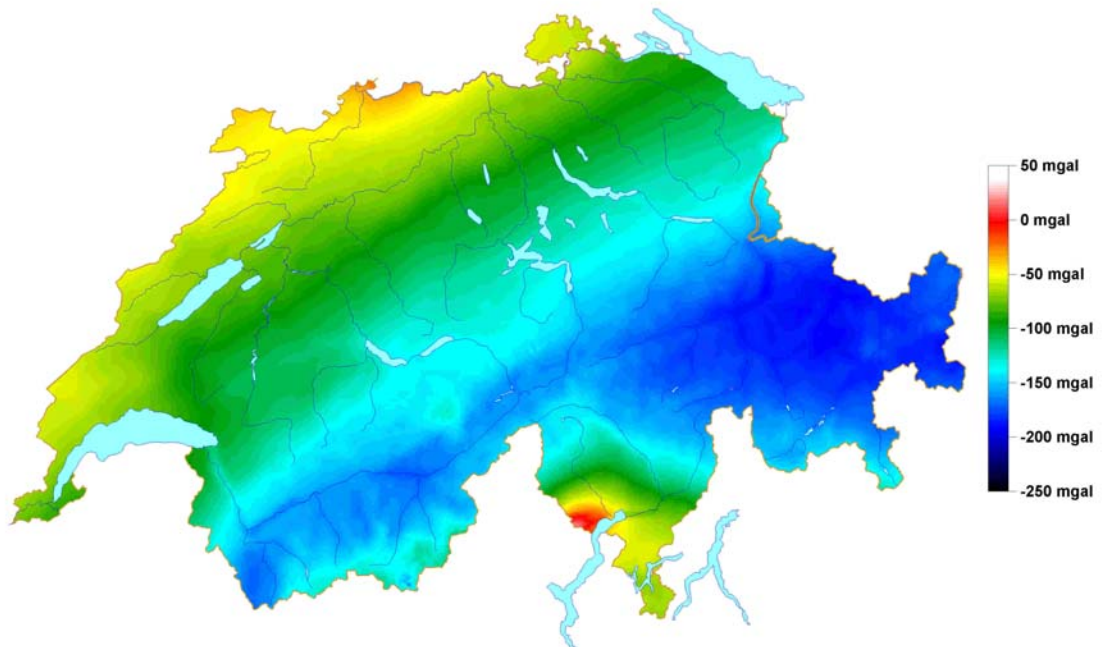


Abbildung 12.5-3: Bouguer-Anomalien Δg_{Boug} [mgal]

Man kann also die Differenz zwischen den orthometrischen Höhen und den Normalhöhen präzisieren, indem man die Bouguer-Anomalie aus der horizontalen Punktposition interpoliert und diese anschlies-

send mit der Meereshöhe multipliziert. Vernachlässigt werden in dieser Näherung hauptsächlich die Einflüsse aller bekannten Störmodelle, welche zur Berechnung der orthometrischen Höhen eingeführt wurden (s. 9.5). Wiederum ist es nur von untergeordneter Bedeutung, welche Höhe (LN02 oder LHN95) dazu eingesetzt wird, dadurch entstehen Abweichungen einzig im Sub-Millimeterbereich.

Die Unterschiede zwischen den Differenzen in Abb. 12.5-2 und 12.5-3, auch wenn sie lokal sehr ausgeprägt erscheinen, haben auf die eigentliche Berechnung der orthometrischen Höhen einen relativ geringen Einfluss. Auf den 1431 Stützpunkten kann der Unterschied zwischen genäherter und strenger Berechnungsart genau analysiert werden. Im grössten Teil des Mittellandes und des Juras sind die Unterschiede kleiner als 1 cm (s. Abb. 12.5-4). In den hochgelegenen Alpentälern (v. a. im Mattertal) können negative Differenzen bis zu -13 cm auftreten.

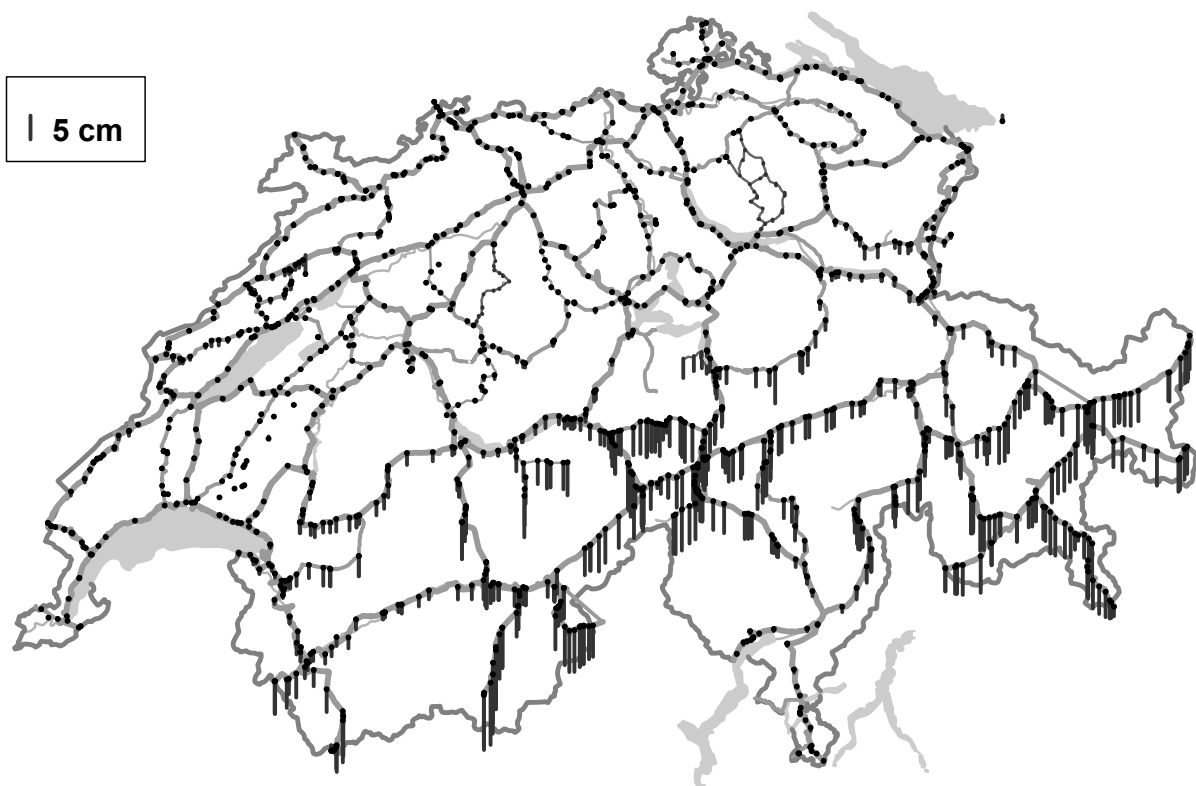


Abbildung 12.5-4: Differenzen des Unterschiedes 'orthometrische Höhen minus Normalhöhen' zwischen strenger und genäherter Berechnung mit den Bouguer-Anomalien auf den Stützpunkten des Landeshöhenetzes

In Abb. 12.5-4 und 12.5-5 zeigt sich, dass der höhenabhängige Anteil im Wesentlichen mit den Bouguer-Anomalien modelliert werden kann. Grössere Abweichungen treten vor allem noch im Alpenraum, insbesondere im Bereich der grossen Massive (Berner Alpen, Walliser Alpen) und in den Walliser Seitentälern auf.

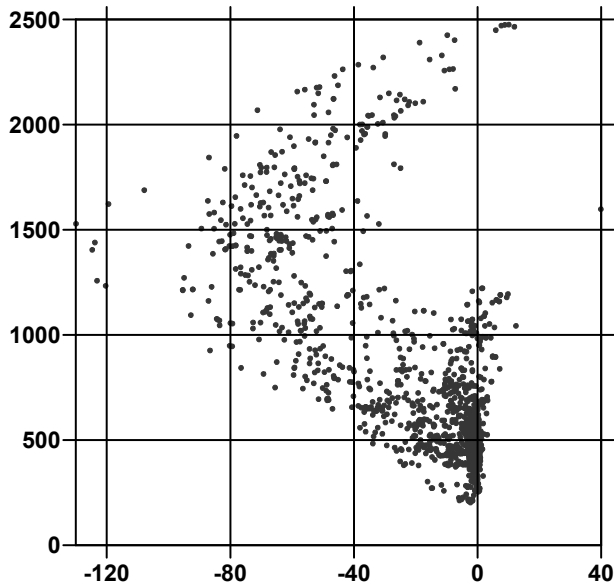


Abbildung 12.5-5: Orthometrische Höhen minus Normalhöhen; strenge Berechnung – Näherung aus Bouguer-Anomalien (Höhen [m] gegenüber Differenzen [mm])

In flachen Gebieten geben beide Methoden praktisch identische Resultate, auch wenn $\bar{g} - \bar{g}_{norm}$ aus einem Gitter interpoliert wird; im Gebirge und in den Alpentälern ist die stark höhenabhängige Differenz $\bar{g} - \bar{g}_{norm}$ nur näherungsweise resp. mit einem Qualitätsverlust in einer Fläche⁷⁸ (z.B. 1-km-Gitter) darstellbar. Für die Transformation zwischen LN02 und LHN95 ist nun aber gerade entscheidend, dass wegen dieser Einschränkung die Nachbarschaftsgenauigkeit zwischen den Punkten zerstört werden kann, wenn mit einer Näherungsfläche aufgrund der exakten Formeln gerechnet wird. Daher ist es sicherlich vorteilhaft, mit den Bouguer-Anomalien zu arbeiten, auch wenn dadurch auf den Berggipfeln einige Ungenauigkeiten in Kauf genommen werden müssen.

Der verbleibende Rest zwischen strenger und genäherter Methode auf den Stützpunkten wird in einem Korrekturanteil als zusätzlicher lageabhängiger Anteil $f_{Rest}(y,x)$ mit dem *minimum curvature* – Verfahren modelliert (s. Abb. 12.5-6). Im Mittelland und im Jura sind diese Korrekturen praktisch 0, einzige Ausnahme bildet der Chasseral (einziger Stützpunkt auf einem der höchsten Jura-Gipfel). In den Alpen sind die Restresiduen meist kleiner als 5 cm. Eine Ausnahme bildet das Mattertal mit Abweichungen von etwas mehr als 10 cm.

⁷⁸ Je höher die Auflösung eines Gitters der Abbildung $\bar{g} - \bar{g}_{norm}$ gewählt wird, desto besser gelingt eine Interpolation. Dies widerspricht allerdings der Forderung nach einer möglichst einfachen Transformation.

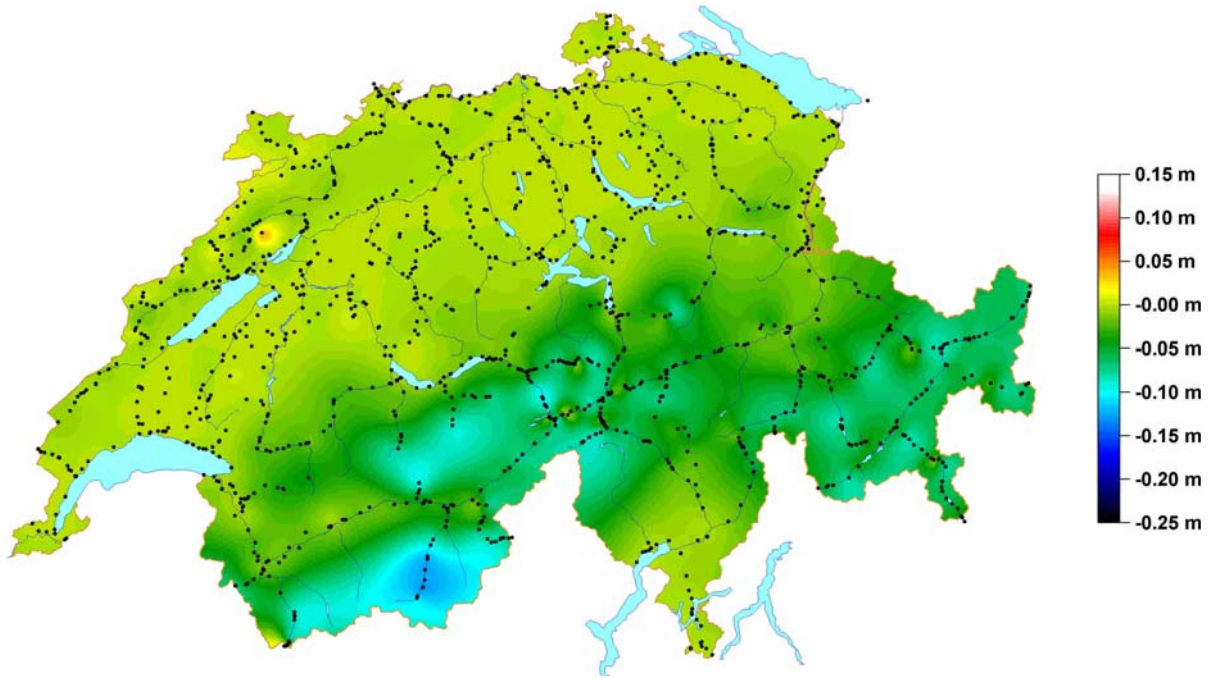


Abbildung 12.5-6: Korrekturanteil f_{Rest} : Interpolation der Restfläche zwischen strenger und genäher-ten Berechnungsart aus Bouguer-Anomalien.

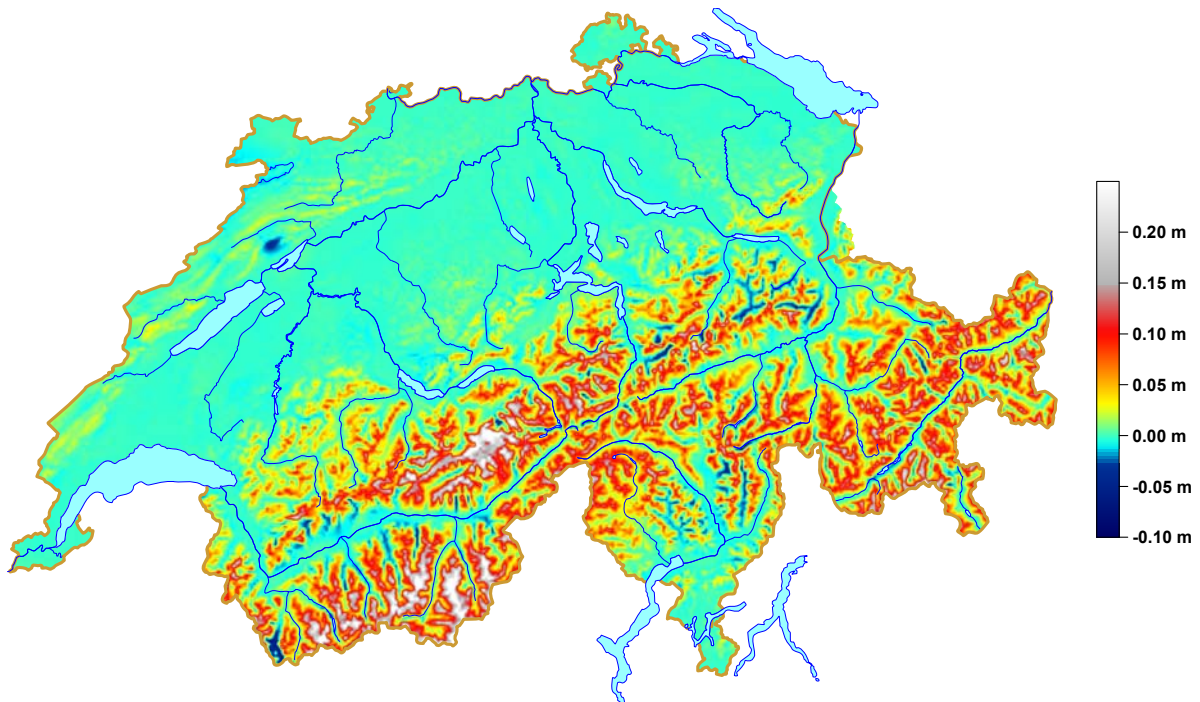


Abbildung 12.5-7: Restbeträge, welche nach der Modellierung der Höhenabhängigkeit durch die Bouguer-Anomalien und die Korrekturfläche f_{Rest} gegenüber einer strengen Lösung verbleiben.

Die Modellierung dieser Resthöhenabhängigkeit weist den Nachteil auf, dass sie auf der Information der Stützpunkte beruht. Was geschieht zwischen den LHN-Linien? Um zu dieser Information zu gelangen, verwenden wir ein 1km-Höhengitter, bilden darin die Differenz zwischen dem strengen Höheneinfluss (Abb. 12.5-2) und der Näherung mit den Bouguer-Anomalien (Abb. 12.5-3) und

subtrahieren davon den Korrekturanteil f_{Rest} (s. Abb. 12.5-6). Es verbleibt quasi der nicht berücksichtigte Resthöhen Einfluss (s. Abb. 12.5-7).

Deutlich zeigt sich nun, dass die Höhenabhängigkeit im Mittelland und überall dort, wo die LHN-Linien verlaufen, auch entlang den Alpenpässen, optimal modelliert ist. Auf den höchsten Gipfeln des Juras sind leichte Abweichungen von max. 3 cm ersichtlich. Einzige Ausnahme ist hier wiederum der Stützpunkt Chasseral, welcher durch seine spezielle Lage (Stützpunkt auf der lokal höchsten Jura-Erhebung) zu einer leichten Überkompensation führt (blauer Fleck nord-westlich des Bieler-Sees in Abb. 12.5-7). Im Alpenraum erweist sich, dass die Sohlen der Haupttäler (unabhängig von der Höhenlage) richtig modelliert sind. Sobald man sich aber in Richtung der dazwischen liegenden Gebirgsmassive bewegt, resultieren Abweichungen von einigen cm bis maximal 2 dm auf den höchsten Gipfeln. Diese Vernachlässigung der Höhenabhängigkeit ist zwar unschön; der Qualitätsverlust entsteht aber hauptsächlich dort, wo exakte LN02-Höhen kaum gefragt sind resp. die originäre Bestimmungsgenauigkeit in LN02 bedeutend schlechter ist, als entlang des Landesnivellements.

Trägt man diese Restbeträge der Gitterpunkte in Abhängigkeit der Höhe auf, so entsteht die Abb. 12.5-8. Bis auf die Höhe von ca. 1'500 m liegen die Abweichungen nahe bei 0. Es zeigt sich allerdings, dass ab dieser Höhe eine weitere systematische Höhenabhängigkeit mitmodelliert werden müsste, welche jedoch einen grossen Streubereich aufweist. Die Tatsache, dass diese Werte nur aus einem zufälligen Gitter abgeleitet werden konnten und nicht auf realen Messungen beruhen, führte dazu, diesen Schritt zu unterlassen.

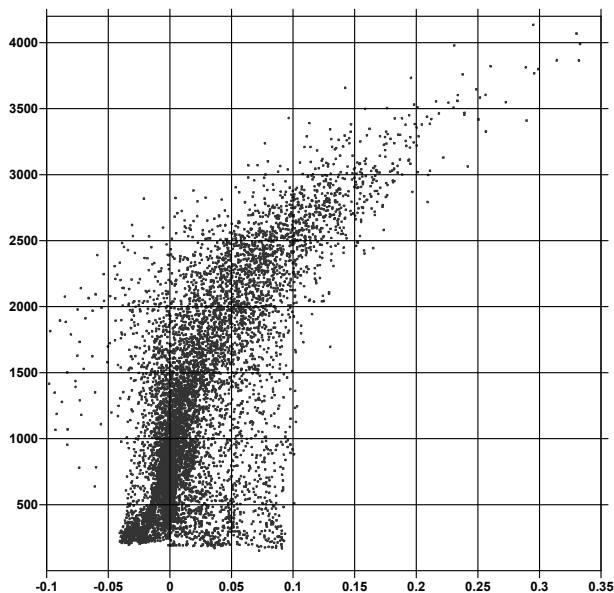


Abbildung 12.5-8: Restbeträge [m] aus 12.5-7 in Abhängigkeit der Höhenlage [m] der Gitterpunkte.

Der gesamte Anteil der nun interpolierten Abweichungen zwischen orthometrischen und Normalhöhen ist in Abb. 12.5-9 ersichtlich. Er entspricht exakt dem Unterschied zwischen den Höhenanomalien und den Geoidundulationen.

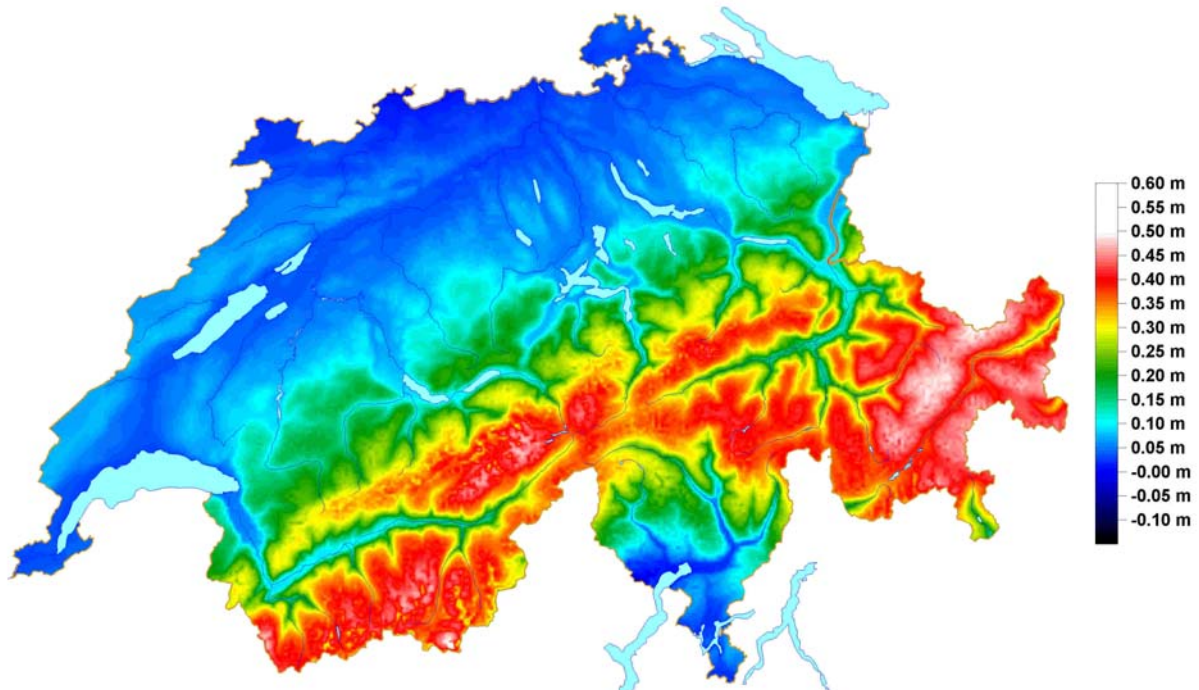


Abbildung 12.5-9: Total des höhenabhängigen Anteils aus den beiden Interpolationsflächen $-\Delta g_{Boug} \cdot H$ und f_{Rest} als Differenz zwischen orthometrischer Höhe und Normalhöhe resp. Höhenanomalie und Geoidundulation (resp. Geoid minus Quasigeoid).

12.5.4 Zusammenfassung des Überganges und die Umkehrbarkeit der Interpolation

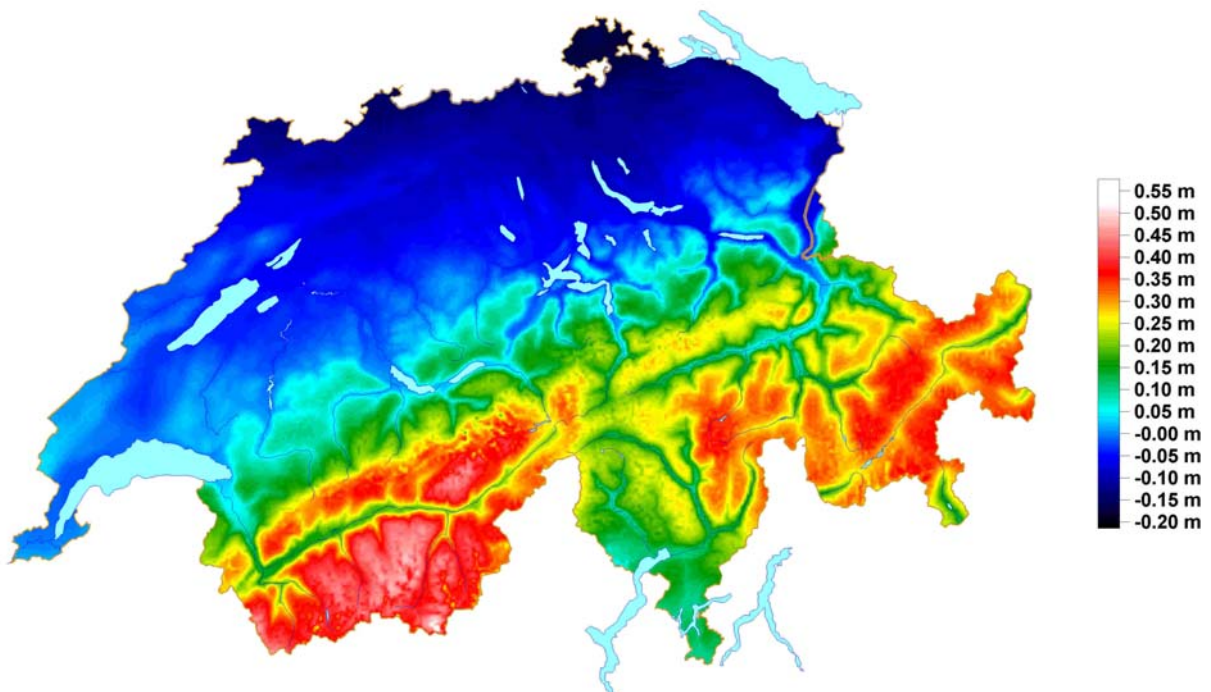


Abbildung 12.5-10: Übersicht über die Spannen resp. die Gesamtdifferenz zwischen LHN95 und LN02

12.5.4.1 Zusammenfassung

Die vollständige Transformation mit den insgesamt drei Interpolationsflächen sieht nun folgendermaßen aus:

$$H_{LHN95} = H_{LN02} + f_{Norm-LN02}(y, x) + f_{rest}(y, x) - \Delta g_{Boug}(y, x) \cdot H \quad (12.5-3)$$

Die Abbildung 12.5-10 zeigt diese gerechneten Unterschiede als Fläche über die gesamte Schweiz.

Der lageabhängige Anteil $f_{Norm-LN02}(y, x)$ enthält die Unterschiede zwischen Gebrauchshöhen und den Normalhöhen. Neben den systembedingten Abweichungen aufgrund des (Normal-)Schwerefeldes sind hier auch die Netzverzerrungen von LN02 und der Einfluss der rezenten Vertikalbewegungen berücksichtigt. Die genügende Auflösung in Form eines 1-km-Gitters wurde aus 1431 repräsentativ verteilten Stützpunkten des LHN berechnet.

Die höhenabhängige Funktion kann genähert als Produkt der lokalen Bouguer-Anomalie mit der Höhe dargestellt werden. Die Bouguer-Anomalien lassen sich aus einem 1-km-Gitter mit genügender Genauigkeit interpolieren ($\pm 2 - 3$ mgal); dieser Grunddatensatz stammt von der Schweizerischen Geophysikalischen Kommission (gravimetrischer Atlas der Schweiz). Nach Berücksichtigung der Höhenabhängigkeit verbleiben Residuen von wenigen Millimetern im Mittelland bis zu mehreren Zentimetern im Alpenraum. Aufgrund der Stützpunktinformation können diese ebenfalls in einem 1-km-Gitter $f_{Rest}(y, x)$ leicht verwaltet und interpoliert werden.

Eigentlich könnten die beiden Flächen $f_{Norm-LN02}(y, x)$ und $f_{Rest}(y, x)$ in einer Fläche zusammengefasst werden, ohne dass dadurch eine Genauigkeitseinschränkung resultieren würde. Darauf wurde in der realisierten Software bewusst verzichtet. Dies mit dem Vorteil, dass als Nebenprodukt auch relativ einfach zwischen Gebrauchshöhen und Normalhöhen umgerechnet werden kann.

12.5.4.2 Umkehrbarkeit der Transformation

Von einer praxisnahen Software wird erwartet, dass die Rücktransformation wieder die Ausgangshöhen ergibt. Dies lässt sich mit den vorgeschlagenen Verfahren relativ leicht erreichen. Die Interpolation aus den Gittern ($f_{Norm-LN02}(y, x)$, f_{Rest} und Δg_{Boug}) ist nicht kritisch, da die Werte unabhängig von der Höhe sind. Der einzige Faktor, welcher eine Rücktransformation beeinflusst, ist die Höhe H , mit welcher die Bouguer-Anomalien multipliziert werden. Vereinfacht geschrieben gilt:

$$H_{LHN95} = H_{LN02} + f - q \cdot H \quad 12.5-4$$

Je nachdem, welche Höhe für H eingesetzt wird (LN02 oder LHN95), ergeben sich leicht unterschiedliche Resultate. Aber selbst in extremen Verhältnissen ($\Delta g_{Boug} = 200$ mgal; $H = 2000$ m) beträgt der begangene Fehler nur Bruchteile eines Millimeters. Auch wenn dies zu vernachlässigen wäre, kann diese kleine Unschönheit eliminiert werden. Wir entschieden uns, dazu immer die orthometrische Höhe zu verwenden, was eine leichte Modifikation der Formeln erfordert:

$$H_{LHN95} = \frac{H_{LN02} + f}{1 + q} \quad 12.5-5$$

Für die Rücktransformation wird die bisherige Schreibweise verwendet:

$$H_{LN02} = H_{LHN95} - f + q \cdot H_{LHN95} \quad 12.5-6$$

12.5.5 Die Vereinfachung der Transformation mit nur einer Übergangsfläche

Man kann sich durchaus eine einzige Transformationsfläche T vorstellen, mit welcher sich der direkte Übergang von den orthometrischen Höhen des LHN95 oder gar direkt von den ellipsoidischen Höhen in die Gebrauchshöhen LN02 vollziehen lässt. Letzteres käme einer 'geoidähnlichen' Fläche gleich, welche in GPS-Empfänger eingebaut werden könnte, wie das bereits mit dem Geoidmodell CHGeo2004 der Fall ist. Diese Fläche T lässt sich aus den Geoidundulationen N und den Spannen zusammensetzen, wie sie in den vorangegangenen Unterkapiteln modelliert wurden (s. Abb. 12.5-11).

T kann mit folgender Formel dargestellt werden:

$$T = N + f - q \cdot H \quad 12.5-6$$

Eine Zusammenfassung in nur einer Transformationsfläche erfolgt aber nicht ohne Genauigkeitsverlust bei gleicher Informationsdichte (z. B. km-Raster). Das Problem besteht wie beim Quasigeoid-Modell in seinen hochfrequenten Anteilen. Ein Hauptargument für die ursprüngliche Wahl eines orthometrischen Höhensystems war ja, dass die bei der Umrechnung der ellipsoidischen Höhen zu verwendende Referenzfläche, nämlich das Geoid, einen äusserst geglätteten Verlauf zeigt (im Gegensatz zum Quasigeoid, welches bei einem Normalhöhenystem zum Einsatz käme (s. Kapitel 6.2.2.1 oder Abb. 12.5-9).

Die Geoidundulationen N zeigen einen sehr ruhigen Verlauf und können ohne Probleme in einem 1-km-Gitter mit einer Genauigkeit von ± 0.1 mm interpoliert werden. Gleiches gilt für den lageabhängigen Anteil f (hier als Zusammensetzung von $f_{Norm-LN02}(y,x)$ und f_{Rest}). Um den höhenabhängigen Anteil $q \cdot H$ in einer Fläche abzubilden, müssen die Bouguer-Anomalien mit den 1-km-Gitterpunkten des digitalen Geländemodells (aus dem DHM25 extrahiertes Gitter) multipliziert werden. In dieser Fläche liegt letztendlich der wesentliche Genauigkeitsverlust gegenüber einer Transformation mit individueller Punkthöhe des zu transformierenden Punktes (s. a. Kapitel 12.7).

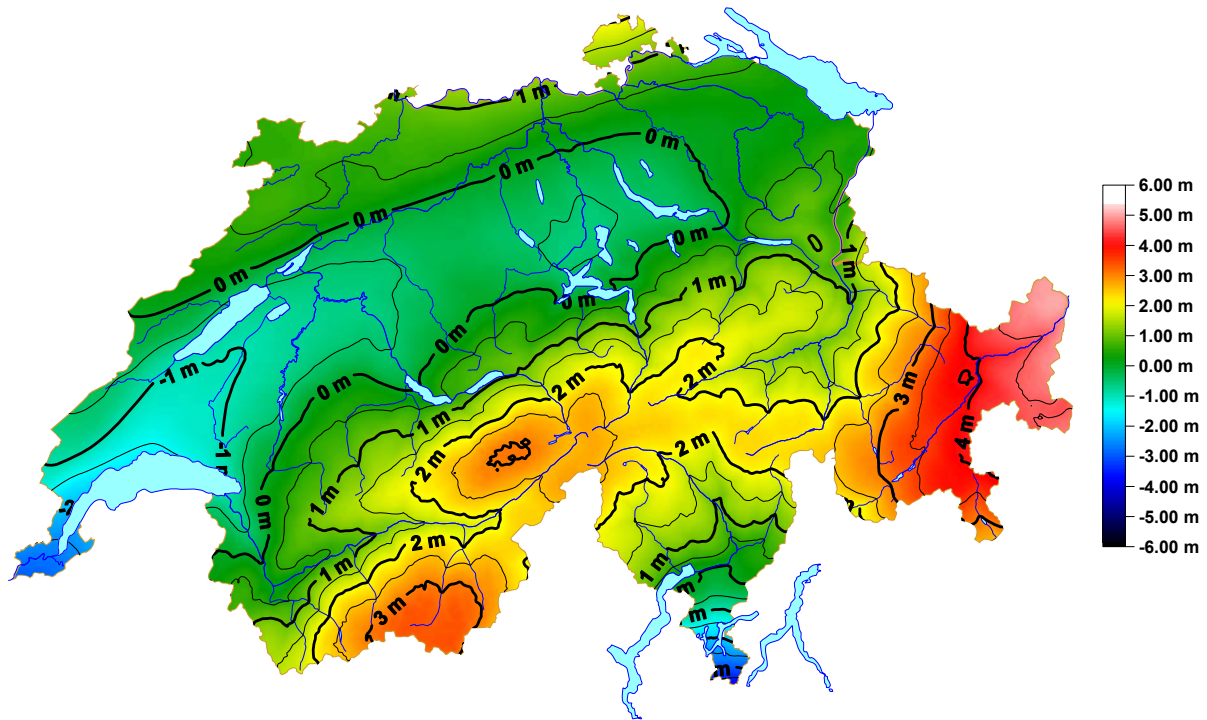


Abbildung 12.5-11: In einem Schritt von den ellipsoidischen Höhen zu den Gebrauchshöhen LN02: Die Transformationsfläche T resp. die Kombination des Geoidmodells CHGeo2004 mit der Gesamtfläche aus Abb. 12.5-8.

Es ist bereits in Abb. 12.5-10 ersichtlich, dass im Mittelland eine Transformation mit nur einer Fläche gut funktionieren sollte, da die lokalen Unterschiede praktisch keine Höhenkorrelation zeigen (resp. die Höhenunterschiede klein sind). In den Alpen unterscheiden sich die Werte benachbarter Punkte des 1-km-Gitters um bis zu 18 cm. Dies ergibt natürlich für die Zwischenpunkte eine Interpolationsungenauigkeit von mehreren Zentimetern. Am schwierigsten ist diese Interpolation in den engen Alpentalern wie beispielsweise in den südlichen Seitentälern des Wallis. Hier müsste ein 250m-Raster gewählt werden, um eine ansprechenden Transformationsgenauigkeit im Zentimeterbereich zu ermöglichen. Wohlverstanden sprechen wir hier von einem relativen Genauigkeitsverlust der Transformation aus einer Fläche gegenüber dem ursprünglichen Ansatz aus drei Flächen. Dies ist nicht zu verwechseln mit der absoluten Transformationsgenauigkeit mit in beiden Rahmen gemessenen Höhenwerten. Umfangreichere Untersuchungen zu beiden Aspekten sind im Kapitel 12.7 zu finden.

Abb. 12.5-11 zeigt nun die Gesamtfläche T , um in einem Schritt von den ellipsoidischen Höhen zum Gebrauchshöhenrahmen LN02 zu gelangen. Wegen der grossen Variation des Geoidmodells CHGeo2004 gehen die hochfrequenten höhenabhängigen Anteile unter. Die Spannbreite der Änderungen zwischen den ellipsoidischen Höhen in CH1903+ und den Gebrauchshöhen LN02 liegt zwischen ± 5.5 m.

12.5.6 Die exakte Abbildung der Stützpunkte

Eine Höhentransformation nach vorgeschlagenem Verfahren bildet die Stützpunkte nicht exakt in die Sollwerte ab. Der heikle Punkt ist dabei die Gitterbildung aus den Stützpunktdifferenzen. Weisen nämlich nahe gelegene Stützpunkte grössere Spannungen auf, können diese nicht exakt durch eine Interpolation aus einem Gitter transformiert werden. Deshalb ist es äusserst wichtig, dass nur stabile und gut bekannte Punkte als Stützpunkte verwendet werden. Unter dieser Voraussetzung und unter Anwendung des *minimum curvature* - Verfahrens für die Gitterbildung lassen sich die Stützpunkte auf ca. 1 mm auf ihre Sollwerte transformieren.

Die Abbildungen 12.5-12 und 12.5-13 zeigen nun sehr deutlich, inwieweit die Stützpunkte in ihre Sollwerte abgebildet werden. Abb. 12.5-12 behandelt die genauere Transformation aus den Einzel-files, Abb. 12.5-13 die vereinfachte Transformation aus einem Gesamtfile. Die genauere Methode mit der besseren Berücksichtigung der Höhenabhängigkeit bildet die Stützpunkte über grosse Gebiete unter einem Millimeter ab. Der Mittelwert aller Abweichungen liegt exakt bei 0 mm, die Abweichungen streuen mit einem Wert von ± 1.5 mm.

Die Problemgebiete der Transformation aus Einzel-files sind in Abb. 12.5-12 deutlich erkennbar und befinden sich in topografisch anspruchvollem Gebiet entlang den grossen Passlinien. Die maximalen Abweichungen sind am Col de la Forclaz zu finden (sw von Martigny). Die transformierten Höhen differieren von den Sollwerten bei zwei benachbarten Punkten um +1.2 und -1.6 cm. Es handelt sich hier wie auch bei den anderen grossen Abweichungen nicht um Spannungen in den Stützpunktdaten. Diese Punkte befinden sich in einem horizontalen Abstand von ca. 650 m und weisen eine Höhendifferenz von 250 m auf. Bei derart schwierigen topografischen Verhältnissen liefert die Modellierung der Höhenabhängigkeit bedeutend schlechtere Ergebnisse. Insbesondere können in der lageabhängigen Fläche f_{Rest} keine lokalen Diskrepanzen aufgefangen werden.



Abbildung 12.5-12: *HTRANS* mit Einzelfiles: genauere Abbildung der Stützpunkte (Differenz LN02 transformiert minus Sollwert)

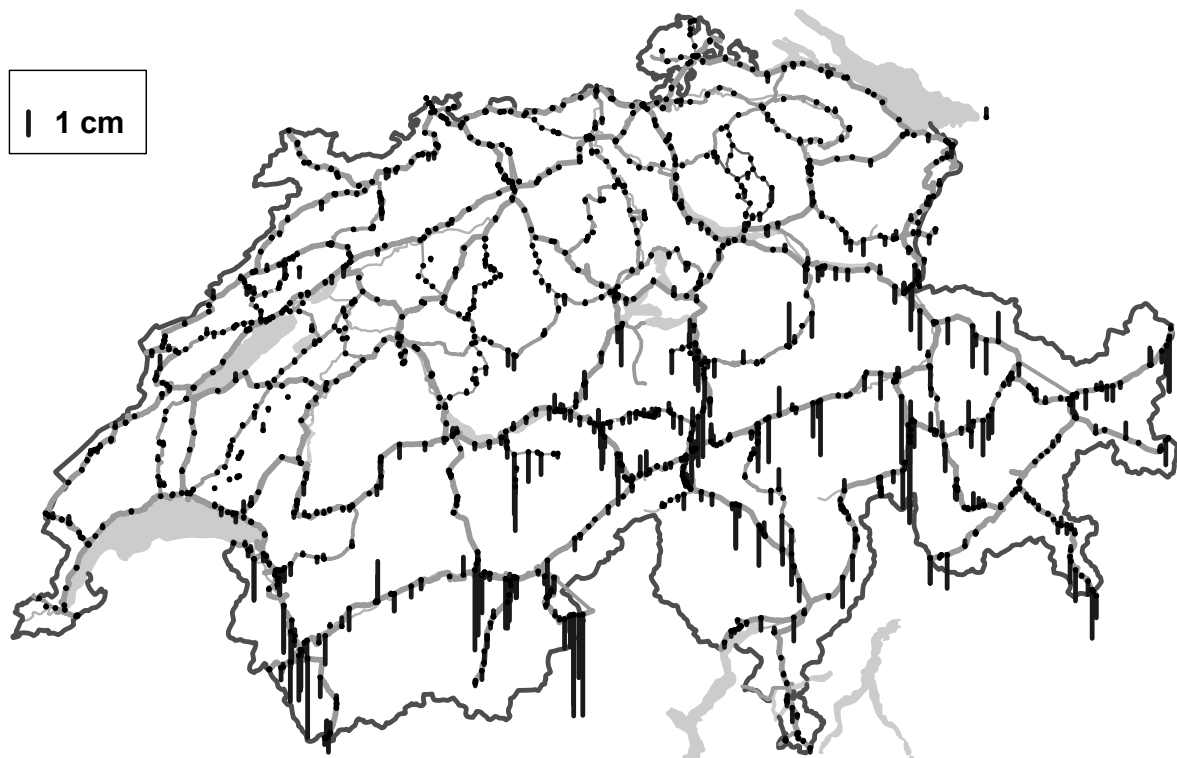


Abbildung 12.5-13: *HTRANS* mit Gesamtfile: reduzierte Abbildungsgenauigkeit in den Stützpunkten (Differenz LN02 transformiert minus Sollwert)

Wesentlich schlechter ist die Stützpunktabbildung bei der Methode mit nur einer Transformationsfläche (s. Abb. 12.5-13). Die Abweichungen streuen mit ± 5 mm mit Maximalbeträgen von +1.8 cm

und -4.3 cm. Die Ursache dieser Verschlechterung liegt wiederum in der Modellierung der Höhenabhängigkeit in einem flächenhaften Anteil (Bouguer-Anomalien multipliziert mit dem 1-km-Gitter aus dem Höhenmodell DHM25). Am deutlichsten zeigt sich dies in der Gondo-Schlucht (südl. Simplonpass), wo auch die grössten Abweichungen resultieren.

Falls man jedoch wie bei der Lagetransformation mit FINELTRA möchte, dass die Stützpunkte exakt in ihre Sollwerte transformiert werden, so wäre das vorgeschlagene Verfahren ungeeignet. Der Interpolationsalgorithmus müsste dann direkt auf die Stützwerte zurückgreifen und die Transformation daraus mit einem geeigneten Verfahren durchführen (z.B. Kollokation). Die exakte Transformation, welche bei den Lagewerten bald schon rechtliche Relevanz hat, ist bei der Höhentransformation jedoch nicht gefordert. Zudem würde der Genauigkeitsgewinn zu Lasten einer schnellen und einfachen Transformation ausfallen.

In Anbetracht der lokalen Genauigkeit der LN02-Höhen ausserhalb des Landeshöhennetzes ist die durchschnittliche Abbildungsgenauigkeit auf den Stützpunkten im Umfang von ± 1 mm geradezu ideal (s. a. Kapitel 12.7).

12.6 Das Programm *HTRANS*

Ein praxisbezogenes Programm zur Transformation zwischen den beiden Höhenrahmen LHN95 und LN02 muss die beiden Anwendungen erfüllen können:

1. Transformation von Koordinatensätzen zwischen den beiden Höhenrahmen
2. Transformation von GPS-Messungen von LHN95 in LN02

Ersteres wird verwendet, um bestehende Datensätze (Punktlisten, Koordinatenfiles) zwischen den Höhenrahmen zu transformieren.

Die zweite Aufgabe mag auf den ersten Blick weniger offensichtlich sein. Wer aber mit GPS möglichst exakte und lokal angepasste Werte im Gebrauchshöhenrahmen LN02 bestimmen möchte, muss seine präzisen, geoidmodell-korrigierten GPS-Höhen (näherungsweise) in LN02 transformieren, um sie danach mit einem geeigneten Ausgleichsprogramm lokal angepasst auszuwerten. Dies ist die klassische Anwendung einer GPS-basierten Fixpunkt-Höhenbestimmung für die amtliche Vermessung. In Kapitel 12.7.3 ist ein entsprechendes Beispiel anhand von realen Messungen im Kanton Wallis aufgeführt.

Unter dem Namen *HTRANS* wurde ein Programm entwickelt, welches diese Anforderungen erfüllt (s. Steuermaske in Tab. 12.6-1). Es liest als Input im Wesentlichen die LTOP-Standardformate der Koordinaten- und der Messfiles. *HTRANS* erzeugt mehrere Outputfiles. Wahlweise können die transformierten Höhen in Koordinatenfiles und/oder in sog. Messfiles für die spätere Verwendung in LTOP abgespeichert werden.

Das Programm wurde zudem erweitert, damit alle Umrechnungsvarianten bezüglich den ellipsoidischen Höhen im Referenzrahmen LV95 durchgeführt werden können. In *HTRANS* ist also auch die Berechnung der Geoidundulationen CHGeo2004 integriert. Da noch viele Daten (Messungen, Koordinatenlisten) in den sog. provisorisch orthometrischen Höhen bezüglich des alten Geoidmodells CHGeo98 vorliegen, wird auch diese Umrechnungsvariante angeboten. Die Möglichkeit, sowohl mit den Einzelfiles wie auch mit dem Gesamtfile den Übergang LHN95 \leftrightarrow LN02 zu berechnen, besteht nur in swisstopo-internen Programmversionen. Die Interpolation von Punkten innerhalb der 1-km-Gitter erfolgt ausnahmslos nach der biquadratischen Methode [Marti 2002].

Das Protokollfile zur Berechnung enthält neben einem Titelblatt, in welchem generelle Angaben zur (gewählten) Berechnungsart gemacht werden, eine detaillierte Liste mit den berechneten Punkten. Sie ist in zwei Tabellen unterteilt. Zuerst werden Details zur Transformation LHN95 \leftrightarrow LN02 aufgelistet, danach sind je nach Transformationsweg auch Angaben zu den Geoidundulationen ersichtlich. Im nachfolgenden Beispiel in Tab. 12.6-2 wurden sog. provisorisch orthometrische Höhen in LN02 transformiert.

```

HTRANS Version 2005.02.1-AIX
Haupt - Menu e                                     30/03/06 14:28
-----
--- INPUT/OUTPUT ---
< 1 > Name Input-File (KOO,MES)      : f188.LHN95          *
< 2 > Name Protokoll-File             : f188_LN02.prn
< 3 > Name Output Koord.-File         : f188.LN02
< 4 > Name Output Mess-File           : f188_LN02.mes
< 5 > neue Titel-Zeile (Out.-File): Berninapass: LHN95 nach LN02
--- BERECHNUNG ---
< 6 > Code Input-System                : 2
< 7 > Code Output-System                : 1
--- Liste der Codes:
    1: LN02 Landesnivellement
    2: LHN95 Landeshöhennetz (CHGeo2004,definitive orth. Höhen)
    3: prov. orth Höhen (berechnet mit CHGeo98)
    4: Ellipsoidische Höhen LV95
-----
weitere Befehle : | < X > | < Q > | < ?[x] > |
-----
Waehle :
-----

```

Tabelle 12.6-1: Steuermaske zum Programm *HTRANS*

Teil HTRANS (LN02 <--> LHN95)									
=====									
Punkt		OST y	NORD x	H LHN95	HFAK	HTEIL	LAGE	REST	H LN02

1031.366	Sibl	2679565.70	1285250.03	514.9994	-56.3	.0296	-.2005	-.0008	515.1711
1130.800	Sins	2672345.44	1227806.41	427.6431	-105.2	.0459	-.1233	-.0001	427.7207
1251.706	San	2686380.84	1156199.75	2101.7389	-149.9	.3214	-.1081	.0200	2101.5056
1313.700	Bell	2722202.77	1116954.93	275.3153	-87.5	.0246	.0981	.0041	275.1884

Ganze Transformation									
=====									
Punkt		OST y	NORD x	H prov.	CHGeo2004	CHGeo98	HTRANS	H LN02	

1031.366	Sibl	2679565.70	1285250.03	514.9606	- 1.7207	+ 1.7594	- .1717	515.1711	
1130.800	Sins	2672345.44	1227806.41	427.6359	- .5131	+ .5059	- .0775	427.7207	
1251.706	San	2686380.84	1156199.75	2101.7936	- 2.2012	+ 2.1464	.2333	2101.5056	
1313.700	Bell	2722202.77	1116954.93	275.3743	- .0047	+ .0543	-.1268	275.1884	

Tabelle 12.6-2: Auszüge aus dem Outputfile aus *HTRANS* mit punktweisen Detailinformationen zur Transformation von LHN95 (prov. orthometrisch) nach LN02

Nach einer Punktbezeichnung und den Lagekoordinaten (wahlweise CH1903 oder CH1903+) werden die Höhen im Ausgangssystem (im Fall Tab. 12.6-2: LN02) angegeben.

Legende zu den Tabellen 12.6-2:

HFAK: Bouguer-Anomalie Δg_{Boug} resp. lokaler Höhenmassstab in ppm

HTEIL: $-\Delta g_{Boug} \cdot H$ resp. $-HFAK \cdot H$

LAGE: $f_{Norm-LN02}$

REST: f_{Rest}

- *H prov.*: provisorisch orthometrische Höhe (bezüglich CHGeo98)
- *CHGeo2004*: Geoidundulation aus dem Geoidmodell CHGeo2004
- *CHGeo98*: Geoidundulation aus dem Geoidmodell CHGeo98
- *HTRANS*: Summe der einzelnen Anteile (*HTEIL* + *REST* + *LAGE*) aus dem Programm *HTRANS*

Nebst dem eigenständigen Programm, welches auch veräussert wird, existiert eine frei zugänglich Anwendung auf der Homepage von swisstopo. Die in der Tab. 12.6-1 erwähnten Möglichkeiten sind alle in Form einer einfachen Internet-Dienstleistung zugänglich (s. Abb. 12.6-1).

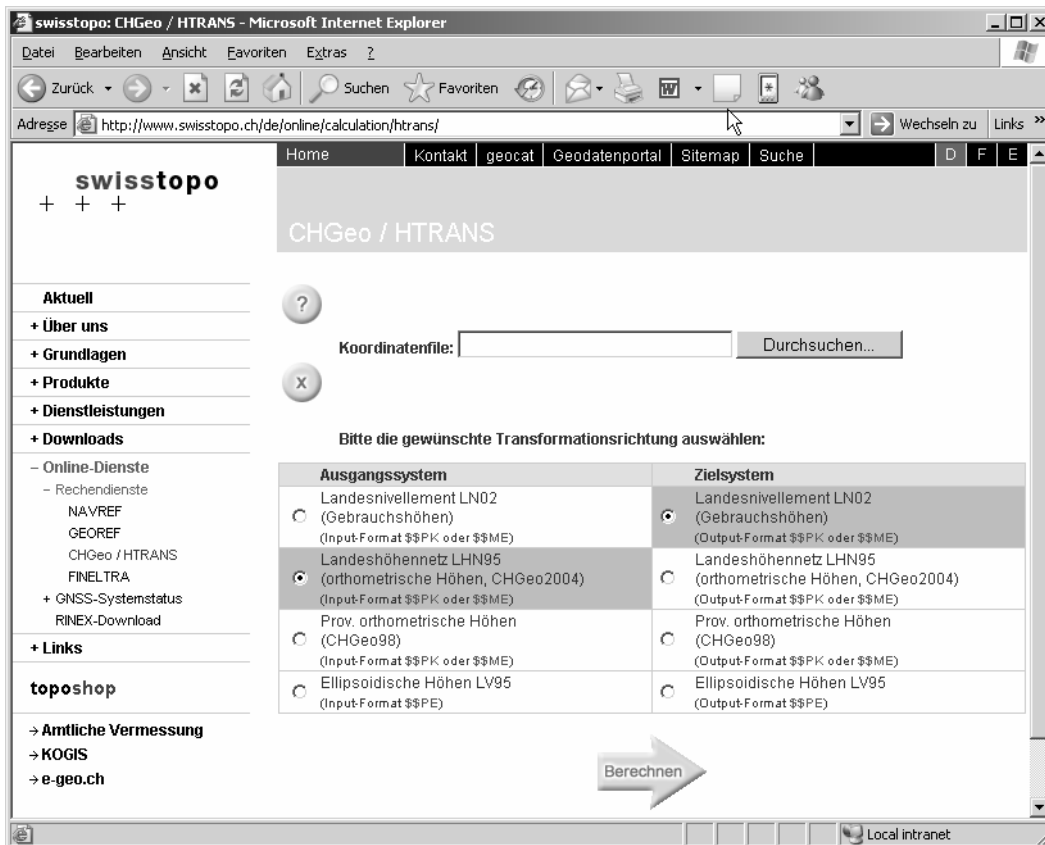


Abbildung 12.6-1: Menu-Maske des Online-Dienstes der swisstopo für die Umrechnungen zwischen den unterschiedlichen Höhenrahmen der Landesvermessung.

12.7 Testberechnungen und Genauigkeitsuntersuchungen mit bestehenden Daten

Zwei Ziele werden mit den Testberechnungen in Kapitel 12.7 verfolgt. In einem ersten Teil soll geprüft werden, welchen Genauigkeitsverlust mit dem Gesamtfile in Kauf genommen werden muss.

An drei unterschiedlichen Beispielen wird danach versucht, Angaben zur absoluten Transformationsgenauigkeit mit bestehenden Daten entlang und zwischen den LHN-Maschen zu ermitteln. Die Datensätze zur Transformation LHN95 \Leftrightarrow LN02 stützen sich ja auf Höhen ausgewählter und stabiler Punkte des Landeshöhennetzes. Am Beispiel zweier ausgewählter Mittelland- und Alpenlinien testen wir die Transformationsqualität auf allen HFP1.

Mit den Testberechnungen soll insbesondere untersucht werden, ob die Stützpunktinformationen genügen, um die Transformation in Gebieten durchzuführen, welche weit entfernt von den Linien des Landesnivellements liegen oder ob es gar nötig ist, noch weitere Stützpunkte einzuführen. Leider ist dies nicht anhand von äusserst präzisen und unabhängigen Daten möglich, da die wenigen HFP2-Linien, welche digital vorliegen und uns von den Kantonen zur Verfügung gestellt wurden, bereits Bestandteil der für die Stützpunktermittlung verwendeten Linien sind (s. a. 12.2). Es stehen uns jedoch der Datensatz der LV95-Punkte sowie GPS-Messungen auf bestehenden Lagefixpunkten 2. Ordnung (LFP2) des Kantons Wallis zur Verfügung, um die Transformationsqualität landesweit und exemplarisch zu überprüfen.

12.7.1 Genauigkeitsuntersuchung *HTRANS* mit Einzelfiles gegenüber *HTRANS* mit dem Gesamtfile

In diesem ersten Test wurde untersucht, inwiefern die beiden Transformationsmethoden (3 Gitter vs. 1 Gitter) die Resultate unterschiedlich beeinflussen. Als Testdatensatz wurden die Höhen LN02 der Schwerewerte der SGK (ca. 30'000 Punkte) nach beiden Methoden transformiert und die Differenzen der Zielwerte gebildet. Der Testdatensatz ist sehr umfangreich und repräsentiert kein regelmässiges Gitter; die Punkte sind unregelmässig verteilt.

Wie bereits betont, sagt dieser Test nichts über die absolute Transformationsgenauigkeit aus, da die Sollwerte im Zielsystem (LHN95) unbekannt sind. Jedoch kann die Reproduzierbarkeit der beiden Methoden untersucht werden, da die Abweichungen ein Folge der ungenaueren 1-Gitter-Transformation sind.

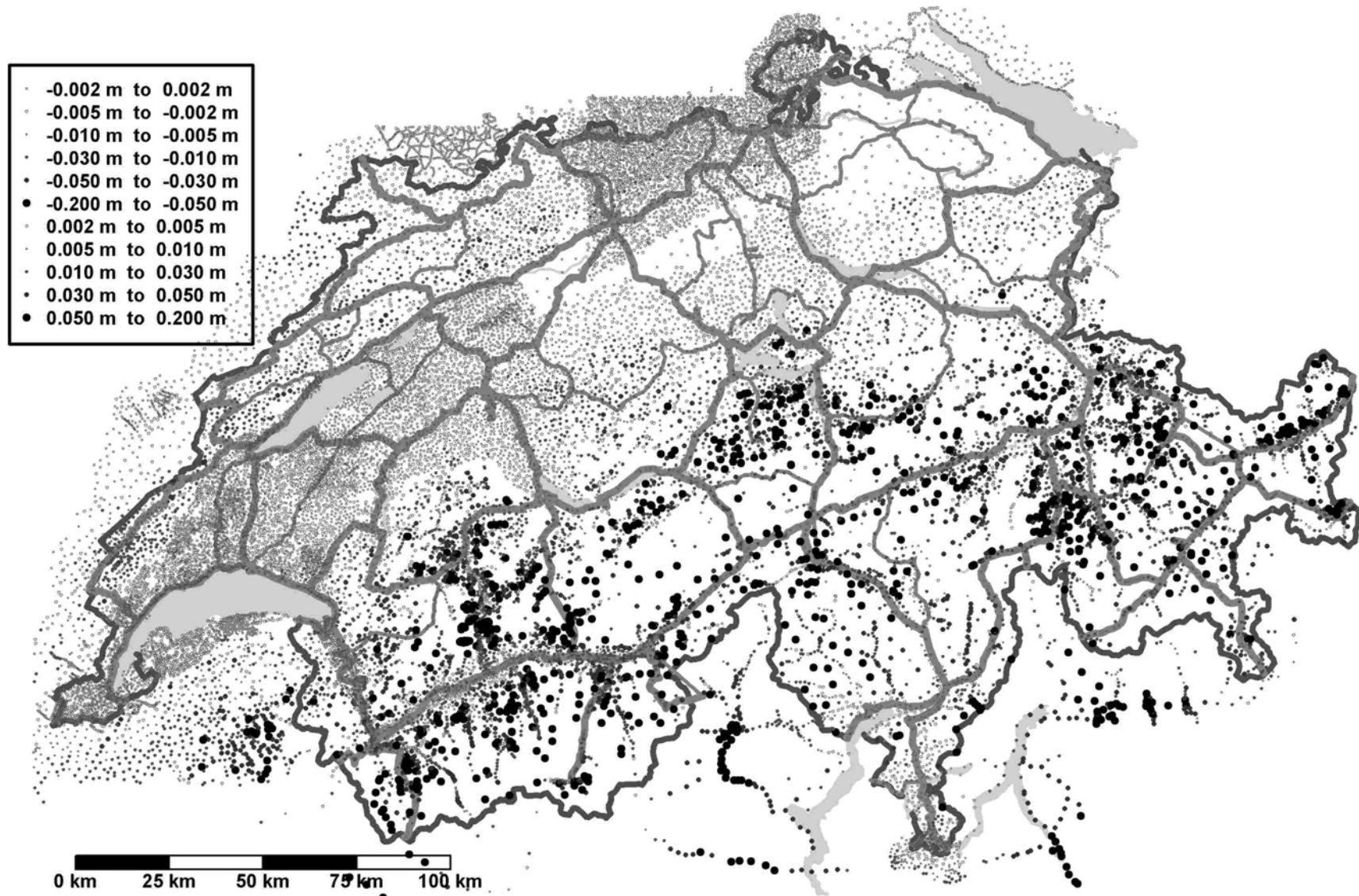


Abbildung 12.7-1: Differenzen der Transformation der Höhen der SGPK-Punkte von LN02 in LHN95 nach der Methode "3-Gitter" minus "1-Gitter"

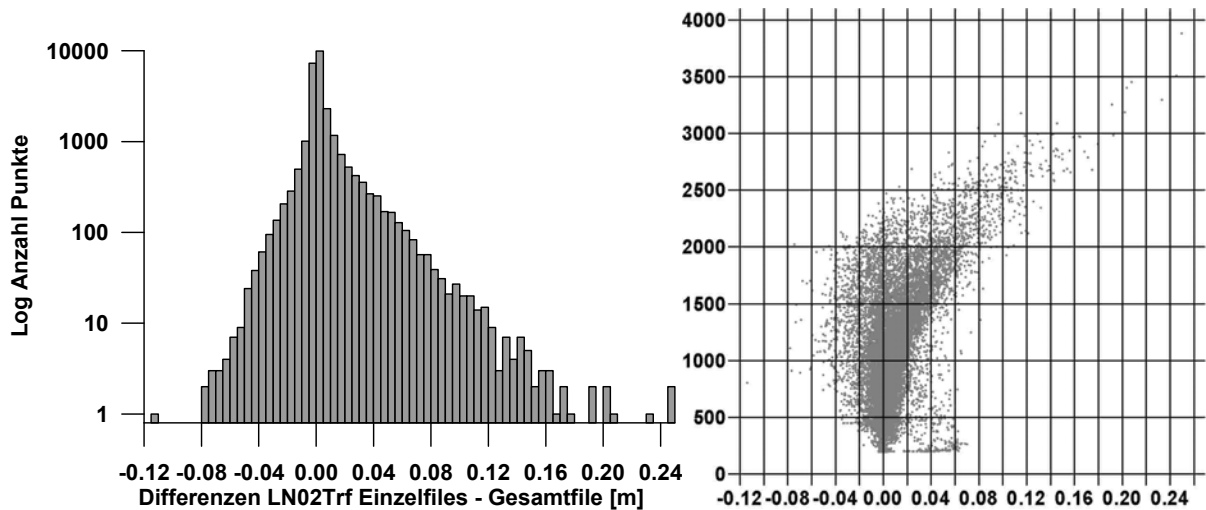


Abbildung 12.7-2: Differenzen der Transformation der Höhen der SGPK-Punkte von LN02 in LHN95 nach der Methode "3-Gitter" minus "1-Gitter":
Links: Histogramm; Rechts: Höhen [m] gegenüber Differenzen [m]

Dieser Test zeigt sehr schön, dass der Unterschied zwischen den Methoden im Mittelland und zum überwiegenden Teil auch im Hügelland kleiner ist als 5 mm (im Mittelland 2-3 mm). Im hügeligen Gelände (z. B. Albis, Zürcher Oberland, Jura, Appenzell) können vereinzelt Unterschiede > 1cm auftreten. Im Napfgebiet und in anderen Voralpenzonen treten Abweichungen von 2-3 cm häufiger auf. Wesentlich unruhiger wird das Bild im alpinen Bereich, vor allem in den engen Gebirgstälern und in hochalpinem Gelände. In Ausnahmefällen treten hier Differenzen von über 10 Zentimetern auf. Das Maximum innerhalb der Schweiz liegt mit 25 cm in der Nähe des Matterhorns auf 3'880 m Höhe, das Minimum befindet sich mit -7.3 cm in der Umgebung des grossen St. Bernhard. Sehr grosse Differenzen sind vor allem im Ausland zu finden. Der Grund liegt hier aber mehr an den unzureichenden Höhenmodellen für die Gesamtgitterlösung.

Die Verteilung dieser Differenzen ist in der Abb. 12.7-2 ersichtlich. Die Abbildung links zeigt, dass die Gesamtlösung die Transformationsbeträge eher unterschätzt. Die Abbildung rechts beweist, dass dies hauptsächlich in Höhenlagen über 2000 m der Fall ist. Dazu gibt es eine einfache Erklärung: Schwere-Punkte in hochalpinem Gelände sind mangels Alternativen identisch mit den LFP2, welche wiederum meistens auf den Berggipfeln liegen. Gerade an diesen Extrempunkten der Topografie liefert das 1km-Gitter aus dem Höhenmodell systematisch unterschätzte Höhenwerte. Dies wiederum führt zu einem systematisch unterschätzten Höhenanteil im Rahmen der Gesamtkorrektur der Spannen (s. Kapitel 12.5.3).

Die oben beschriebene Genauigkeit reicht sicherlich für viele Anwendungen aus. Für die präzise Höhenbestimmung von Fixpunkten ist sie vor allem in den engen Gebirgstälern nicht befriedigend. Für solche Punkte muss das Transformationsverfahren mit nur einem Gitter verworfen werden oder man muss die Gitterauflösung lokal gezielt erhöhen.



Abbildung 12.7-3: Differenzen der Transformation der Höhen der LV95-Punkte von LN02 in LHN95 nach der Methode "3-Gitter" minus "1-Gitter"

Ein weiterer, die ganze Schweiz umfassender Testdatensatz, für den Unterschied der beiden Transformationsmethoden bilden die LV95-Punkte. Im Gegensatz zu den Schwere-Punkten befinden sich die LV95-Punkte hauptsächlich an Orten, welche für moderne Lagefixpunkte üblicher sind. Diese Orte zeichnen sich durch einen leichten Zugang und GPS-taugliche Standorte (wenig Horizonteinschränkungen) aus.

Die Verteilung der Differenzen auf den LV95-Punkten in Abb. 12.7-3 ist einiges moderater als bei den SGPK-Punkten. Eine Ausnahme bilden die maximalen Abweichungen auf dem Jungfraujoch (-20 cm), dem Männlichen (-13 cm), dem Nufenenpass (-10 cm) und Samnaun (-9 cm). Dies sind ausgesprochene Gipfelpunkte oder Punkte in rauer topografischer Umgebung, wo die Interpolation aus dem Höhenmodell DHM25 für die Erstellung der Fläche der Höhenabhängigkeiten entsprechend schlechte Resultate liefert.

Zumindest am Beispiel der LV95-Punkte im Mittelland und den Voralpen würde die 1-Flächen-Transformation jedoch schon ansprechende Resultate liefern. Die durchschnittliche Abweichung (inkl. den Extrempunkten) beträgt -9 mm.

12.7.2 Absolute Transformationsgenauigkeit am Beispiel der LV95-Punkte

Um einen ersten, landesweiten Test der absoluten Transformationsgenauigkeit LHN95 \Leftrightarrow LN02 mit *HTRANS* durchzuführen, eignen sich die GPS-LV95-Punkte vorzüglich (s. Kapitel 6.5 und 10.5). Die Höhen dieser Punkte liegen in unterschiedlicher, jedoch äusserst repräsentativer Qualität vor.

Gut die Hälfte der rund 220 Punkte ist direkt an das LHN angeschlossen; sie sind somit gleichzeitig HFP1. Mit der kombinierten Geoidbestimmung liegen hier äusserst präzise und kontrollierte LHN95-Höhen vor und die Konsistenz mit dem Geoidmodell CHGeo2004 ist im Submillimeter gegeben. Diese Punkte sind gleichzeitig auch Bestandteil der 1431 Transformationsstützpunkte für *HTRANS*. Aber auch die restlichen, nicht ans LHN angeschlossen Punkte weisen durch die mehrfache GPS-Höhenbestimmung eine exzellente LHN95-Höhe in einem Genauigkeitsbereich von ca. $\pm 1 - 1.5$ cm vor (Brockmann und Ineichen 2004).

Die ans LHN angeschlossen LV95-Punkte weisen natürlich auch die bestmöglichen LN02-Höhen auf. Die LN02-Höhen der restlichen Punkte wurden durch lokalen Anschluss an die nächstliegenden LFP2 mit trigonometrischen Messungen oder GPS bestimmt. Diese Höhen sind dadurch von sehr unterschiedlicher Qualität; sie repräsentieren aber den lokalen Horizont der vorhandenen Gebrauchshöhen ausserhalb der LHN-Linien.

Um die absolute Transformationsgenauigkeit zu testen, werden die orthometrischen Höhen LHN95 der LV95-Punkte mit *HTRANS* in LN02 transformiert (=LN02Trf) und mit den bestehenden Gebrauchshöhen verglichen. Abb. 12.7-4 zeigt die Differenzen LN02 – LN02Trf:

Bei den Stützpunkten (dunkle Punkte) liegt der Unterschied wie erwähnt im Millimeterbereich. Die restlichen Punkte (hell) zeigen ein sehr heterogenes Bild. Die Differenzen sind vor allem im Mittel-land meist unter 3 cm. Im Alpenraum zeigen sich aber Differenzen von bis zu ± 15 cm. Die grösste Abweichung befindet sich mit -17 cm beim Punkt Piton (Frankreich, südlich von Genève), wobei die Qualität dieser ausserhalb des Staatsgebietes der Schweiz liegenden Höhe kaum repräsentativ ist.

Abb. 12.7-5 zeigt die Abhängigkeit zwischen Höhenlage der Punkte und den Differenzen. Die schwarzen Punkte entsprechen den Transformationsstützpunkten (dunkle Punkte in Abb. 12.7-4). Eine eigentliche Korrelation mit den Höhen ist nicht gegeben. Trotzdem sind positive Differenzen häufiger als negative. Deutlich zeigt sich dies bei der Häufigkeitsverteilung in Abb. 12.7-6. Der Mittelwert aller Differenzen liegt bei ca. +3 cm. Es scheint also so, dass die Transformation die Höhenabhängigkeit leicht unterschätzt, wie dies in den Abbildungen 12.5-7 und 12.5-8 gezeigt wurde. Ein wesentlicher Punkt könnte darin liegen, dass gerade die hochgelegenen LV95-Punkte sich eher auf Passübergängen oder auf den örtlichen Maxima der Höhen befinden. Gerade hier ist die Ermittlung der Höhenabhängigkeit mit Hilfe der Bouguer-Anomalien am wenigsten repräsentativ. Der Grund liegt darin, dass die zur Herleitung der Bouguer-Anomalien verwendete Plattenreduktion an solchen Orten eine

schlechtere Annäherung an die Differenzen zwischen der tatsächlichen mittleren Schwere und der mittleren Normalschwere liefert.

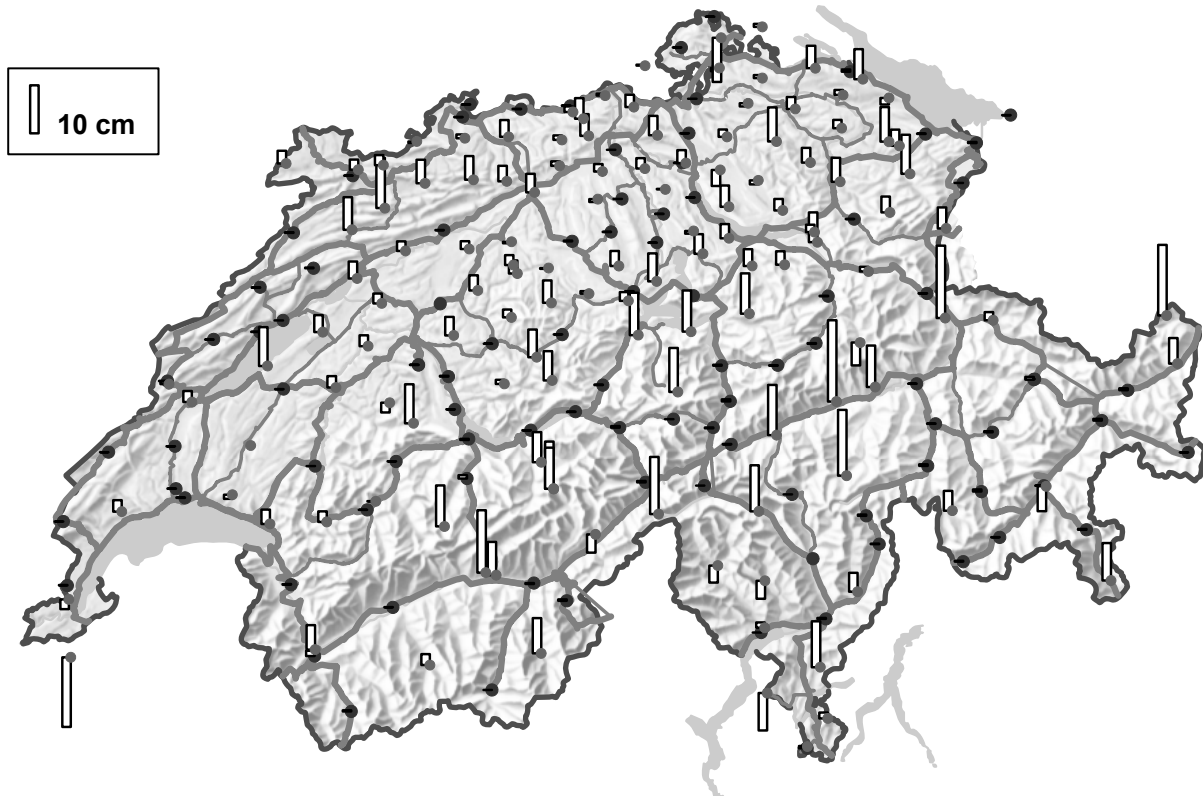


Abbildung 12.7-4: Differenzen zwischen bestehenden und den aus LHN95 mit *HTRANS* transformierten Gebrauchshöhen LN02 auf den LV95-Punkten und den AGNES-Stationen der neuen Landesvermessung:
dunkle Punkte: Transformationsstützpunkte; helle Punkte: kein Anschluss ans LHN

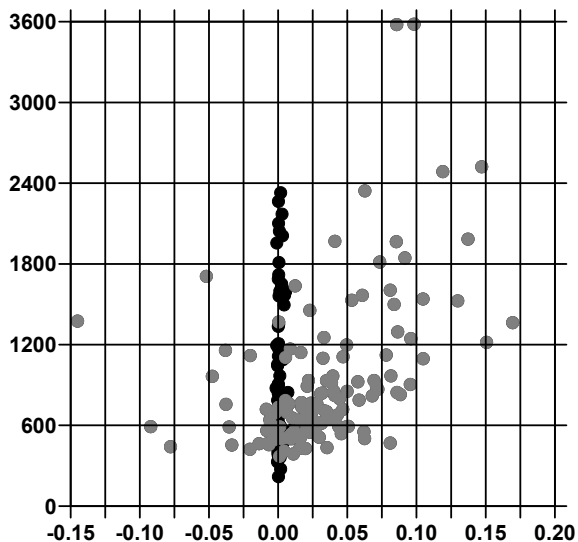


Abbildung 12.7-5: LV95-Punkte: LN02 – LN02Trf; Höhen [m] vs. Differenzen [mm]

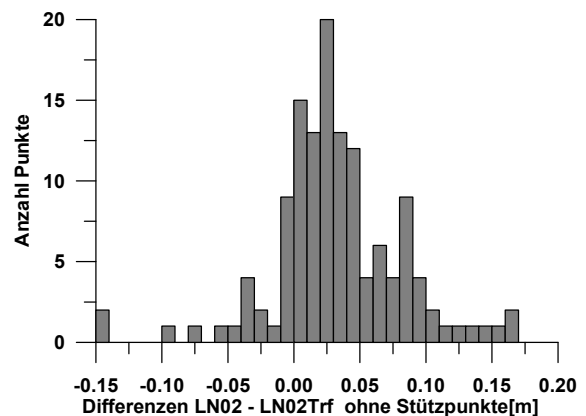


Abbildung 12.7-6: LV95-Punkte: LN02 – LN02Trf; Histogramm der Diff. [mm]

Die beiden Punkte auf 3600 m in Abb. 12.7-5 stammen von der AGNES-Station und dem LV95-Punkte auf dem Jungfrauoch. Die Abweichung von nur rund 9 cm zeigt trotzdem, dass die Transformation auch auf höher gelegenen Punkten brauchbare Resultate liefert.

Man kann aus diesen Testresultaten folgendes Fazit ziehen:

- Die Abweichungen neben den LHN-Linien liegen in einem Bereich von ± 10 cm. Trotz mehrheitlich positiven Differenzen zwischen tatsächlicher und transformierter LN02-Höhe ist die Verteilung mehr oder weniger zufällig. Sie repräsentiert im Wesentlichen die Genauigkeit der Gebrauchshöhen auf den LFPs, welche nicht direkt ans LHN angeschlossen sind und zeigt somit auch, welche absolute Transformationsgenauigkeit hier erwartet werden darf. Im Mittelland liegt sie etwa bei ± 3 cm, im Alpenraum ist sie leicht höher als ± 5 cm.
- Der Ursprung dieser Differenzen liegt nicht einzig in der Transformationsmethode; die Ursache liegt mehrheitlich in der beschränkten Genauigkeit des lokal verzwängten Höhenrahmens LN02 neben den LHN-Linien. Mit einer Transformation darf hier keine Wunderlösung erwartet werden, sie kann niemals bessere Resultate liefern als die Qualität der bestehenden Daten.
- Restfehler aufgrund der Modellierung der Höhenabhängigkeit können nicht ausgeschlossen werden resp. sind durch die Ergebnisse der Untersuchungen in Kapitel 12.5.3 nicht auszuschliessen.

12.7.3 Testberechnung mit LFP2-Messungen im Kanton Wallis

Mit dem Messmittel GPS besteht die Möglichkeit, grossräumige Höhenbestimmungen durchzuführen. GPS unterscheidet sich dadurch wesentlich von den klassischen Methoden Nivellement und Triangulation. Mit den LHN95-Höhen der AGNES-Stationen, der LV95-Punkte aber auch der HFP1 steht ein geeigneter Höhenrahmen zur Verfügung, um die Messungen streng zu lagern. Mit den modernen Positionierungsdiensten wie swipos[®] [Wild et al. 2006] und dem Geoidmodell CHGeo2004 stehen sogar die Mittel zur Verfügung, strenge Höhen passpunktfrei (nur aufgrund der Korrektur-Daten der AGNES-Stationen und des swipos[®]-Dienstes) zu bestimmen.

Die amtliche Vermessung (AV) hat sich aber entschieden, den Höhenrahmen LN02 beizubehalten. Auf die Referenzdaten der AV stützen sich beinahe alle anderen raumbezogenen Daten der Schweiz (bspw. Leitungskataster, Nutzungspläne etc.). Die grosse Schwierigkeit besteht nun darin, präzise und lokal repräsentative Höhenbestimmungen mit den absoluten GNSS-Methoden in einem (lokal) verzwängten und von LHN95 stark abweichenden Höhenrahmen durchzuführen.

Den Weg zu optimalen, mit GPS bestimmten LN02-Höhen können wir am Beispiel von LFP2-Messungen im Kanton Wallis und mit Hilfe der Höhentransformation *HTRANS* verfolgen. Wie im vorliegenden Falle geht es oft nicht darum, flächenhaft neue Höhen zu bestimmen. Vielfach ist man auch im Fixpunktbereich gezwungen, den vorhanden lokalen Höhenhorizont zu erhalten, da bestehende

Höhendaten in grossem Umfang bereits darauf aufgebaut sind. Dann gilt es vor allem festzustellen, wo die bestehenden Daten fehlerhaft sind, wo mit neu berechneten Höhen eine tatsächliche Verbesserung herbeigeführt werden kann oder wie neu bestimmte LN02-Höhen dem lokalen Höhenhorizont optimal angepasst werden können.

Im Rahmen der vorliegenden Tests geht es also nur am Rande darum, möglichst präzisen Höhen in den Rahmen LHN95 und LN02 zu bestimmen. Viel mehr von Interesse ist die Frage, wie die Messungen in die beiden Höhenrahmen integriert werden können und vor allem, welche Vorteile die Transformation von GPS-Messungen mit *HTRANS* tatsächlich im Höhenrahmen LN02 bewirkt.

12.7.3.1 Der Testdatensatz

Die LFP2-GPS-Messungen im Kanton Wallis wurden hauptsächlich zur Bestimmung präziser LV95-Koordinaten im Rahmen der kantonalen Dreiecksvermaschung für den Übergang LV95 \Leftrightarrow LV03 ausgeführt. Der Perimeter umfasst das gesamte Kantonsgebiet. Insgesamt wurden 12 LV95-Haupt-, 7 LV95-Verdichtungspunkte und 165 LFP2 mit Rapid-Static-Messungen mit einer Dauer von 10-30 Minuten jeweils mindestens 2 Mal beobachtet. Als Instrumentarium dienten 4 LEICA System500-Empfänger, wobei ein Empfänger pro Session als Referenzstation und die restlichen drei Geräte als Rover dienten. Die Messungen wurden in den Monaten Juli/August 2002 und einige Nachmessungen im Oktober 2002 ausgeführt.

Diese Messungen wurden sessionsweise mit der GPS-Standardsoftware SKIPRO ausgewertet und lagen für die definitive Gesamtberechnung mit der Netzausgleichungssoftware LTOP um das alte Geoidmodell CHGeo98 korrigiert vor. Um mit den definitiven orthometrischen Höhen LHN95 der LV95-Punkte kompatibel zu sein, mussten die GPS-Messungen von den alten Geoidundulationen befreit und mit dem neuen Geoidmodell CHGeo2004 neu korrigiert werden.

Nebst den LV95-Lagekoordinaten für die bestehenden LFP2 fielen auch automatisch Höhenmessungen an, welche es korrekt auszuwerten und zu interpretieren galt. Von allen LFP2 lagen natürlich schon LN02-Höhen vor. Deren Herkunft ist völlig unterschiedlich. Einige Höhen entstanden durch direkten Anschluss ans Landeshöhennetz. Ein Grossteil der Punkte weisen Höhen auf, welche auf die ursprünglichen Triangulationsmessung IV. Ordnung anfangs des 20. Jahrhundert zurückgeführt werden können. Einige Punkte wurden direkt an die kantonalen Nivellements angeschlossen, welche als Höhengrundlage für die erwähnten Triangulationsmessungen dienten.

12.7.3.2 Auswertung der Messungen in LHN95

Von sämtlichen 19 LV95-Punkten im Perimeter liegen homogene und präzise definitive LHN95-Höhen vor, welche nur mit dem neuen Geoidmodell CHGeo2004 kompatibel sind. Bildet man die Unterschiede zwischen altem und neuem Geoidmodell, so resultiert die Abb. 12.7-7. Die Differenzen nehmen Werte zwischen -14 und +2 cm an. Ein Mischen der beiden Geoidmodelle und der ent-

sprechenden Höhen würde die Auswertung weit über die Höhengenaugigkeit der GPS-Messungen verfälschen.

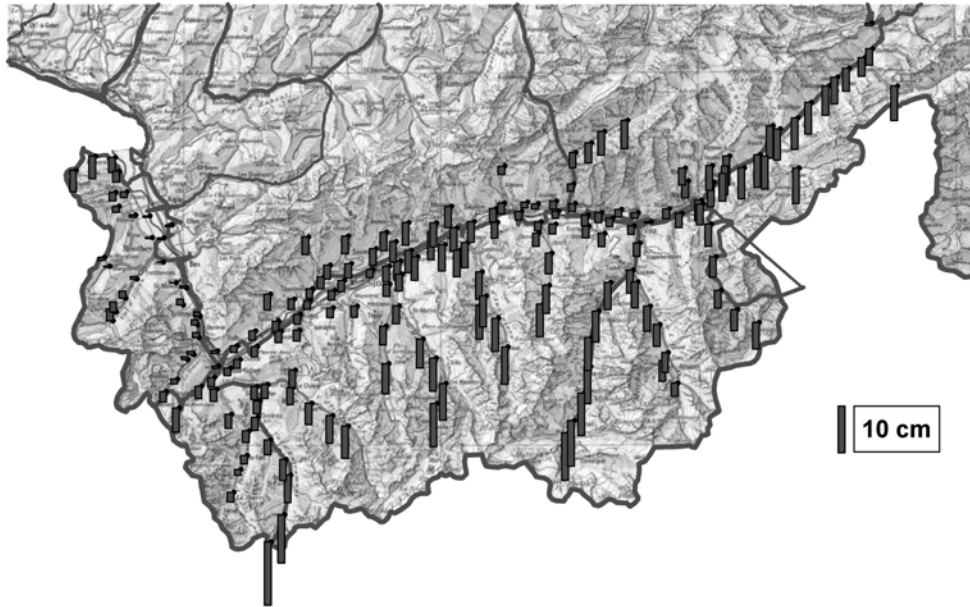


Abbildung 12.7-7: Unterschied zwischen Geoidmodell CHGeo2004 und CHGeo98 auf den 184 ausgewählten LFP1/2 im Kanton Wallis.

Sind die GPS-Messungen mit dem Geoidmodell CHGeo2004 korrigiert und liegen die korrekten Anschlusshöhen der LV95-Punkte vor, so kann einerseits die Messgenauigkeit der Messungen und andererseits die Qualität der Anschlusspunkte in einer Gesamtausgleichung mit LTOP geprüft werden. LTOP erlaubt, die Anschlusshöhen der hypothetischen Lagerungspunkte als Beobachtungen mit einem mittleren Fehler in die vermittelnde Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate einzuführen (sog. 'weiche Lagerung'). Wir wählen dabei einen grossen Fehler an den Anschlusshöhen von ± 10 cm, damit die eigentlichen Messungen von diesen Pseudobeobachtungen möglichst unbeeinflusst sind.

Die resultierenden 19 Verbesserungen an diesen Höhen sind in Abb. 12.7-8 dargestellt. Sie liegen bis auf eine einzige Ausnahme (Punkt Fafleralp; Lötschental: $+6.6$ cm) innerhalb von ± 2.9 cm. Die GPS-Höhengenaugigkeit aus dieser quasi-freien Ausgleichung beträgt 2.8 cm. Beide Angaben zeigen, dass die Messgenauigkeit in diesem topografisch anspruchsvollen Gelände gut ist und die Anschlusshöhen der LV95-Punkte einwandfrei sind. Die Bestimmung der LHN95-Höhen wäre mit einer in diese 19 LV95-Punkte gezwängten Ausgleichung unproblematisch. Die (relative) Genauigkeit des Höhenrahmens LHN95 ist (innerhalb der Messgenauigkeit) somit nachgewiesen.

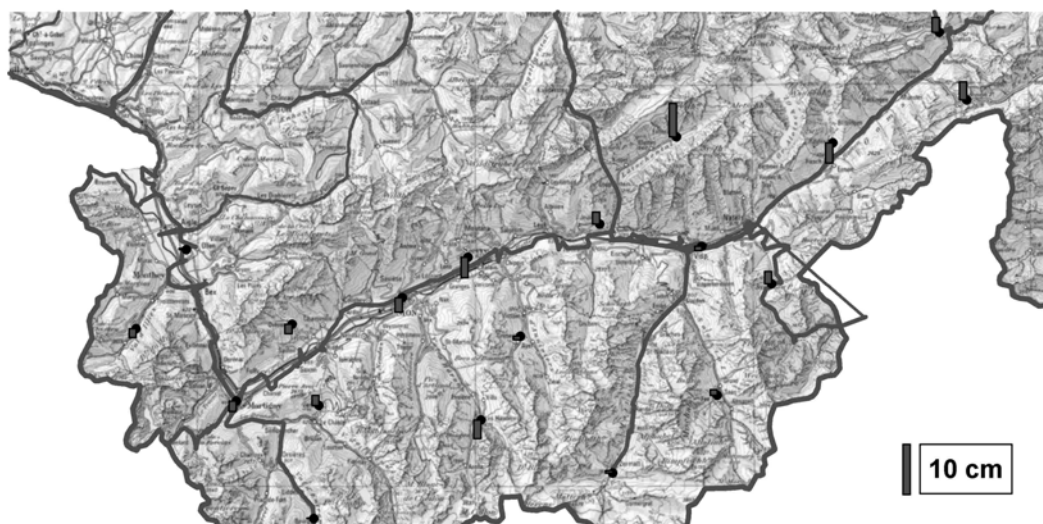


Abbildung 12.7-8: Die 19 Verbesserungen an den Anschlusshöhen LHN95 der LV95-Punkte, welche als Beobachtungen in den Netzausgleichung eingeführt wurden.

12.7.3.3 Auswertung der Messungen in LN02

Für die weitere Verwendung der Höhenmessungen in der AV sind einzig Gebrauchshöhen verlangt. Mit den GPS-Messungen können also die bestehenden LFP2-Höhen überprüft und allenfalls neu berechnet werden. Zuerst müssen die Messungen mit *HTRANS* in den Höhenrahmen LN02 vortransformiert werden. Die Grösse dieser Korrekturen ist in Abb. 12.7-9 ersichtlich. Man beachte den unterschiedlichen Massstab der Vektoren im Vergleich mit den anderen Abbildungen.

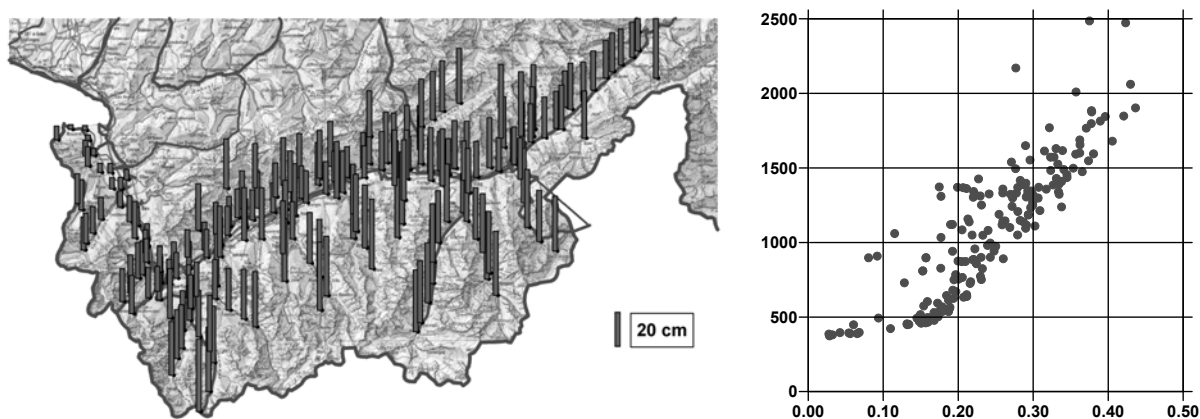


Abbildung 12.7-9: Einfluss der Korrektur mit *HTRANS*: Differenzen zwischen LHN95 und den in LN02 transformierten Höhen auf den 184 LFP1/2 im Kanton Wallis; rechts: Differenzen [m] vs. Höhen [m]

Innerhalb eines Kantonsgebietes weisen die Unterschiede LHN95 – LN02 am Beispiel Wallis wohl die grösste Spannweite auf. Sie betragen in St-Gingolph (östliches Ende des Lac Léman) 3 cm und steigen an bis zu 45 cm auf dem 2470 m hohen Gd. St-Bernard. Nebst einer Lageabhängigkeit dominiert die Höhenabhängigkeit mit ca. 2 cm/100 m. Eine rein lagerungsmässige Einpassung in der Ausgleichung der nur geoidmodell-korrigierten GPS-Sessionen wäre kaum ohne Genauigkeitsverlust

möglich. Zumindest müssten pro Session gleichzeitig ein Offset, die Kippungen in zwei Richtungen und zusätzlich ein Höhenmassstab mitgeschätzt werden.

Analog dem Kapitel 12.7.3.2 führen wir nun die *HTRANS*-korrigierten Messungen in eine Netzausgleichung ein und schätzen die Anschlusshöhen als Beobachtungen im System mit. Wiederum kontrollieren wir dadurch sowohl die Messgenauigkeit der transformierten Messungen wie auch die Qualität der Anschlusshöhen, welche nun die bestehenden Höhen in LN02 sind. Den mittleren Fehler a priori dieser Höhen wählen wir ebenfalls zu ± 10 cm.

Zuerst betrachten wir nur diejenigen acht LV95-Punkte als Anschlusspunkte, welche direkt ans Landeshöhennetz angeschlossen sind (s. Abb. 12.7-10 links). Auch wenn die 34 GPS-Sessionen so natürlich sehr weich gelagert sind, beweisen die resultierenden Verbesserungsvektoren, dass die mit *HTRANS* transformierten Messungen mit den Anschlusshöhen konsistent sind. Dass diese Verbesserungen sogar kleiner sind als bei der gleichen Berechnung in LHN95, liegt eher an der kleineren Anzahl der Anschlusspunkte.

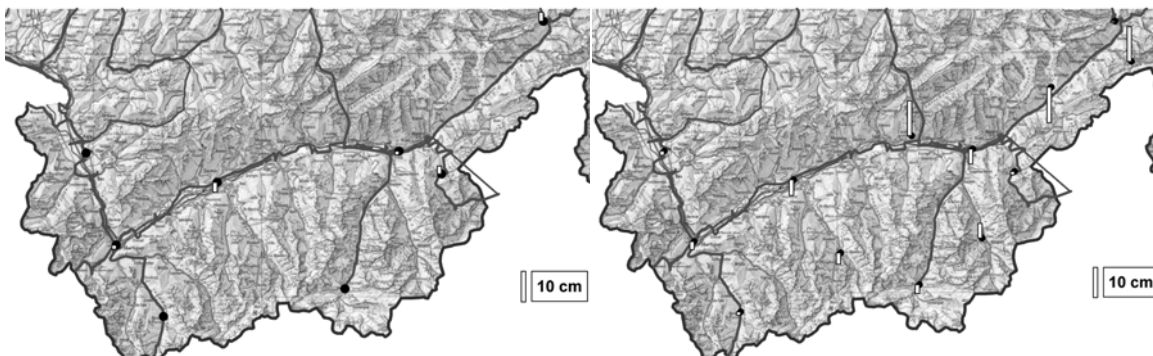


Abbildung 12.7-10: Verbesserungen an den Anschlusshöhen LN02 der LV95-Punkte:
links: nur ans LHN angeschlossene LV95-Punkte; rechts: alle LV95-Punkte

In Abb. 12.7-10 (rechts) sehen wir nun was geschieht, wenn wir alle 13 verfügbaren LN02-Höhen der LV95-Punkte mit in die Ausgleichung einbeziehen⁷⁹. Es zeigt sich offensichtlich ein ähnliches Resultat, wie wir dies schon bei den Tests mit den landesweit verteilten LV95-Punkten erkennen konnten (Kapitel 12.7.2). Durch den lokalen Anschluss an LN02 besitzen diese Punkte eine Gebrauchshöhe, welche nicht besser oder schlechter ist als die benachbarte LFP2-Höhe. Die Verbesserungen nehmen teilweise Werte von mehr als 10 cm an (bspw. Jeizinen, Fieschertal und Nufenenpass). Bei den beiden Punkten Les Hauderes und Saas Fee in den südlichen Seitentälern hingegen liegen sie unter 3.5 cm.

Mit den bisherigen Auswertungen konnten wir also die Genauigkeit der Messungen wie auch die Qualität der einwandfreien LV95-Anschlusspunkte in den beiden Rahmen LHN95 resp. LN02 und gleichzeitig der Transformation mit *HTRANS* nachweisen. Fragt sich nun, was geschieht, wenn wir mit allen in den Höhenrahmen LN02 einnivellierten Punkte gleich verfahren (Gesamtausgleichung mit

⁷⁹ sechs neue Verdichtungspunkte weisen noch keine LN02-Höhen auf

Anschlusshöhen als Beobachtungen m.F. ± 10 cm). Anhand der Punktprotokolle konnte ermittelt werden, welche Punkte im Laufe ihrer (Höhen)-Geschichte an ein Nivellement angeschlossen worden waren. Das Resultat ist in der nachfolgenden Abb. 12.7-11 ersichtlich. Die dunkelgrauen Linien repräsentieren dabei die Nivellementzüge des LHN.

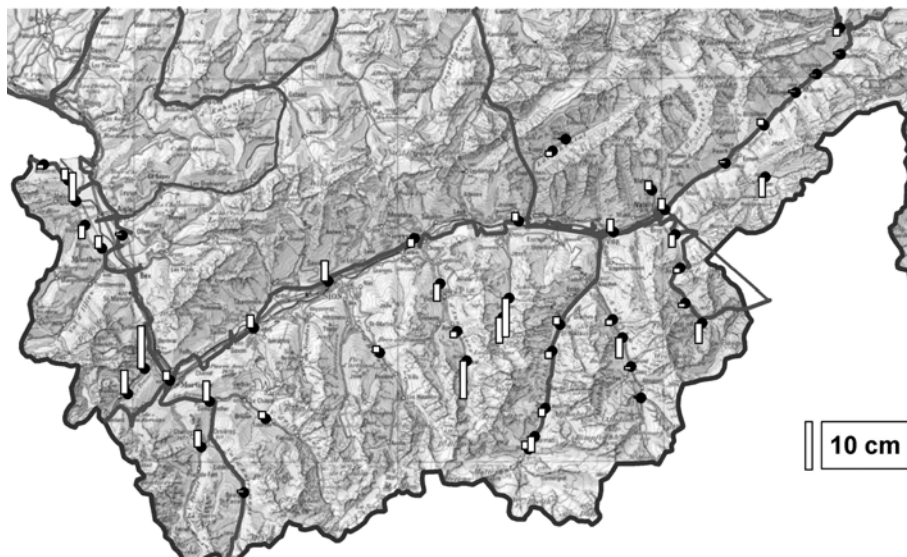


Abbildung 12.7-11: Verbesserungen an den Anschlusshöhen LN02 aller an "ein Nivellement" angeschlossenene LFP1/2 (48 Punkte).

Als erstes fällt auf, dass neben den LHN-Linien eine grosse Anzahl von sog. nivellierten Punkten existiert. Diese Punkte liegen an alten kantonalen Nivellementzügen, welche in der ersten Hälfte des 20. Jhd. für die Höhengrundlage der Triangulation 4. Ord. oder für Wasserbauprojekte gemessen und danach nie mehr unterhalten oder gar erneuert worden sind. Ob an solch alte Grundlagen angeschlossenene LFP2 eine bessere Höhe aufweisen, ist eher fraglich.

Im östlichen Wallis (inkl. den Seitentälern nach Zermatt, Saas Fee und Simplonpass), insbesondere entlang dem LHN, sind die Verbesserungen mit Beträgen unter 3 cm ausserordentlich klein. Man muss dabei bedenken, dass sie mit GPS-Messungen kontrolliert werden, deren Höhengenaugkeit nicht besser als 2-3 cm ist. Grosse Verbesserungen in den Seitentälern im mittleren und westlichen Wallis, welche nicht einen direkten Bezug zum LHN aufweisen, zeigen ein weniger homogenes Bild. Grosse negative Beträge wie in Zinal (-8 cm) lassen eher auf die Instabilität der Punkte schliessen, grosse positive Verbesserungen wie westlich von Martigny (+9 cm) zeigen vermutlich lokale Zwänge, welche mit *HTRANS* nicht berücksichtigt werden.

Abgesehen von den Punkten neben den LHN-Linien, deren Höhenqualität eher zweifelhaft ist, sind die Verbesserungen an den bestehenden Höhen jedoch sehr klein. Auch im lokal verzweigten Rahmen LN02 lassen sich unter korrekter Berücksichtigung des Geoidmodells und der Gebrauchshöhentransformation somit ansprechende GPS-Höhenbestimmungen durchführen, deren Qualität fast ausschliesslich durch die GPS-Messgenauigkeit beeinflusst ist.

Kontrollieren wir noch, wie es um die allgemeine Qualität der LN02-Höhen auf den LFP1/2-Punkten im Kanton Wallis steht. Dazu zwängen wir die GPS-Messungen in die LN02-Anschlusspunkte in Abb. 12.7-11 ein, mit Ausnahme derjenigen Punkte, welche Verbesserungen grösser ± 6 cm aufweisen. An den restlichen 140 Punkten werden die bestehenden LN02-Höhen von den neu berechneten Höhen subtrahiert. Die so gebildeten Differenzen 'neue Höhe LN02 aus GPS - bestehende Höhe LN02' sind in Abbildung 12.7-12 dargestellt.

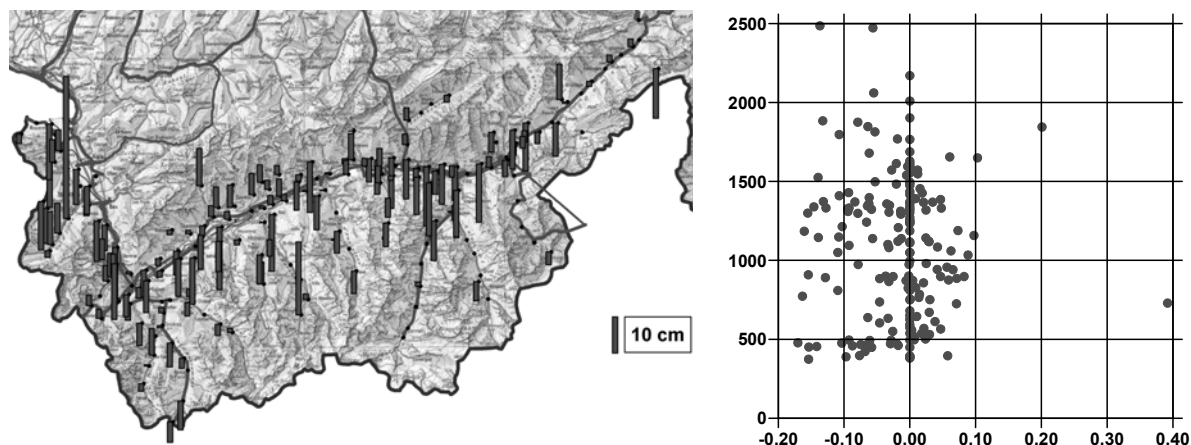


Abbildung 12.7-12: Differenzen zwischen neu berechneten Höhen LN02 und den bestehenden Gebrauchshöhen auf 140 LFP1/2 im Kanton Wallis. Rechts: Differenzen [m] vs. Höhen [m]. Lagerungspunkte sind die Punkte ohne Verschiebungsbalken.

Folgende Schlüsse können wir aus dieser Analyse ziehen:

- Zwei deutliche Ausreisser von +20 und +40 cm deuten auf Fehler in den bestehenden Höhen.
- Ohne die beiden Ausreisser ist die Spannbreite der Differenzen -17 bis +10 cm.
- Dass der Mittelwert der Differenzen bei -3 cm liegt und die negativen Werte dominieren, ist kaum eine Folge von Htrans sondern liegt eher in der grossen Wahrscheinlichkeit, dass ein grosse Anzahl von Punkten in den Hanglagen seit ihrer ursprünglichen Höhenbestimmung sich gesenkt haben. Einige Höhen weisen immerhin ein Alter von mehr als 60 Jahre auf.
- Regionenweise ist die Qualität der bestehenden Höhen sehr gut, die Spannbreite der Differenzen zeigt aber auch, dass die Genauigkeit dieser Höhen bei den Punkten ohne Anschluss an das LHN nicht besser als $\pm 5 - 10$ cm ist.

12.7.3.4 Fazit und Anmerkungen

Ein abschliessendes Fazit aus den umfangreichen Tests im Kanton Wallis beinhaltet folgende Punkte:

- Berechnungen im Höhenrahmen LHN95 sind unproblematisch und können vor allem mit einer geringen Anzahl von Anschlusspunkten durchgeführt werden. Die Qualität der Höhen wird hauptsächlich durch die Genauigkeit der GPS-Messungen beeinflusst. Wichtig ist die richtige Wahl des Geoidmodells CHGeo2004 zu den entsprechenden definitiven Höhen LHN95.

-
- Eine korrekte Auswertung und Lagerung der GPS-Messungen ohne sessionsweise Zulassung von Kippungen, Drehungen und Massstabsunbekanntes funktioniert im LN02-Rahmen nur unter Zuhilfenahme von *HTRANS*.
 - An das LHN oder qualitativ ebenbürtige kantonale Nivellementzüge angeschlossene LFPs sind geeignete und zuverlässige Lagerungspunkte. Sonstige LFPs weisen je nach Alter und Herkunft der Höhen normalerweise eine bedeutend schlechtere Genauigkeit auf.
 - Nicht jeder Punkt, welchem im Protokoll ein "Nivellementanschluss" attestiert wird, verdient diese Bezeichnung hinsichtlich der Höhenqualität. Die Herkunft dieser Höhen ist sorgfältig abzuklären.
 - Werden all diese Kriterien bei einer Auswertung entsprechend berücksichtigt, lässt sich auch in LN02 eine ansprechende und vor allem an die lokalen Verhältnisse angepasste Höhenauswertung erzielen.
 - Die vorliegende, gezwängte Berechnung ist nur eine Möglichkeit einer Lagerung. Müsste das kantonale Vermessungsamt diese Auswertung vornehmen, so hätte es sich vor allem auch danach zu orientieren, wo umfangreiche, an bestehende LFP angeschlossene Höhendaten der AV schon vorliegen. Hier müsste gezielt eine Einzwängung vorgenommen werden, auch wenn dies aufgrund der Auswertung mit Anschlusshöhen als Beobachtungen vielleicht nicht so offensichtlich wäre. Eine Neuberechnung von LN02-Höhen ist eigentlich nur dann zwingend, wenn offensichtlich grobe Fehler in den bestehenden Daten vorliegen oder die Genauigkeitsanforderungen der TVAV nicht eingehalten werden.

12.7.4 Absolute Transformationsgenauigkeit entlang den LHN-Linien

HTRANS ist eine Software, welche den GPS-Benutzern den Übergang in den Gebrauchshöhenrahmen LN02 erleichtern soll und ist dadurch von allgemeinem Interesse. Es stellt sich nun aber auch die Frage, inwieweit die Stützpunktdichte (1431 Punkte) genügt, um sämtliche HFP1 (ca. 8'000 Punkte) zwischen den beiden Rahmen zu transformieren. Entlang den LHN-Linien liegen von beiden Rahmen streng gerechnete Lösungen vor. Exemplarisch versuchen wir nun, anhand von zwei ausgewählten Linien im Mittelland und im Alpengebiet die Transformationsgenauigkeit zu ermitteln. Von Interesse ist dabei natürlich, wie gut die Punkte transformiert werden, welche nicht Transformationsstützpunkte sind.

In den beiden Abbildungen 12.7-13 und 12.7-14 (jeweils unterer Teil der Grafik) sind die Differenzen zwischen den transformierten Höhen LN02 und den aus den Linienauswertungen ermittelten Gebrauchshöhen dargestellt; dies getrennt nach *HTRANS* aus Einzeldates oder dem Gesamtdate. Gleichzeitig sind auch die Anteile der Einzelflächen zur gesamten Spanne (Diff. LHN95 - LN02) abgebildet.

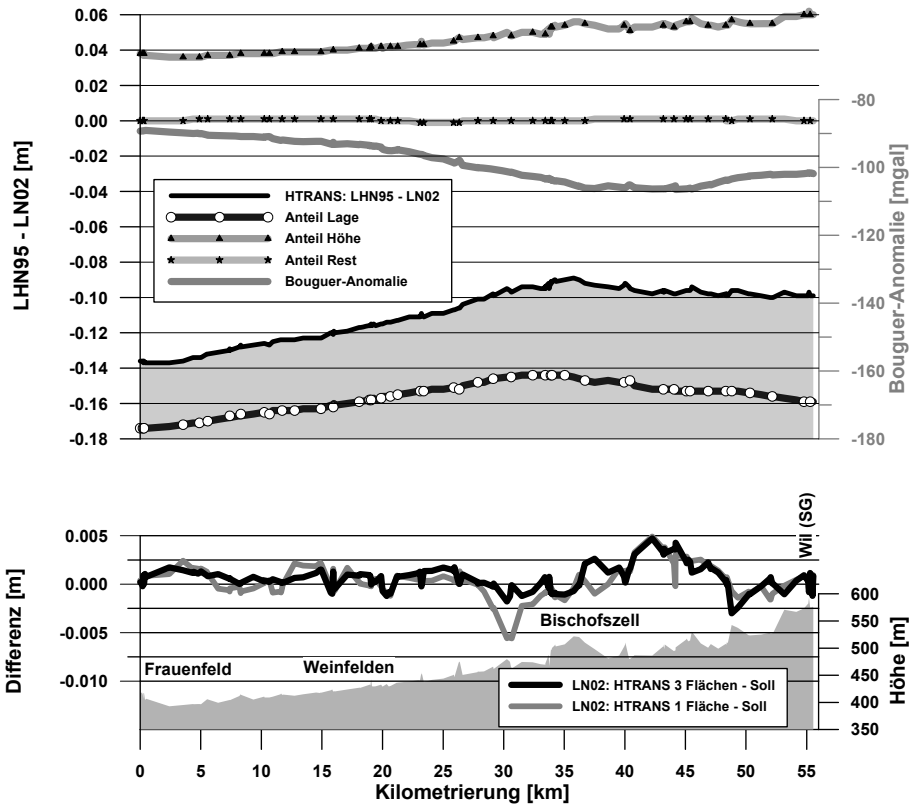


Abbildung 12.7-13: Absolute Transformationsgenauigkeit entlang der LHN-Linie Frauenfeld - Bischofszell - Wil. Oben: Aufteilung des Transformationsbetrags in die Einzelanteile. Unten: Differenzen der transformierten LN02-Höhen zu den Sollwerten.

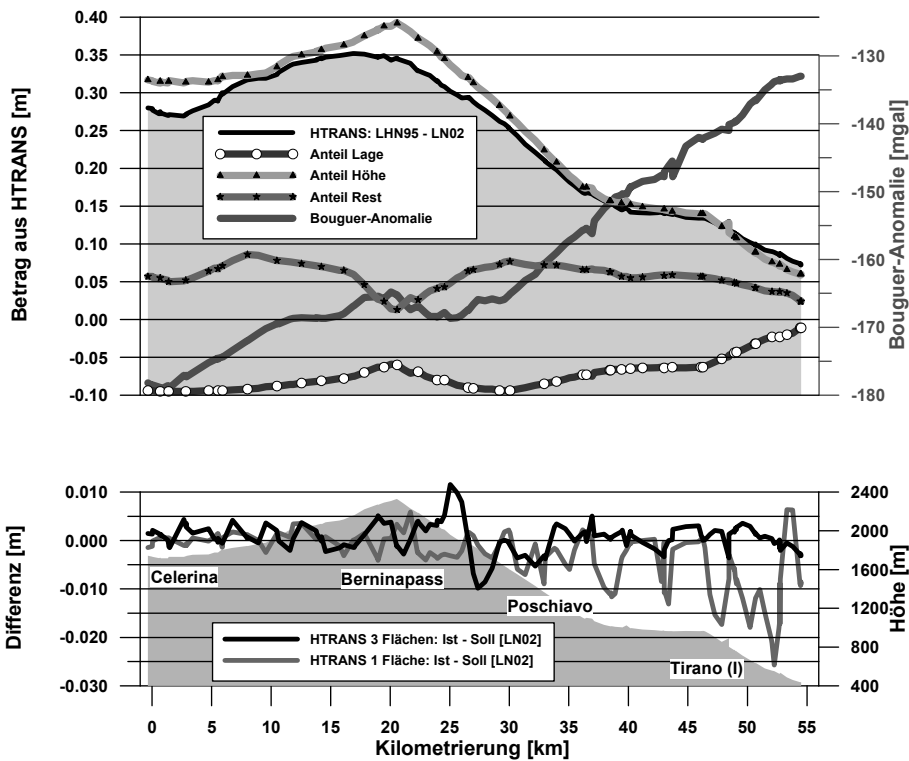


Abbildung 12.7-14: Absolute Transformationsgenauigkeit entlang der Linie über den Berninapass. Oben: Aufteilung des Transformationsbetrags in die Einzelanteile. Unten: Differenzen der transformierten LN02-Höhen zu den Sollwerten.

Bei der Mittellandlinie (Abb. 12.7-13) weichen die beiden Höhen um maximal 5 mm voneinander ab, die mittlere Abweichung beträgt 0.6 mm mit einer Streuung von ± 1.2 mm. Zwischen der Transformation aus den Einzelfiles und dem Gesamtfile ist praktisch kein Unterschied (max. 3 mm) erkennbar.

Entlang der LHN-Linie über den Berninapass weichen die mit *HTRANS* (3-Gitter) transformierten Werte um bis zu ± 1 cm von den Sollhöhen aus der Linienauswertung ab. Mit der 1-Gitter-Lösung erhöht sich dieser Wert auf ± 2.5 cm. Der Mittelwert (3-Gitter) über alle Abweichungen beträgt wiederum 0.6 mm, die Streuung nimmt einen Wert von ± 2.7 mm an.

Im Mittelland lassen sich demzufolge beliebige HFP1 mit einer Genauigkeit (1σ) von $\pm 1 - 2$ mm transformieren. Im Alpenraum reduziert sich die Genauigkeit (je nach topografischen Verhältnissen) um ca. die Hälfte. Absolut betrachtet sind dies sehr gute Ergebnisse. Würde man Präzisionsnivelement-Messungen aber so transformieren, würde ein wesentlicher Teil der relativen Genauigkeit, welche die Netze besonders wertvoll machen, verloren gehen.

12.7.5 Schlussfolgerungen zu den Testberechnungen

Die Tests auf den Nivellementlinien, den LV95-Punkten und mit den GPS-Messungen im Kanton Wallis haben die Praxistauglichkeit der vorgeschlagenen Transformationsmethode mit *HTRANS* zwischen den Höhenrahmen LHN95 und LN02 eindrücklich bewiesen. *HTRANS* liefert aber keine strenge Transformation der Stützpunkte, wie dies beim Lagetransformationsprogramm *FINELTRA* der Fall ist. *HTRANS* wäre auch nicht fähig, Transformationen von Präzisions-Nivellementmessungen ohne Genauigkeitsverlust zwischen den Höhenrahmen durchzuführen. Insbesondere die hohe Relativgenauigkeit würde je nach Topografie verloren gehen.

Die Tests auf den LV95-Punkten und im Kanton Wallis zeigen die limitierte Genauigkeit des Gebrauchshöhenrahmens ausserhalb des Einflussbereiches des LHN auf. Die vorwiegend zufällige Verteilung der Abweichungen zwischen transformierten oder gemessenen LN02-Höhen und den bestehenden Daten rechtfertigt für *HTRANS* bis anhin keine Integration von Stützpunkten zwischen den Schleifen.

Im Zusammenhang mit der präzisen GPS-Höhenbestimmung im Fixpunktbereich eignet sich *HTRANS* vorzüglich, um eine Vortransformation der Messungen in den Gebrauchshöhenrahmen vorzunehmen. In jedem Fall ist danach zu kontrollieren, ob die vorhandenen Anschlusspunkte den Qualitätsanforderungen genügen. Erst dann ist eine gezwängte Berechnung gerechtfertigt. Der lokal verzwängte Gebrauchshöhenrahmen ist nur dann zu verbessern, wenn systematische oder grob fehlerhafte Abweichungen festgestellt werden, welche ausserhalb der Anforderungen der AV liegen.

13. Schlussbetrachtungen, Ausblick und Dank

13.1 Schlussbetrachtungen

Die vorliegende Arbeit dokumentiert die Berechnungen für das neue Landeshöhenetz der Schweiz LHN95. Kernstücke sind die kinematische Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen, die Berechnung der mittleren Schweren und die kombinierte Ausgleichung zusammen mit den GPS-Messungen und den Geoidundulationen. Mit LHN95 wurde eine wichtige Voraussetzung für den optimalen Einsatz der GNSS-Technologie für Vermessungsanwendungen in der Schweiz geschaffen. Die orthometrischen Höhen LHN95 legen mit cm-Genauigkeit den potentialtheoretisch strengen Höhenrahmen der neuen Landesvermessung fest. Sie sind neben dem Geoidmodell und den ellipsoidischen Höhen des GPS-Landesnetzes der dritte Grundpfeiler des konsistenten Höhensystems von LV95. In diesem Sinne bildet die Arbeit den Abschluss der umfangreichen Tätigkeiten für das 1988 gestartete Projekt LV95, mit welchem die Landesvermessung vollständig und mit bis anhin unerreichbarer Genauigkeit erneuert wurde.

Die kinematische Ausgleichung ermöglicht es, sämtliche Präzisionsmessungen des Landesnivellements zusammen mit den Schweremessungen "in einem Guss" zu bearbeiten und einen Höhenrahmen zu berechnen, welcher frei von Netzwängen ist. Die mittleren Fehler der ausgeglichenen geopotentiellen Knoten relativ zum neuen Fundamentalpunkt Zimmerwald betragen maximal ± 14 mgpu ($\approx \pm 14$ mm). Das zweite wesentliche Hauptresultat der kinematischen Ausgleichung sind die vertikalen Höhenänderungen der Fixpunkte. Sie bilden den umfangreichsten Datensatz für Untersuchungen der rezenten vertikalen Bewegungen der Erdkruste und sind deshalb von besonderer Bedeutung und hohem Wert für die ingenieurgeologischen und geophysikalischen Wissenschaften.

Die mittleren Schwerewerte entlang der Lotlinie konnten aus den Massen- und Dichtemodellen hergeleitet werden, welche durch die Arbeiten für die Geoidbestimmung bereits vorlagen. Zusammen mit den Potentialwerten lassen sich nun die orthometrischen Höhen berechnen. Der Genauigkeitsverlust gegenüber den geopotentiellen Knoten ist gering. Auf den höchst gelegenen und von Zimmerwald am weitesten entfernten Punkten des LHN betragen die mittleren Fehler maximal ± 20 mm.

Die Konsistenz zwischen den orthometrischen und den ellipsoidischen Höhen sowie den Geoidundulationen wurde auf den ca. 200 GPS/Nivellementpunkten der Landesvermessung getestet. Umfangreiche Untersuchungen mit einem von den GPS- und Nivellementmessungen unabhängigen Geoidmodell haben gezeigt, dass der überaus grösste Anteil an den Residuen als Korrektur desselben interpretiert werden muss. In den Randregionen nehmen diese Verbesserungen systematische Tendenzen mit Beträgen von bis zu 2 dm an. Für die definitive Lösung des neuen Geoidmodells CHGeo2004 wurden die Undulationen auf den GPS/Nivellementpunkten deshalb mit einem mittleren Fehler von ± 1 mm in die Kollokation des Residualfeldes eingeführt. Die verbleibenden Verbesserungen mit Beträgen von wenigen Millimeter wurden einzig den ellipsoidischen Höhen zugeschlagen. Die so erzwungene Kon-

sistenz führt somit zu keinen Änderungen an den ursprünglichen geopotentiellen Knoten aus der kinematischen Ausgleichung der Landesnivellement-Messungen. Durch die Auslassung einer zufälligen Auswahl von Stützpunkten konnte bis anhin gezeigt werden, dass die Güte der Konsistenz bei diesen Punkten ca. $\pm 1-2$ cm beträgt. Die Bestimmung von neuen, unabhängigen GPS/Nivellementpunkten wird dazu den definitiven Beweis erbringen und ist Bestandteil der künftigen Qualitätskontrollen in der Landesvermessung.

Basierend auf der Analyse der Differenzen zwischen den strengen Höhenarten und zu den Gebrauchshöhen LN02 auf ca. 1'400 Punkten des LHN ist die Software *HTRANS* entwickelt worden. Dieses einfache Werkzeug ermöglicht die Transformation zwischen den beiden Höhenrahmen LHN95 und LN02 und wird künftig vor allem für die Umrechnung der GNSS-Messungen in den alten Gebrauchshöhenrahmen LN02 Anwendung finden. Von einer Transformation dürfen keine Wunder erwartet werden. Sie kann nie bessere Resultate liefern als die vorgegebene Genauigkeit des qualitativ schlechteren Höhenrahmens. Entlang den Linien des LHN ist die Genauigkeit der Transformation besser als ± 1 cm. Ausserhalb dieser Linien sind im erweiterten Höhenrahmen LN02 Zwänge im Dezimeterbereich keine Seltenheit.

Daneben liefert die vorliegende Dokumentation einen allgemeinen Überblick über die Geschichte der geodätischen Höhenbestimmungen in der Schweiz seit den ersten barometrischen Messungen im 17. Jahrhundert. Der Herkunft der Gebrauchshöhen LN02 wurde dabei besondere Aufmerksamkeit geschenkt; sie legen weiterhin den offiziellen Höhenrahmen für die amtliche Vermessung und die Karten in der Schweiz fest.

Die wissenschaftliche Bedeutung dieser Arbeit liegt darin, dass die theoretischen Vorgaben konsequent in die praktische Landesvermessung umgesetzt wurden. Dass LHN95 (noch) keinen direkten Eingang in die offiziellen Werke der amtlichen Vermessung gefunden hat, mag ein kleiner Wermutstropfen sein. Den Benutzern steht immerhin die Software *HTRANS* für die Umrechnung zwischen den Höhenrahmen zur Verfügung. Ob bewusst oder unbewusst, wer sich mit stützpunktarmer, GNSS-basierter Höhenbestimmung im neuen (LHN95) aber auch im alten Höhenreferenzrahmen (LN02) befasst, wird direkt von den vorliegenden Arbeiten profitieren.

Dass LHN95 kein rein "akademischer" Höhenrahmen ist, beweist sein Einsatz in der Absteckung der beiden AlpTransit-Tunnelbauwerke am Lötschberg und Gotthard. Beide Tunnelvortriebe basieren auf Grundlagenvermessungen, deren Höhen vollständig auf den Berechnungen von LHN95 beruhen. Die äusserst kleinen Durchschlagsfehler am bereits ausgebrochenen Lötschberg Basistunnel sind Beweis genug für die Qualität dieser Höhengrundlagen [Riesen et al. 2005]. Nach den langjährigen Arbeiten ist es eine besondere Genugtuung, dass dem Höhenrahmen LHN95 nicht das ähnliche Schicksal der Nichtbeachtung droht, wie den Resultaten aus den Reduktionen und Gesamtausgleichungen im 20. Jahrhundert.

13.2 Ausblick

Wie im Kapitel 11 erwähnt, liegen mit Abschluss dieser Arbeiten nur von ca. 15 % der Höhenfixpunkte der Landesvermessung (HFP1) strenge orthometrische Höhen vor. Die Informationen in diesen Punkten genügen vorerst, um die Transformation zwischen LHN95 und LN02 mit ausreichender Genauigkeit zu gewährleisten. Das Konzept für eine vollständige Berechnung aller HFP1 liegt vor. Abschnittsweise und je nach Bedarf ist eine gezwängte Bestimmung der Zwischenpunkte keine aufwändige Angelegenheit. Ob aber eine flächendeckende Berechnung im Rahmen der Landesvermessung gestartet wird, ist noch offen. Solange LHN95 nicht den offiziellen Höhenrahmen der amtlichen Vermessung festlegt, ist der Nutzen gegenüber dem Aufwand fraglich, auch wenn die Transformationsgenauigkeit zwischen LHN95 und LN02 lokal noch leicht gesteigert werden könnte.

LHN95 ist nicht gleichbedeutend mit dem Landesnivellement, auch wenn die Resultate zum grössten Teil darauf beruhen. LHN95 ist zusammen mit dem Geoidmodell CHGeo2004 die moderne Höhengrundlage für die GNSS-Messungen und deren Bezug zu einem physikalischen Höhensystem innerhalb der Schweiz. Noch haben die GNSS-Messungen das Landesnivellement nicht verdrängt. Nach wie vor sind in der Landesvermessung Anstrengungen notwendig, um ein effektives Zentimeter-Geoid festzulegen. Zudem kann die hohe Nachbargenauigkeit der Nivellementmessungen in anspruchsvoller Umgebung (urbanes Gebiet, Horizontabdeckungen im Alpenraum) mit GNSS-Methoden nicht erreicht werden. Inwieweit das europäische Navigationssystem GALILEO eine Verbesserung bringt, wird sich im Laufe der Zeit zeigen.

In einem rein ellipsoidischen Höhensystem und mit der entsprechenden Stationsumgebung ist die Genauigkeit und Leistungsfähigkeit der satellitengeodätischen Messmethoden über grosse Distanzen unerreichbar. Insbesondere die tektonischen Untersuchungen über die Landesgrenzen hinweg werden auch in der Höhe durch GNSS-Permanentmessungen geprägt sein. Präzisionsnivellement-Messungen sind personal- und zeitintensiv. Die bis anhin gesammelten Informationen zu den rezenten Höhenänderungen aus den wiederholten Nivellementmessungen sind jedoch ein besonders wertvolles Gut. Aus technischer Sicht können diese Messungen künftig nicht durch die GNSS-Methoden ersetzt werden. Dazu würden sich die Höhenfixpunkte schon gar nicht eignen. Verzichtet man aber auf den Unterhalt am bestehenden Landeshöhennetz, so geht dieser Informationsträger sowohl für tektonische Studien wie auch für geodätische Anwendungen innert kürzester Zeit unwiderruflich verloren.

Letztendlich stellt sich natürlich die Frage, wie die Qualität des neuen Landeshöhennetzes LHN95 weiter gesteigert werden kann. Ich beschränke mich auf eine lose Aufzählung der wesentlichen Punkte:

- **Aktualität der Messungen:** Die wohl grösste Qualitätssteigerung wird durch eine Aktualisierung mit neuen Messungen erzeugt. Man muss bedenken, dass die ältesten Messungen im Landeshöhennetz z. Z. aus dem Jahre 1943 stammen (Stand 2005).

- **Verbesserte Massen- und Dichtemodelle:** für das Topografie-Modell könnten anstelle von DHM25 die feiner aufgelösten Modelle der amtlichen Vermessung verwendet werden. Diese könnten insbesondere in anspruchsvoller Stationsumgebung (enge Täler, Punkte an Felswänden) eine Genauigkeitssteigerung bei der Berechnung der mittleren Schweren erzeugen. Analog zu den Bedürfnissen für die Geoidbestimmung wäre eine höher aufgelöste Dichteverteilung von Interesse. Dabei stehen die quartären Talfüllungen im Vordergrund. Sie würden insbesondere die Interpolation der Oberflächenschweren wesentlich erleichtern und verbessern.
- **Verbesserte Geoidmodelle** tragen wiederum zu verbesserten konsistenten Höhensystemen bei. Verbesserungen können durch weitere GPS/Nivellementpunkte, Schwerefeldmessungen und verbesserte Dichtemodelle erzielt werden.
- **Verbesserte kinematische Modelle:** Mit diesen Arbeiten wird sich die Landesvermessung auch künftig noch auseinandersetzen. Die rezenten Höhenänderungen aus dem Landeshöhennetz müssen auch mit den 3D-Daten aus dem GPS-Landesnetz LV95 verknüpft werden, wie dies im Projekt Swiss4D bereits vorgesehen ist [Egli 2004b].

Die Erweiterung des Datensatzes der rezenten Höhenänderungen durch die laufend anfallenden Neumessungen im LHN ist eine dauernde Aufgabe der Landesvermessung. In diesem Zusammenhang dürfte es auch von Interesse sein, die Berechnung von isostatischen Anomalien mit dem vollständigen Datensatz der SGPK zu aktualisieren. Dies könnte exaktere Aussagen über die Ursache der rezenten Hebungen des Alpenkörpers ermöglichen.

13.3 Dank

Am Schluss der Arbeit ist es mir ein besonderes Anliegen, allen Beteiligten meinen aufrichtigen Dank auszusprechen. Namentlich sind dies:

Alle meine Kollegen des Bereichs Geodäsie des Bundesamtes für Landestopografie, an erster Stelle Urs Marti für seine unermüdliche und äusserst generöse Unterstützung in allen theoretischen wie auch praktischen Belangen und Fragen sowie für die unverzichtbaren Software-Weiterentwicklungen. Wesentliche Teile, insbesondere die kombinierte Ausgleichung im Kapitel 10 und die Höhentransformationen im Kapitel 12 beruhen auf seinen Ideen und Ausführungen. Adrian Wiget, welcher über lange Zeit als direkter Vorgesetzter mir das notwendige Vertrauen und die Unterstützung bot und sich grosszügigerweise als Korrektor zur Verfügung stellte. Den beiden Vätern der neuen Landesvermessung LV95, Dieter Schneider und Erich Gubler, welche mir als Bereichsleiter das Vertrauen schenkten und ermöglichten, diese interessante Arbeit auszuführen. Den Mitgliedern des Teams LHN, insbesondere Bruno Mattli, für die Bereitschaft und das Interesse, die alten Messungen des Landesnivellements gewissenhaft aufzuarbeiten und ihre Erfahrungen und ihr Wissen in diese Arbeiten einzubringen. Pierre Gerber als Bibliothekar der Landestopografie und Martin Rickenbacher für die Unterstützung und die Überlassung von Bildmaterial zum historischen Abriss in den Kapiteln 4 und 5.

Herrn Prof. Hans-Gert Kahle und Prof. Alain Geiger des Institutes für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich für die wissenschaftliche Unterstützung sowie Herrn Prof. Wolfgang Augath, TU Dresden, für die wertvollen Hinweise.

Literaturverzeichnis

verwendete Abkürzungen:

IGP	Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich. (nicht zur verwechseln mit dem International Geodynamics Project)
L+T	Bundesamt für Landestopografie (Publikationen vor 2002)
Nagra	Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle
NFP	Nationales Forschungsprogramm
SAC	Schweizer Alpen-Club
SGK	Schweizerische Geodätische Kommission
swisstopo	Bundesamt für Landestopografie (Publikationen ab 2002)
VPK	Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik (schweizerische Fachzeitschrift; heute 'Geomatik Schweiz')
ZfV	Zeitschrift für Vermessungswesen (deutsche Fachzeitschrift)

- Arnet F. (1992): POTENZ – ein Programm zur exakten Beschreibung der Gravitationsfeldgrößen Potential, Beschleunigung und Schweretensor von beliebigen Polyedern. *IGP-Bericht Nr. 192, ETH Zürich, März 1992.*
- Arnet F. (2001): Interpolation von DHM25 Level 2: Interpolation eines digitalen Höhenmodells aus Höhenkurven, Zwischenkurven, Seeufern, Bruchkanten, Gewässerlinien und Höhenkoten mittels Dreiecksvermaschung. *Berichte aus der L+T Nr. 18. September 2001, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Aubert D. (1982): Fenêtres et écaillés tectoniques à la vallée de Joux. *Bulletin de la Société vaudoise de Sciences naturelles. No 362, Vol. 76, Fasc. 2. 1982.*
- Baeschlin C. F. (1925): Die Reduktion der Präzisions-Nivellements wegen Nichtparallelität der Niveauflächen und andere Fragen als Studien zum Schweizerischen Landesnivellement. *Emil Birkhäuser & Cie., Basel.*
- Baeschlin C. F. (1948): Lehrbuch der Geodäsie. *Orell Füssli Verlag, Zürich.*
- Baumann M. (1994): Three-dimensional modeling of the crust-mantle boundary in the Alpine region. *Dissertation ETHZ Nr. 10772, ETH Zürich.*
- Biedermann R., O. Gicot, K. Egger und T. Schneider (1980): Das Verhalten der Staumauer Zeuzier. In: *Wasser, Energie, Luft 72, 7/8.*
- Bitterli-Brunner P., L. Hauber und H. Fischer (1975): Investigation of recent crustal movements across the Rhine-Graben flexure at Basel. In: *Tectonophysics 29, (1975) 283 – 287.*
- Börsch A. (1891): Vergleichung der Mittelwasser der Ostsee und Nordsee, des atlantischen Oceans und des Mittelmeeres aufgrund einer Ausgleichung von 48 Nivellements-polygonen in Central- und Westeuropa. Unter Mitwirkung von Dr. F. Kühnen der permanenten Commission der Internationalen Erdmessung vorgelegt von F.R. Helmert. *Centralbureau der internationalen Erdmessung. Stanikiewicz' Buchdruckerei, Berlin 1891.*
- Bosshard W. E. (1917): Einführung des neuen Nivellement-Horizontes bei der Abteilung für Wasserwirtschaft des Schweiz. Departements des Innern. *Mitteilungen der Abteilung für Wasserwirtschaft Nr. 11. Buchdruckerei Rösch & Schatzmann, Bern 1917.*
- Bretterbauer K. (1986): Das Höhenproblem der Geodäsie. *Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Photogrammetrie, 74. Jahrgang, Heft 4: 205-215.*

- Brockmann E. (2003): CHGeoid2003: Planung und Auswertung der GPS Messungen. *swisstopo Report 03-30 (D)*.
- Brockmann E. und D. Ineichen (2004): LV95/CHTRF2004 (Swiss Terrestrial Reference Frame 2004): Teil 3: Auswertung der GPS-Messungen 2004 und Resultate der Gesamtausgleichung CHTRF04. *swisstopo Report 04-07 (B)*.
- Bruderer U. und B. Mattli (1998): Landeshöhennetz der Schweiz (LHN95). Verzeichnis der Linien des Landesnivellements 1903 - 1997. *Technischer Bericht Nr. 98-11 L+T, Bundesamt für Landestopographie*.
- Brunner F.K. (2002): The Role of Local Quasi-dynamic heights in Engineering Geodesy. *Preprint of a paper to be published in the proceedings of INGENEO2002, Bratislava, November 2002*.
- Burckhardt C. J. (1934): Jacques Barthélemy Micheli du Crest. In: Grosse Schweizer und Schweizerinnen. Erbe als Auftrag. Hrsrg. E. Jaeckle und E. Stäubli 1990. *Th. Gut & Co. Verlag, Stäfa: 143-149*.
- Bürki B. (1989): Integrale Schwerefeldbestimmung in der Ivrea-Zone und deren geophysikalische Interpretation. *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz. SGK, Band 40*.
- Caminada P. (2003): Pioniere der Alpentopografie. Die Geschichte der Schweizer Kartenkunst. *AS Verlag und Buchkonzept AG, Zürich 2003*.
- Carosio A. und M. Plazibat (1995): Lineare Transformation mit finiten Elementen. Eine anpassungsfähige Verbindung zwischen alter und neuer Landesvermessung. *VPK 4/95 S. 192-194*.
- Cavelti Hammer M. (2001): Geburtsstunde des wissenschaftlichen Alpenpanoramas. In: Augenreisen – das Panorama in der Schweiz. Hrsrg. *Schweizerisches Alpines Museum & Schweizer Alpen-Club SAC, Bern: 74-89*.
- Charles A. (1938): Le Nivellement Fédéral. In: *100 Jahre Eidg. Landestopographie 1838 – 1938. Historische Berichte. Beitrag 3. Landestopographie 1938*.
- Clouzot, E. (1934): La Carte de J.C. Fatio de Duillier (1685-1720). Essai sur la cartographie du Léman. *Extrait de Geneva, Tome X//, 1934, p. 195-268*.
- Duden (1989): Duden Deutsches Universalwörterbuch. 2. Ausgabe. *Bibliographisches Institut, Mannheim 1989*.
- Eckhardt P., H. Funk und T. Labhart (1983): Postglaziale Krustenbewegungen an der Rhein-Rhone-Linie (mit Beiträgen von W. Fischer und E. Gubler). *VPK 2/83*.
- Egli R. (2004a): Establishing a Kinematic Model of Switzerland (Swiss 4D). Swiss 4D: Geodynamik in der Schweiz. 2. Zwischenbericht zum FEP mit dem Geodäsie und Geodynamiklabor ETH Zürich. *swisstopo Report 04-39 (B)*.
- Egli R. (2004b): Swiss 4D. Geodynamik in der Schweiz. Schlussbericht zum FEP mit dem Geodäsie und Geodynamik Labor (GGL) der ETH Zürich. *swisstopo-Report 04-47 (B)*.
- Ehrensperger, W. und J.J. Kok (1986): Status and Results of the 1986 Adjustment of the United European Levelling Network - UELN - 73. *Symposium on Height Determination and Recent Crustal Movements in Western Europe, Federal Republic of Germany, 15. - 19. September, 1986*.
- Elmiger A. und F. Chaperon (1997): Landesvermessung: Texte und Notizen zur Vorlesung. Prov. Auflage. *Institut für Geodäsie und Photogrammetrie an der Eidg. Technischen Hochschule Zürich 1997*.
- Eschmann J. (1838): Trigonometrisch bestimmte Höhen der Schweiz. Aus den Protokollen der Schweizerischen Triangulation ausgezogen. *Orell, Füssli & Compagnie, Zürich 1838*.

- Eschmann J. (1840): Ergebnisse der Trigonometrischen Vermessungen in der Schweiz. Nach Befehl der Hohen Tagsatzung aus den Protokollen der eidgenössischen Tringulierung bearbeitet und herausgegeben von J. Eschmann, Oberlieutenant beim eidgenössischen Oberstquartieramt. *Zürich 1840*.
- Fäh D. (2001): Erdbeben: Von der Gefährdung zur Schadensabschätzung. *Schweizerischer Erdbebendienst Zürich (internet). Beitrag des Schweizerischen Erdbebendienstes, Zürich zur Veranstaltung "Die Katastrophe. Historische Bewältigung und moderne Sensibilität", Uni Basel, April 2001*.
- Favre J. (1946): Quelques considérations sur le réseau du nivellement fédéral. *Tirage séparé de la "Revue technique suisses des mensurations et améliorations foncières. N° 1, 1946*.
- Favre J. (1947): L'étalonnage des mires de nivellement (Eichung der Nivellements-Miren). *Micortecnic, Revue universelle Vol. I No. 3 p.160-162*.
- Fotopoulos G., C. Kotsakis and M.G. Sideris (1999): Evaluation of Geoid Models and Their Use in Combined GPS/Levelling/Geoid Height Network Adjustments. *Department of Geomatics Engineerin at the University of Calgary, Alberta Canada. Free internet publication*.
- Fotopoulos G. (2003): An analysis on the optimal combination of geoid, orthometric and ellipsoidal height data. *A thesis submitted to the faculty of graduate studies in partial fulfilment of the requirements for the degree of doctor of philosophy, department of geomatics engineering, Calgary, Alberta, December 2003*.
- Fueter E. (1938): Johann Jakob Scheuchzer. In: Grosse Schweizer und Schweizerinnen. Erbe als Auftrag. *Hrsg. E. Jaeckle und E. Stäubli 1990. Th. Gut & Co. Verlag, Stäfa: 137-142*.
- Funk, H.-P. und E. Gubler (1980): Höhenänderungen der Fixpunkte im Gotthard-Bahntunnel zwischen 1917 und 1977 und ihre Beziehung zur Geologie. In: *Eclogae geol. Helv. Vol. 73/2*.
- Gassmann F. (1962): Stand und Aufgaben der geodätischen Gravimetrik in der Schweiz. In: *Festschrift anlässlich des 100jährigen Bestehens der Schweizerischen Geodätischen Kommission (Hersg.: F. Kobold), Zürich 1962*.
- Gassmann R. (1915): Das neue Schweizerische Landesnivellement. *Separatdruck aus der Schweiz. Geometerzeitung 1915, Buchdruckerei Winterthur 1915*.
- Gassmann R. (1919): Mitteilungen über das neue schweizerische Landesnivellement. *Schweiz. Geometerzeitung 1919*.
- Gassmann R. (1922): Die Präzisions-Nivellemente über die Grimsel in den Jahren 1880, 1901 und 1920. *Zeitschrift für Vermessungswesen und Kulturtechnik, 1922*.
- Gassmann R. (1925): Über die Höhenänderungen in der Fixpunktanlage des Schweiz. Landesnivellements. *Schweizerische Zeitschrift für Vermessungswesen und Kulturtechnik No.8 1925*.
- Gassmann R. (1927): Bemerkungen betr. die Resultate und Ableitung der Gebrauchshöhen der Linie Gampel - Sion - Martigny. *Faszikel 35, Dokumentation der Landesnivellementmessungen, Archiv Bundesamt für Landestopographie*.
- Gassmann R. (1928): Bemerkungen betr. die Resultate und Ableitung der Gebrauchshöhen der Linie Gampel - Sion - Aigle. *Faszikel 38, Dokumentation der Landesnivellementmessungen, Archiv Bundesamt für Landestopographie*.
- Geiger A., H.-G. Kahle and E. Gubler (1985): Recent Crustal Movements in the Alpine-Mediterranean Region analysed in the Swiss Alps. In: *Int. Symposium on Recent Crustal Movements. Tectonophysics, Vol. 130: p. 289-298*.
- Geiger A. (1990). Gravimetrisches Geoid der Schweiz: Potentialtheoretische Untersuchungen zum Schwerefeld im Alpenraum. *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz. SGK, Band 43*.

- Glaus R. (1990): Massenmodelle: Überprüfung und Erweiterung an Lotabweichungen und Schweremessungen. Geodätisches Seminar I. IGP, ETH Zürich.
- Graf J. H. et al (1896): Die Schweizerische Landesvermessung 1832 – 1864 (Geschichte der Dufourkarte). *Herausgegeben vom eidg. Topographischen Bureau, Bern.*
- Grob R. (1941): Geschichte der Schweizerischen Kartographie. *Verlag Kümmerly und Frey, Bern 1941.*
- Gubler E. (1976): Beitrag des Landesnivellements zur Bestimmung vertikaler Krustenbewegungen in der Gotthard-Region. In: *Schweizerische Mineralogische und Petrographische Mitteilungen. Band 56 (1976) 675 – 678.*
- Gubler E. (1981): Höhenänderungen im Simplongebiet. *VPK, 12/81.*
- Gubler E., H.-G. Kahle, E. Klingelé, St. Mueller und R. Olivier (1981): Recent crustal movements in Switzerland and their geophysical interpretation. *Tectonophysics, 71 p. 125-152.*
- Gubler E., D. Schneider und P. Kellerhals (1984): Bestimmung von rezenten Bewegungen der Erdkruste mit geodätischen Methoden. *Technischer Bericht 84-17, Nagra Baden.*
- Gubler E. und A. Wiget (1988): Beitrag der Geodäsie zur Geodynamik der Alpen. *Bull. Ver. Schweiz. Petroleum-Geol. u. -Ing., Vol. 54, Nr. 127.*
- Gubler E. (2002): Beschreibung zum Programm LTOP Version 94. *swisstopo Manual 02-d. Bundesamt für Landestopografie 2003.*
- Heiskannen W. and H. Moritz (1967): Physical Geodesy. *Reprint Institute of Physical Geodesy, Technical University Graz, Austria.*
- Helmert F.R. (1880): Die mathematischen und physikalischen Theorien der höheren Geodäsie. *Teubner, Leipzig 1880/1884.*
- Helmert F.R. (1890): Die Schwerkraft im Hochgebirge. *Veröffentlichung des königl. preussischen Geodätischen Institutes und Centralbureau der Internationalen Erdmessung.*
- Helmert F.R. (1891): Der Nullpunkt der Höhen. *Bericht an die Permanente Kommission der Internationalen Erdmessung zu Florenz, Oktober 1891.*
- Hilfiker J. (1902): Untersuchung der Höhenverhältnisse in der Schweiz im Anschluss an den Meereshorizont. *Verlag der Abteilung für Landestopographie, Bern.*
- Hilfiker J. (1905): Bericht der Abteilung für Landestopographie an die Schweiz. Kommission über die Arbeiten am Präzisionsnivellement der Schweiz in den Jahren 1893 – 1903. *Publiziert von der schweizerischen Geodätischen Kommission. Kommissionsverlag von Fäsi & Beer, Zürich.*
- Hilfiker J. (1907): Ein neues Präzisionsnivellement auf den Grosse St. Bernhard. *Separatabdruck aus der Vierteljahresschrift der Naturforschenden Gesellschaft Zürich, Jahrgang 52, 1907.*
- Hilfiker J. und Th. Niethammer (1910): Das Nivellementpolygon über den Simplonpass und durch den Tunnel mit zwei Studien: Der mittlere Fehler des theoretischen Schlussfehlers und die Schwere in der Lotlinie von Simplonhospiz. *Separatdruck aus: Astronomisch-geodätische Arbeiten in der Schweiz. SGK Band XII.*
- Hirsch A. und E. Plantamour (1891): Nivellement de Précision de la Suisse. Neuvième Livraison. Exécuté pas la Commission Géodésique Fédéral sous la Direction de A. Hirsch et E. Plantamour. *Genève, Bale, Lyon. H Georg, Libraire-Éditeur, 1891.*
- Hirt H. (2004): Die Ursprungs-Basis der Landesvermessung im Grosse Moos. *Geomatik Schweiz 4/2004.*

- Höggerl N. (1986): Die Ausgleichung des österreichischen Präzisionsnivellementnetzes. *Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Photogrammetrie*. 74. Jahrgang, Heft 4 1986.
- Hunziker E. (1959): Gravimetermessungen in den Jahren 1953 - 1957. *Astronomisch-geodätische Arbeiten in der Schweiz herausgegeben von der Schweizerischen geodätischen Kommission*. SGK Band 25.
- Hunziker E. (1962): Die Schweremessungen der Schweizerischen Geodätischen Kommission. In: *Festschrift anlässlich des 100jährigen Bestehens der Schweizerischen Geodätischen Kommission (Hersg.: F. Kobold), Zürich 1962*.
- Ihde J. und M. Sacher (2002): European Vertical Reference Network. Final Documentation. *EUREF Publication No. 11/I Mitteilungen des Bundesamtes für Kartographie und Geodäsie, Band 6. Verlag des Bundesamtes für Kartographie und Geodäsie, Frankfurt am Main 2002*.
- Ihde J. und W. Augath (2003): The Vertical Reference System für Europe. In: *Map Projections for Europe*. Edited by A. Annoni, C. Luzet, E. Gubler and J. Ihde. *Institute for Environment and Sustainability; European Communities 2003*.
- Ihde J. (2004): Status of the European Vertical Reference System (EVRS). *Vortrag am EVRS Workshop in Frankfurt am Main vom 5.-7. April 2004*.
- Jeanrichard F. (1972): Contribution à l'étude du mouvement vertical des Alpes. *Bolletino di Geodesia e Scienze affini, No. 1, janvier/février 1972*.
- Jeanrichard F. (1973): Nivellement et surrection actuelle des Alpes. *Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik, 71/1*.
- Jeanrichard F. (1975): Summary of geodetic studies of recent crustal movements in Switzerland. In: *Tectonophysics, 29 (1975) 289 – 292*.
- Jordan P. und F. Auf der Maur (2002): Geotope. Fenster in die Urzeit. *Ott Verlag, Thun*.
- Jung F.R. (1957) Potentialdifferenzen und orthometrischen Höhen. C.F. Baeschlin Festschrift. Orell Füssli Verlag, Zürich: 105-126.
- Kahle H.-G., E. Klingelé, St. Mueller und R. Egloff (1976): Gravimetrie, Sprengseismik und Krustenmächtigkeit entlang der Schweizer Geotraverse. In: *Schweizerische Mineralogische und Petrographische Mitteilungen. Band 56 (1976) 679 – 654*.
- Kahle H.-G., St. Mueller, E. Klingelé, R. Egloff and E. Kissling (1980): Recent Dynamics, Crustal Structure and Gravity in the Alps. In: *Earth Rheology, Isostasy and Eustasy. Ed. Nils-Axel Mörner. John Wiley & Sons (1980) 377-388*.
- Kahle H.-G., E. Gubler und I. Bauersima (1986): Geodäsie, Präzisionsnivellements und GPS-Satellitengeodäsie: Beitrag zur geologischen Tiefenstruktur und zur Alpendynamik. *NFP 20, Bulletin 1, 1986*.
- Kahle H.-G. (Hrsg.) (1993): NFP20. Beitrag der Geodäsie zur geologischen Tiefenstruktur und Alpendynamik. *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten der Schweiz, SGK, Band 47*.
- Kellerhals P. und A. Isler (1998): Lötschberg-Basistunnel: Geologische Voruntersuchungen und Prognosen. *Geologische Berichte Nr. 22. Landeshydrologie und -Geologie, Bern 1998*.
- Klingelé E. und E. Kissling (1982): Schwere-Anomalien und isostatische Modelle in der Schweiz: Zum Konzept der isostatischen Modelle in Gebirgen am Beispiel der Schweizer Alpen. In: *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz. SGK, Band 35 Teil I*.

- Kobold F. (1962): Die Arbeiten der Schweizerischen Geodätischen Kommission am schweizerischen Landesnivellement. Nach einem Manuskriptentwurf von C.F. Baeschlin bearbeitet von F. Kobold und mit einem Nachtrag von M. Schürer. In.: *Festschrift anlässlich des 100jährigen Bestehens des Schweizerischen Geodätischen Kommission, Zürich 1962.*
- Kobold F. (1977): Die Hebung der Alpen aus dem Vergleich des "Nivellement de Précision" der Schweizerischen Geodätischen Kommission mit den Landesnivellementen der Eidgenössischen Landestopographie. In: *VPK 4/77.*
- Kotsakis C. and M. G. Sideris (1999): On the adjustment of combined GPS/Levelling/geoid networks. *Journal of Geodesy Vol. 73/1999: 412-421.*
- Labhart T.P. (1992): Geologie der Schweiz. 2. überarbeitete Auflage. *Ott Verlag, Thun.*
- Lelgemann D. und S. Petrovic (1997): Bemerkungen zum Höhenbegriff in der Geodäsie. *ZfV Nr. 11 1997 503 - 509.*
- Levallois J.-J et J. Maillard (1970): Reprise du nivellement primordial et orientation à donner aux travaux futurs. *Bulletin d'information Nr. 10 de l'Institut Géographique National, Paris Mars 1970.*
- Levallois J.-J. (1970): Le nivellement I.G.N. 1969. Sa mise en œuvre – Ses résultats. *Xyz, Revue de l'Association Française de Topographie, No. 2 Février 1980, 2^e Année.*
- Levallois J.-J. (1972): Sur la mise en évidence d'un mouvement de surrection des massifs cristallins alpins. *Bulletin géodésique No. 105.*
- Lombardi G. (1994): Hydrogeologische Aspekte von Tunnelprojekten. *Sonderdruck Felsbau 12 (1994) Nr. 6.*
- LV-Info (2004): Normalhöhen in Baden-Württemberg. Einführung des neuen Höhensystems "Deutsches Haupthöhennetz 1992". *Jährliche Publikation des Landesvermessungsamtes Baden-Württemberg 2004.*
- Mäkinen J. and V. Saaranen (1998): Determination of post-glacial land uplift from the three precise levellings in Finland. *Journal of Geodesy Vol. 72/1998: 516-529.*
- Mälzer A., H. Rösch, I. Misselwitz, M. Ebert, D. Moosmann (1988): Höhenänderungen in der Nordschweiz und im Südschwarzwald bis zum Bodensee. *Technischer Bericht 88-05, Nagra, Baden.*
- Marti U. (1997): Geoid der Schweiz 1997. *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz. SGK, Band 56.*
- Marti U. (2001): Der Übergang zwischen den Höhensystemen LN02 und LHN95. Konzept und Testberechnungen. *swisstopo Report 01-32 (B), Bundesamt für Landestopografie.*
- Marti U., A. Schlatter, B. Brockmann and A. Wiget (2001): The way to a consistent national height system for Switzerland. *Poster presented at the Symposium of the International Association of Geodesy, Budapest 2001.*
- Marti U. (2002): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95'. Teil 10: Das Geoid der Schweiz 1998 "CHGEO98". *swisstopo Doku Nr. 16 Ausgabe 2002, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Marti U. und A. Schlatter (2002) Höhenreferenzsysteme und –rahmen. *VPK 1/2002: 8-12.*
- Marti U. (2003): Projekt LHN95: Der Übergang zwischen den Höhenrahmen LN02 und LHN95. Anpassungen und weitere Testberechnungen. *swisstopo Report 03-10 (B), Bundesamt für Landestopografie.*
- Marti U. und R. Nocera (2003): FINELTRA: Affine Transformation von Lagekoordinaten mit finiten Elementen und Umrechnung von LV03 in LV95 und umgekehrt. *swisstopo Manual 06-d. Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*

- Marti U., A. Schlatter und I. Schätti (2004): Lokale Schwerefeldstudien am AlpTransit Gotthard Basistunnel. (Posterbeitrag) in *Ingenieurvermessung 2004: 14th International Course on Engineering Surveying ETZ Zürich* (Hrsg. H. Ingensand), Beiträge/Contributions 283 - 288.
- Marti U., Ch. Hirt, A. Müller und B. Bürki (2004): CHGeoid2003: Astrogeodätische Messungen mit digitalen Zenitkameras vom 7.-29. Oktober 2003. *swisstopo Report 03-33 (A)*.
- Marti U. und D. Schneider (2004): Landesschwerenetz LSN 2004. Konzept für eine neue gravimetrische Landesvermessung der Schweiz. *swisstopo Report 04-08 (A)*.
- Marti U. und A. Schlatter (2005): Festlegung des Höhenbezugsrahmens LHN95 und Berechnung des Geoidmodells CHGeo2004. *Geomatik Schweiz 08/2005; 445-449*.
- Marti U., E. Brockmann, A. Schlatter, D. Ineichen, D. Schneider und A. Wiget (2006): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95': Teil 13: Das kombinierte geodätische Landesnetz (CH-CGN), die Bezugsrahmen CHTRF98 und CHTRF2004 sowie das Geoid der Schweiz 'CHGeoid2004'. *swisstopo Doku Nr. 21 Ausgabe 2006 (in Prep.)*, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.
- Matthias H. J., P. Kasper und D. Schneider (1980): Amtliche Vermessungswerke. Band 1: Geschichte und Grundlagen. *Verlag Sauerländer, Aarau - Frankfurt am Main - Salzburg, 1980*.
- Moritz H. (1980): Advanced Physical Geodesy. *Sammlung Wichmann Neue Folge Band 13. Herbert Wichmann Verlag, Karlsruhe*.
- Moritz H. (1988): Geodetic Reference System 1980. *Bulletin Géodésique, The Geodesists Handbook, 1988, International Union of Geodesy and Geophysics*.
- Müller B. und E. Gubler (1976): Das Schweizer Landesnivellement, Fixpunkanlage und Beobachtung. In: *VPK 9-76: 237-240*.
- Mueller St. und Oberholzer W.F. (1979): International Geodynamics Project: Final Report of Switzerland July 1979. *Schweizerische Mineralogische und Petrographische Mitteilungen Band 59, Heft 1/2, 1979 Teil II*.
- Mueller St., J. Ansorge, R. Egloff, E. Kissling (1980): A crustal cross section along the Swiss Geotransverse from the Rhinegraben to the Po plain. *Eclogae Geol. Helv. Vol. 73, Nr. 2, 463-485*.
- Müller W.H., H. Naef und H.R. Graf (2002): Geologische Entwicklung der Nordschweiz, Neotektonik und Langzeitszenarien Zürcher Weinland. *Nagra Technischer Bericht 99-08, Wettingen Dezember 2002*.
- Näf R. (1997): Landeshöhennetz LHN95: Anleitung zur Erfassung der Messdaten. *Technischer Bericht 97-02. L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern*.
- Niederöst J. (2002): Das Relief der Urschweiz von Franz Ludwig Pfyffer: Digitale Dokumentation und vermessungstechnische Aspekte. In *Cartographica Helvetica. Fachzeitschrift für Kartengeschichte Nr. 26/2002*.
- Niethammer Th. (1932): Nivellement und Schwere als Mittel zur Berechnung wahrer Meereshöhen. *Veröffentlichung der Schweizerischen Geodätischen Kommission. Schweizerische Landestopografie, Bern*.
- Niethammer Th. (1945): Das Problem der Bestimmung wahrer Meereshöhen und seine schweizerische Lösung. *Separatum aus EXPERIMENTA Vol. I/5 194, Bibliothek Bundesamt für Landestopografie, Wabern*.
- Oehrli Markus (2002): Meilensteine von swisstopo (1809 - 2002). *swisstopo Homepage; Stand 2005*.
- Ostervald M. (1836): Sur L'élévation du Lac de Neuchâtel au dessus de la mer. *Mémoires de la Société des Sciences naturelles de Neuchâtel 1835 - 39. Abschrift im Archiv Geodäsie des Bundesamtes für Landestopografie*.

- Ostervald M. (1845): Tableau des Hauteurs au dessus de la mer des principaux points de la Principauté de Neuchâtel. *Extrait du IIIe Volume des Mémoires de la Société naturelles de Neuchâtel, 1845. Abschrift im Archiv Geodäsie des Bundesamtes für Landestopografie.*
- Pavoni N. (1975): Recent crustal movements in Switzerland. In: E. Niggli (Editor), *International Geodynamics Project. First Report of Switzerland.*
- Plantamour E. (1874): Notice sur la hauteur des eaux du lac d'après les observations faites a Genève de 1838 à 1873 par E. Plantamour, professeur. Lue a la société de physique le 5 Mars 1874. *Extrait du Tome XXIII des Mémoires de la Société de Physique et d'histoire naturelle de Genève. H. Georg, Libraire-Éditeur 1874.*
- Pons (1996) Grosswörterbuch Französisch-Deutsch; Deutsch-Französisch. *Ernst Klett Verlag für Wissen und Bildung. Stuttgart - Dresden.*
- Pugin A. (1988). Carte des isohypses de la base des sédiments dur Quarternaire en Suisse occidentale, avec quelques commentaires. *Bundesamt für Umweltschutz, Geologische Berichte Nr. 3, Bern.*
- Puissant L. (1832): Nouvelle Description Géométrique de la France (ou précis des opérations et des résultats numériques qui servent de fondement a la nouvelle carte du royaume). Première partie. *Paris 1832.*
- Remmer O. (1986): The United European Levelling Network – Present State and Future Plans. In: H. Pelzer and W. Niemeier (Ed.): *Determinations of Heights and Height Changes. Contributions to the Symposium on Height Determination and Recent Vertical Crustal Movements in Western Europe held at the University of Hannover, September 15-19, 1986. Ferd. Dümmler Verlag, Bonn.*
- Rickenbacher M. (1995): Das Alpenpanorama von Micheli du Crest – Frucht eines Versuches zur Vermessung der Schweiz im Jahre 1754. *Sonderheft Nr. 8 der Fachzeitschrift Cartographica Helvetica, Verlag Cartographica Helvetica Murten.*
- Rickenbacher M. (2001): Die ältesten Höhenmessungen in der Basler Landschaft. Daniel Bernoullis Expedition auf die Wannenfleue im Mai 1755. *Sonderdruck aus Band 101 der "Basler Zeitschrift für Geschichte und Altertumskunde 2001".*
- Riesen H.-U., B. Schweizer, A. Schlatter und A. Wiget (2005) Tunnelvermessung des BLS-AlpTransit Lötschberg-Basistunnels. *Geomatik Schweiz 11/2005: 608-612.*
- Røesgen Ch. (1918): Notes sur la Pierre du Niton. *Schweizerische Geometer-Zeitung, 15. November 1918.*
- Rosenmund M. (1898): Anleitung für die Ausführung der Geodätischen Arbeiten der Schweizerischen Landesvermessung. Für die Ingenieure des eidgenössischen topografischen Bureau. *Verlag des eidgenössischen topografischen Bureau, Bern 1898.*
- Rosenmund M. (1903): Die Änderung des Projektionssystems der schweiz. Landesvermessung. *Verlag der Abteilung für Landestopographie, Bern.*
- Rüeger J.-M., F.K. Brunner (2000): On System Calibration and Type Testing of Digital Levels. *ZfV 125: 120 – 130.*
- Sacher M., H. Lang und J. Ihde (1999): Status and Results of the Adjustment and Enlargement of the United European Levelling Network 1995 (UELN-95). *EUREF Publication No. 7/I Mitteilungen des Bundesamtes für Kartographie und Geodäsie, Band 6. Verlag des Bundesamtes für Kartographie und Geodäsie, Frankfurt am Main 1999.*
- Sacher M., J. Ihde, Urs Marti und Andreas Schlatter (2002): Status Report of the UELN/EVS Data Base. *Paper presented at the EUREF-Symposium Ponta Delgada, 5-8 June 2002, Portugal.*

-
- Santschi W., B. Vogel, Th. Signer und D. Gutknecht (1998): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95': Teil 5: GPS-Landesnetz: Netzanlage, Materialisierung, Dokumentation und Nachführung. *Berichte aus der L+T Nr. 11, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Santschi W., B. Vogel, Th. Signer, B. Mattli und D. Gutknecht (2002): Landesvermessung der Schweiz. Unterhaltskonzept der geodätischen Netze. *swisstopo Report 02-01 (B), Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A., E. Gubler, B. Mattli und D. Schneider (1997): Deformationsanalyse Gotthard. Untersuchungen der Senkungserscheinungen im Bereich des Gotthard-Strassentunnels. *Technischer Bericht Nr. 97-40 L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A. und U. Marti (1998): Neues Landeshöhennetz der Schweiz: Provisorische Kinematische Ausgleichung 1998 zur Festlegung der orthometrischen Höhe des Fundamentpunktes Zimmerwald. *Technischer Bericht 98-26. L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A. (1999): Neotektonisch Untersuchungen in der Nordostschweiz: Kinematische Ausgleichung der Landesnivellementlinien und Übersicht über die Ergebnisse der geodätischen Messungen. *Technischer Bericht Nr. 99-10 L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A., E. Brockmann, S. Valiquier und A. Wiget (2000): LN02 / LHN95: Anschlussmessungen Repère Pierre du Niton 1998. *Technischer Bericht Nr. 99-22 L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A., und B. Mattli (2001): AlpTransit Gotthard-Basistunnel. Kinematische Ausgleichung und Deformationsanalyse im Gotthardgebiet Stand 2000. *Technischer Bericht Nr. 00-03 L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A. (2001): BLS-AlpTransit Lötschberg-Basistunnel: Neotektonische Untersuchungen im Lötschberg-Scheiteltunnel: Abschätzung der systematischen Fehlereinflüsse im Nivellement 1999 aufgrund der Lattenbeleuchtung und Neuberechnung der Deformationsanalyse. *Technischer Bericht Nr. 01-17 L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A., E. Brockmann, Th. Signer, A. Wiget und K. Wysser (2001): Konzept- und Machbarkeitsstudie zu HFP2-Nezten im heutigen Umfeld. *VPK 3/2001: 169-175*
- Schlatter A. (2002): Vertikalbewegungen ausgewählter HFP1 entlang dem Rhein zwischen Basel und Laufenburg/Liestal. Untersuchung anhand der Landesnivellementdaten für die Schweizer Rheinsalinen AG. *swisstopo Report 02-06 (C), Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A. und B. Mattli (2002a): Landeshöhennetz LHN95: Netzkonzept und Planung der Neumessungen 1999 - 2003. *Technischer Bericht Nr. 98-30 L+T, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A. und B. Mattli (2002b): Landeshöhennetz: Planung der Neumessungen 2004 - 2008 und Antrag an die GLA für die Neumessungen 2004-2007. *swisstopo Report 02-41 (B), Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A. und U. Marti (2002): Neues Landeshöhennetz der Schweiz. *VPK 1/2002: 13-17.*
- Schlatter A. und C. Valiquier (2003): Hauenstein-Basistunnel: Präzisionsnivellement 2003 (Messung E) und Deformationsanalyse 1986 - 2003. *swisstopo Report 03-24(C), Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schlatter A., B. Mattli und B. Vogel (2003): Landeshöhennetz LHN95: Die Anschlüsse des GPS-Netzes LV95 und der AGNES-Stationen an das Landeshöhennetz (LHN95 und LN02). *swisstopo Report 02-33 (B).*
-

- Schlatter A. (2004): Merkblatt für die Höhenbestimmung mit GPS in der amtlichen Vermessung. *Merkblatt für die Erfahrungsaustauschtage 2004 zwischen den Fixpunktverantwortlichen der Kantone. swisstopo 2004.*
- Schlatter A., U. Marti und B. Mattli (2004): Gravimetrie für das Landesnivellement. Mess- und Auswerteverfahren. *swisstopo Report 03-37 (B).*
- Schlatter A. und U. Marti (2005): Höhentransformation zwischen LHN95 und den Gebrauchshöhen LN02. *Geomatik Schweiz 8/2005: 450-453.*
- Schlatter A., B. Mattli und M. Kistler (2005a): CHGeoid2003: GPS/Nivellement; Rekognoszierung, Versicherung, Nivellement-Anschlussmessungen und Punktdokumentation. *swisstopo Report 03-32 (D).*
- Schlatter A. und A. Wiget (2005): LV95 / CHTRF2004 (Swiss Terrestrial Reference Frame 2004); Teil 2: Messkampagnen vom April - September 2004 im GPS-Landesnetz LV95. *swisstopo Report 04-06 (B).*
- Schlatter A., D. Schneider, A. Geiger and H.-G. Kahle (2005b): Recent vertical movements from precise levelling in the vicinity of the city of Basel, Switzerland. *International Journal of Earth Sciences (Geologische Rundschau) Vol. 94/2005: 507-514.*
- Scheid S. und H. Meichle (2005): Normalhöhen in Baden-Württemberg, Arbeiten zur Einführung von Höhen im System des Deutschen Haupthöhennetzes 1992. *Beitrag auf der Homepage des Landesvermessungsamtes Baden-Württemberg.*
- Schneider D. (1984): III. Landesnivellement. In [Gubler et al. 1984]: Bestimmung von rezenten Bewegungen der Erdkruste mit geodätischen Methoden. *Technischer Bericht 84-17, Nagra Baden.*
- Schneider D., B. Mattli und E. Gubler (1992): Neotektonische Untersuchungen der Nagra im Hauensteingebiet: Nivellements-Messungen 1991/91 und kinematische Ausgleichung der relativen Höhenänderungen 1911 bis 1991. *Technischer Bericht Nr. 92-03 L+T, Bundesamt für Landestopographie, Wabern.*
- Schneider D., E. Gubler und A. Wiget (1995a): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95'. Teil 1: Vorgeschichte, Konzept, Projektorganisation und Planung. *Berichte aus der L+T Nr. 6, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schneider D., E. Gubler, U. Marti und W. Gurtner (1995b, Ausgabe 2001): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95'. Teil 3: Terrestrische Bezugssysteme und Bezugsrahmen. *Berichte aus der L+T Nr. 8, Ausgabe Februar 2001, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Schneider D., B. Mattli und E. Gubler (1996): AlpTransit Lötschberg-Basistunnel: RCM-Analyse im Lötschbergtunnel: Installation und Messung eines Präzisionsnivellements 1996 und Deformationsanalyse der Messungen 1913-83-96. *Technischer Bericht Nr. 96-08 L+T, Bundesamt für Landestopographie, Wabern.*
- Schwendener H. (1984): Ein gravimetrisches Krusten-Mantel-Modell für ein Profil im nördlichen Alpenvorland bis an die Ligurische Küste. *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz. SGK, Band 36.*
- Schürer M. (1944): Die Reduktion und die Ausgleichung des Schweizerischen Landesnivellements. *Annexe aux procès-verbal de la 88^{me} séance de la Commission Géodésiques Suisse. E. Birkhäuser, Verkauf: L+T Wabern.*
- Senftl E. (1970): Ein Beitrag zum Nachweis rezenter Bewegungen in den Hohen Tauern. *Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen, Nr. 2, April 1970.*
- SGPK, Grav. Atlas der Schweiz: Gravimetrischer Atlas der Schweiz. Karte der Bouguer-Anomalien 1:100'000; div. Autoren (1994-2002). *Publikation und Herausgeber: Schweizerische Geophysikalischen Kommission.*

- Siegfried H. (1879)⁸⁰: Registre des repères du nivellement de précision de la Suisse. *Kopie eines handschriftlichen Verzeichnisses aus dem Jahre 1879 in der Bibliothek der swisstopo.*
- Surfer (2002): Surfer[®] 8 User's Guide: Contouring and 3D Surface Mapping for Scientists and Engineers. *Golden Software, Inc. Colorado, USA.*
- Stüwe K. (2000): Geodynamik der Lithosphäre. Quantitative Behandlung geowissenschaftlicher Probleme. *Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York 2000.*
- Swiss Map 50: Swiss Map 50 (digitale Landeskarte 1:50'000). *Bundesamt für Landestopographie, Wabern 2000.*
- Torge W. (1975): Geodäsie. *Walter de Gruyter, Berlin und New York 1975.*
- Tralles J. G. (1790): Bestimmung der bekannteren Berge des Canton Bern. 1790.
- Untersee V. (1952): Vorschlag für eine allmähliche Revision und Neumessung des Landesnivellements. *handschriftlicher Entwurf im Archiv Geodäsie der Landestopografie.*
- Untersee V. (1957): Auf dem Wege zu einheitlichen europäischen Meereshöhen. *VPK 9/57: 257-265.*
- Vincent R. (2004): Le premier nivellement géodésique de la France à partir des mesures faites par Delamber et Méchain sur la méridienne de Paris. *Revue XYZ, No 101 – 4^e trimestre 2004.*
- Vischer D. und H.-U. Feldmann (2005): Die erste Juragewässerkorrektur, 1868-1891. *In Cartographica Helvetica. Fachzeitschrift für Kartengeschichte Nr. 32/2005.*
- Vogel B., A. Wiget, Th. Signer, D. Gutknecht und W. Santschi (1997): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95': Teil 6: GPS-Landesnetz: GPS-Messungen 1988-94. *Berichte aus der L+T Nr. 12, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Walesch Elektronik (1987): Dynamischer Stabilitätstester. *Bedienungsanleitung 21.4.1987*
- Weber D. (2001): Das ist die Höhe! Höhenmessungen des Bayerischen Landesvermessungsamts. *Sonderdruck aus der Festschrift zum 200-jährigen Bestehen der Bayerischen Vermessungsverwaltung. Juni 2001.*
- Weidmann M. (2002): Erdbeben in der Schweiz. In Zusammenarbeit mit dem Schweizerischen Erdbebendienst. *Verlag Desertina, Chur 2002.*
- Wicki F., Th. Signer, W. Messmer, R. Ammann, R. Durusell und H. Thalmann (2002): Das Höhensystem für die amtliche Vermessung und weitere raumbezogene Daten. *VPK 08/02.*
- Wiget A., Th. Signer, B. Vogel und U. Wild (2003): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95': Teil 7: GPS-Landesnetz: Auswertung der GPS-Messungen 1988-94; Bezugsrahmen 'CHTRF95' und 'LV95'. *Swisstopo Doku Nr. 12, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*
- Wiget A., A. Schlatter, E. Brockmann und D. Ineichen (2005): GPS-Netz NEOTEKTONIK Nordschweiz 2004: Messkampagne 2004 im Auftrag der Nagra kombiniert mit der Messkampagne CHTRF2004 im GPS-Landesnetz LV95. *swisstopo Report 04-40 (C).*
- Wild U., S. Grünig und R. Hug (2006): Aufbau der neuen Landesvermessung der Schweiz 'LV95': Teil 11: Automatisches GPS-Netz Schweiz (AGNES): Stationsnetz und Positionierungsdienste. *swisstopo Doku Nr. 19, Bundesamt für Landestopografie, Wabern.*

⁸⁰ Dieses Verzeichnis wird in [Zölly 1948] Oberst Hermann Siegfried zugeschrieben; es ist jedoch anonym erschienen.

-
- Wirth B. (1990): Höhensysteme, Schwerepotentiale und Niveauflächen: Systematische Untersuchungen zur zukünftigen terrestrischen und GPS-gestützten Höhenbestimmung in der Schweiz. *Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz. SGK, Band 42.*
- Wolf R. (1879): Geschichte der Vermessung in der Schweiz als historische Einleitung zu den Arbeiten der schweiz. geodätischen Commission. *Commission von S. Höhr, Zürich.*
- Zeger J. (1986): Historische Entwicklung des Präzisionsnivellements in Österreich. *Österreichische Zeitschrift für Vermessung und Photogrammetrie, Heft 4, 1986: 250-263.*
- Zölly H. (1917): Der neue Nivellement-Horizont der Schweiz R.P.N. = 373.6 m; I. Der Bronze-Fixpunkt auf Pierre du Niton und seine absolute Meershöhe. *Mitteilungen der Abteilung für Wasserwirtschaft Nr. 11. Buchdruckerei Rösch & Schatzmann, Bern 1917.*
- Zölly H. (1917): Das Präzisionsnivellement durch den Gotthardtunnel. *Schweizerische Bauzeitung Bd. 70, 1917.*
- Zölly H. (1919): Das Präzisionsnivellement durch den Lötschbergtunnel vom 19. bis 24. Mai 1913. *Schweizerische Geometerzeitung 1919.*
- Zölly H. (1930): Die Meereshöhen der Ancien Môle de Neuchâtel und seiner Versicherungsmarken am "Gymnase et Hôtel de Ville". Ihre Bedeutung für die schweizerische Hypsometrie. *Schweizerische Zeitschrift für Vermessungswesen und Kulturtechnik, Heft 11, November 1930.*
- Zölly H. (1948): Geschichte der Geodätischen Grundlagen für Karten und Vermessung in der Schweiz. *Abteilung für Landestopographie des Eidgenössischen Militärdepartements, Wabern 1948.*
- Zschokke E. (1877): Ingenieur F. R. Hassler von Aarau. *Separatdruck aus den Jugendblättern. Druck und Verlag von G. R. Sauerländer 1877.*

Abkürzungsverzeichnis

AdV	Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Länder der Bundesrepublik Deutschland
AlpTransit	Bauprojekte für den alpenquerenden Transitverkehr in der Schweiz
AV	Amtliche Vermessung
BWG	Bundesamt für Wasser und Geologie (Ende 2005 aufgelöst)
CdH	Catalogue des Hauteurs Suisses. Verzeichnis der Höhen relativ zu RPN aufgrund der Messungen des NdP aus dem Jahre 1891; Grundlage für die Gebrauchshöhen LN02
CERCO	Comité Européen des Responsables de la Cartographie Officielle; Vorgängerorganisation von Eurogeographics
CGN	Combined Geodetic Network (z. B. ECGN, CH-CGN)
CHGeo98	Geoidmodell der Schweiz 1998 (erstes Marti-Geoid). Im Jahre 2005 abgelöst durch das Geoidmodell CHGeo2004
CHGEO03	Spezielle Kampagne im Zuge der CH-CGN-Aktivitäten für die Bestimmung von GPS-Nivellementpunkten im Jahre 2003
CHGeo2004	Neues Geoidmodell der Schweiz CHGeo2004 (zweites Marti-Geoid). Bildet zusammen mit den Höhen LHN95 und den ellips. Höhen LV95 den konsistenten Höhenrahmen der neuen Landesvermessung LV95.
CHKM95	Kinematisches Modell 1995 der neuen Landesvermessung LV95
CHKLM95	Kinematisches Modell für die Berechnung in den Höhenbezugsrahmen LHN95 und CHVRFxx
CHTRFxx	Globaler gelagerter Bezugsrahmen der Landesvermessung 1995 (3D-Rahmen der Epoche/des Jahres xx)
CHTRF04	Bezugsrahmen aus der Gesamtausgleichung aller GPS-Messungen von 1988 – 2004 im GPS-LV95-Netz der Schweiz. Grundlage für die ellipsoidischen Höhen der neuen Landesvermessung LV95 und dem konsistenten Höhenrahmen LHN95.
CHTRS95	Globales Bezugssystem der Landesvermessung 1995
CHVRFxx	Global gelagerter Höhenbezugsrahmen der Landesvermessung 1995 (Höhenrahmen des Jahres xx)
ECOS	Erdbeben-Katalog der Schweiz des SED
EGG97	Europäisches gravimetrisches Quasigeoid EGG97; am Institut für Erdmessung (IfE) der Universität Hannover berechnet (sog. Denker-Geoid)
EGM96	Earth Potential Model 1996. Globales Kugelfunktionsmodell des Schwerefeldes bis zum Grad 360 (räumliche Auflösung 50 km).
ETHZ	Eidgenössische Technische Hochschule in Zürich
ETRFxx	European Terrestrial Reference Frame (Rahmen des Jahres xx)
ETRS89	European Terrestrial Reference System 1989
EUREF	IAG Subcommission for Continental Networks for Europe
EUVN	European Vertical Network
EVS2000	European Vertical System 2000
GGL-ETHZ	Geodäsie und Geodynamik Labor am Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der ETH Zürich

GLG-Netz	Kombiniertes Höhennetz (GPS, Levelling, Geoid)
GNSS	Global Navigation Satellite System (wird oft für die Kombination von GPS, GLONASS und weitere satelliten-basierten Techniken verwendet)
GPU	Geopotential Units ($1 \text{ GPU} = 10 \text{ m}^2\text{s}^{-2} = 10^6 \text{ mgal}\cdot\text{m}$)
GPS	Global Positioning System
GRS80	Geodetic Reference System 1980
HFP	Höhenfixpunkt; HFP1 = 1.Ordnung, HFP2 = 2. Ordnung etc.
IAG	International Association of Geodesy
ICG	Inter-Union Commission on Geodynamics
IGN	Institut Géographique National
IGN69	aktuelles Höhensystem von Frankreich
IGP	International Geodynamic Project (1971 – 1979)
IGP-ETHZ	Institut für Geodäsie und Photogrammetrie der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich
IGS	International GPS-Service for Geodynamics
ITRFxx	International Terrestrial Reference Frame (Rahmen des Jahres xx)
ITRS	International Terrestrial Reference System
IUGG	International Union of Geodesy and Geophysics
JPL	NASA Jet Propulsion Laboratory
LFP	Lagefixpunkt der amtlichen Vermessung (gemäss TVAV)
LFP1-3	LFP 1.-3. Ordnung. 1. Ordnung: Punkte der Landesvermessung bis 3. Ordnung: kommunale Lagefixpunkte.
LHN	Landeshöhennetz, allgemeine Bezeichnung für den mit Fixpunkten realisierten Höhenrahmen. Dieser Begriff löst zunehmend die Bezeichnung Landesnivellement (LN) ab, da ein moderner Höhenrahmen nicht einzig durch Nivellementmessungen festgelegt ist.
LHN95	Lokal gelagerter, konsistenter Höhenbezugsrahmen der Landesvermessung 1995. Unter dem Titel: <i>Neues Landeshöhennetz der Schweiz 'LHN95'</i> auch als Abkürzung der Projektbezeichnung für die Erstellung der neuen Höhenbezugsrahmen verwendet (analog der Bezeichnung LV95)
LK	Landeskarte (offizielle Landeskarten der Schweiz)
LN	Landesnivellement, neu eher Landeshöhennetz (s. LHN)
LN02	Landesnivellement/Landeshöhennetz 1902 (Bezeichnung für das Höhensystem und den Referenzrahmen der gültigen Höhen in der Schweiz)
LTOP	Netzausgleichungssoftware von swisstopo für klassische und GPS-Messungen (s. [Gubler 2002]).
LV03	Lagebezugsrahmen 1903 der Landesvermessung der Schweiz
LV95	Lokal gelagerter 3D-Bezugsrahmen der Landesvermessung 1995. Unter dem Titel: <i>Neue Landesvermessung der Schweiz 'LV95'</i> auch als Abkürzung der Projektbezeichnung der Landesvermessung 1995 verwendet (analog der Bezeichnung LHN95)
L+T	Bundesamt für Landestopographie (bis 2002)
mgal	Inoffizielle Einheit für die Schwerebeschleunigung. $1 \text{ mgal} = 10^{-5} \text{ m}\cdot\text{s}^{-2}$
Nagra	Nationale Genossenschaft für die Lagerung radioaktiver Abfälle

NAP	Normaal Amsterdams Peil. Ausgangspunkt für das europäische Höhensysteme EVRS
NdP	Nivellement de Précision 1864 – 1891 der SGK; erstes Präzisions-nivellement der Schweiz
NFP20	Nationales Forschungsprogramm 20: Geologische Tiefenstruktur der Schweiz
NGF	Nivellement Général de la France (2. nationales Nivellementnetz)
ppm	Parts per million
RCM	Recent Crustal Movements
REUN	Réseau Européen Unifiée de Nivellement (id. UELN)
RPN	Repère Pierre du Niton (alter Fundamentalpunkt der Höhen LN02)
SED	Schweizerischer Erdbebendienst
SGK	Schweizerische Geodätische Kommission (Organ der Schweizerischen Naturforschenden Gesellschaft, heute Akademie der Naturwissenschaften)
SGPK	Schweizerische Geophysikalische Kommission (Organ der Schweizerischen Naturforschenden Gesellschaft; heute Akademie der Naturwissenschaften)
SRTM3	Shuttle Radar Topography Mission 3"-Auflösung des JPL
swipos	DGPS-Positionierungsdienst von swisstopo
swisstopo	Bundesamt für Landestopografie (ab 2002)
TVAV	Technische Verordnung der amtlichen Vermessung. Regelt u. a. die Genauigkeits- und Zuverlässigkeitsanforderungen für die Fixpunkte der AV
UELN	United European Levelling Network (id. REUN)
VN	Versicherungsnivellement 1893 – 1902
WGS84	World Geodetic System 1984
W+W	Abteilung für Wasserwirtschaft
Z ₀	Neuer Fundamentalpunkt Zimmerwald (Geostation/Sternwarte des Astronomischen Instituts der Universität Bern)

“Geodätisch-geophysikalische Arbeiten in der Schweiz”

(Fortsetzung der Publikationsreihe “Astronomisch-geodätische Arbeiten in der Schweiz”) der Schweizerischen Geodätischen Kommission (ab Bd. 50):

- 50 1995 Geodätische Alpen traverse Gotthard: A. Elmiger, R. Köchle, A. Ryf und F. Chaperon. 214 Seiten.
- 51 1995 Dreidimensionales Testnetz Turtmann 1985-1993, Teil II (GPS-Netz). F. Jeanrichard (Hrsg.) Autoren: G. Beutler, A. Geiger, M. Rothacher, Stefan Schaer, D. Schneider, A. Wiget, 173 Seiten.
- 52 1995 High Precision GPS Processing in Kinematic Mode: M. Cocard. 139 Seiten.
- 53 1995 Ambiguity Resolution Techniques in Geodetic and Geodynamic Applications of the Global Positioning System. L. Mervart. 155 Seiten.
- 54 1997 SG 95: Das neue Schweregrundnetz der Schweiz: F. Arnet und E. Klingelé. 37 Seiten.
- 55 1997 Combination of Solutions for Geodetic and Geodynamic Applications of the Global Positioning System (GPS). Elmar Brockmann, 211 Seiten.
- 56 1997 Geoid der Schweiz 1997. Urs Marti, 140 Seiten.
- 57 1998 Astrometry and Satellite Orbits: Theoretical Considerations and Typical Applications. Urs Hugentobler, 209 Seiten.
- 58 1998 Systematic Investigations of Error- and System-Modelling of Satellite Based Flight Approaches and Landings in Switzerland. Maurizio Scaramuzza, 165 Seiten.
- 59 1999 Mapping and Predicting the Earth’s Ionosphere Using the Global Positioning System. Stefan Schaer, 205 Seiten.
- 60 2000 Modeling and Validating Orbits and Clocks Using the Global Positioning System. Timon Anton Springer, 154 Seiten.
- 61 2001 Spatial and Temporal Distribution of Atmospheric Water Vapor using Space Geodetic Techniques. Lars Peter Kruse, 128 Seiten.
- 62 2001 Solar Spectrometry for Determination of Tropospheric Water Vapor. Bernd Sierk, 212 Seiten.
- 63 2001 Analysis of refraction influences in geodesy using image processing and turbulence models. Philipp Flach, 175 Seiten.
- 64 2003 INS/GPS Integration for Pedestrian Navigation. V. Gabaglio, 161 Seiten.
- 65 2003 Efficient Methods for Determining Precise Orbits of Low Earth Orbiters Using the Global Positioning System. Heike Bock, 214 Seiten.
- 66 2003 Capteurs et Algorithmes pour la Localisation Autonome en Mode Pédestre. Quentin Ladetto, 121 Seiten.
- 67 2004 GPS based Determination of the Integrated and Spatially Distributed Water Vapor in the Troposphere. Marc Troller, 172 Seiten.
- 68 2005 Geodetic Mobile Solar Spectrometer. Alexander Somieski, 205 Seiten.
- 69 2005 Absolute Airborne Gravimetry. Henri Baumann, 142 Seiten.
- 70 2006 *The Swiss Trolley* – A Modular System for Track Surveying. Ralph Glaus, 184 Seiten.
- 71 2006 Development of a Robotic Mobile Mapping System by Vision-Aided Inertial Navigation: A Geomatics Approach. Fadi Atef Bayoud, 157 Seiten.
- 72 2007 Das neue Landeshöhennetz der Schweiz LHN95. Andreas Schlatter, 373 Seiten.