

Hohen Rätien und Erdbeben

Thomas Vogel

Prof. em. ETH Zürich

Kontakt: vogel@ibk.baug.ethz.ch

1 Einführung

Hohen Rätien ist die grösste Burganlage im Kanton Graubünden und seit dem 15. Jahrhundert im Besitz der Familie Jecklin. Seit 1971 wurde die ganze Anlage schrittweise restauriert. Die eigene Homepage [1] enthält umfassende Informationen zu verschiedenen Aspekten der Burganlage.

Im Zuge der Erkenntnisse, die durch die jahrzehntelangen Renovationen und Grabarbeiten gewonnen wurden, wird neu diskutiert, welche Funktionen die Burganlage ursprünglich und im Mittelalter wohl erfüllte und weshalb sie dann verlassen wurde.

Eine Hypothese ist, dass das Erdbeben von Churwalden von 1295 die Anlage so schwer beschädigte, dass sie aufgegeben wurde und lediglich das Kirchenschiff neben dem stehengebliebenen Turm wiederaufgebaut wurde.

In der Folge soll mit den heutigen Methoden der Erdbebenbemessung gezeigt werden, wie ein plausibles Schadenbild erklärt werden könnte.

2 Das Erdbeben von Churwalden

Am 03.09.1295 ereignete sich im Raum Churwalden das stärkste bekannte Beben in Graubünden [2]. Es ist das älteste historisch nachgewiesene Beben der Schweiz und seine Intensität wird auf der zwölfstufigen Europäischen Makroseismischen Skala (EMS 98) auf Intensität VIII geschätzt, was folgenden Auswirkungen entspricht:

"Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An den meisten Gebäuden mit einfacher Bausubstanz treten Schäden auf, beispielsweise stürzen Giebelteile und Dachsimse ein." [3]

Die Intensität VIII der etwas anders definierten modifizierten Mercalli Skala entspricht nach [3] etwa einer maximalen Bodenbeschleunigung von 1.7 m/s^2 , allerdings mit einem grossen Streubereich von 0.8 bis 2.5 m/s^2 (\pm eine Standardabweichung).

3 Überprüfung zweier Bauwerke

Um ein Mass für die Erdbebengefährdung zu erhalten, wird versucht, zwei damalige Bauten mit den heutigen Normen bezüglich Erdbebengefährdung zu überprüfen.

3.1 Betrachtete Bauwerk

In der Folge werden lediglich der Hoch Rialt und der Glockenturm von St. Johann & Viktor betrachtet, da bei beiden die Bausubstanz noch weitgehend erhalten und auch die Höhe vor 1295 bekannt ist.

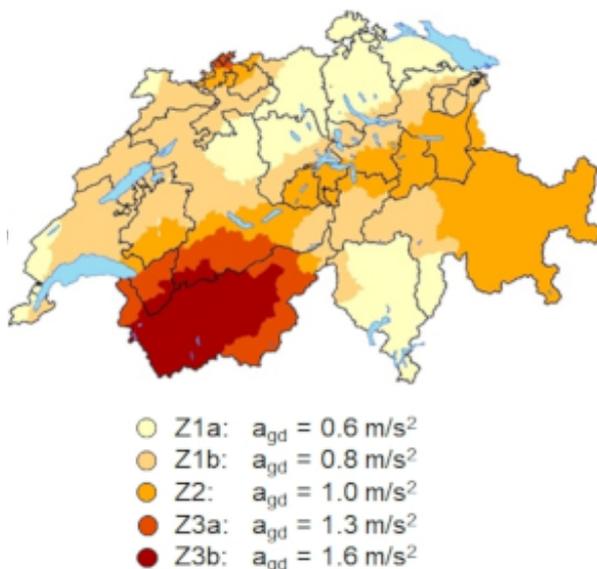
Das heutige Kirchenschiff wurde später angebaut.

3.2 Erdbebengefährdung

Für das Verhalten von Bauwerken unter Erdbeeinwirkung ist die Bodenbeschleunigung a_g massgebend. Für die Erdbebenbemessung wird der Bemessungswert a_{gd} verwendet, der einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren entspricht [4].

Zur Vereinfachung wurde die Schweiz in Zonen eingeteilt, die jeweils einer Bodenbeschleunigung entsprechen. Sils im Domleschg liegt wie der grösste Teil von Graubünden in der Zone Z2, was einem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung von $a_{gd} = 1.0 \text{ m/s}^2$ entspricht. Vorerst soll von diesem Wert ausgegangen werden.

Abb. 1 Erdbebenzonen der Schweiz nach [4]



3.3 Materialeigenschaften

Für das Natursteinmauerwerk sind Dichte und Raumgewicht, sowie Festigkeit und Elastizitätsmodul von Belang. Die Werte in Tabelle 1 stammen aus der Erhaltungsnorm für Natursteinmauerwerk des SIA [5].

Tabelle 1. Verwendete Materialeigenschaften

Materialeigen- schaft	Wert	
	Bereich	gewählt
Dichte ρ [kg/dm ³]	2.62-2.71	2.65
Raumgewicht γ [kN/m ³]	25.5-26.4	26.0
Mauerwerksdruck- festigkeit f_{xd} [N/mm ²]	130-210	150
Elastizitätsmodul E [kN/mm ²]	$1000 \cdot f_{xd}$	150

3.4 Geometrie

Beide Türme haben einen rechteckigen bzw. ca. quadratischen Querschnitt und konstante Wandstärken. Diese nimmt beim Glockenturm gegen oben allenfalls ab, was aber für überschlägige Berechnungen nicht relevant ist.

Tabelle 2 zeigt die Abmessungen, die für die Berechnungen verwendet wurden.

Tabelle 2. Abmessungen der betrachteten Bauwerke

Abmessung	Wert	
	Hoch Rialt	Glockenturm
Höhe H [m]	13.0	15.0
Äussere Länge L_a [m]	9.70	3.90
Äussere Breite B_a [m]	8.90	3.90
Wandstärke d [m]	0.80	1.15

Daraus lassen sich die Innenmasse L_i und B_i sowie die für die Berechnungen erforderlichen Querschnittsfläche A und die Trägheitsmomente I_y und I_z bestimmen (Tabelle 3).

Tabelle 3. Benötigte Querschnittswerte der betrachteten Bauwerke

Querschnittswert	Formel	Wert	
		Hoch Rialt	Glockenturm
Lichte Länge L_i [m]	$L_a - 2d$	8.10	1.60
Lichte Breite B_i [m]	$B_a - 2d$	7.30	1.60
Querschnittsfläche A [m ²]	$L_a * B_a - L_i * B_i$	27.2	12.65
Trägheitsmoment starke Achse I_y [m ⁴]	$(L_a^3 * B_a - L_i^3 * B_i) / 12$	353.6	18.73
Trägheitsmoment schwache Achse I_x [m ⁴]	$(B_a^3 * L_a - B_i^3 * L_i) / 12$	307.3	18.73

3.5 Statisches System und Einwirkungen

Für Erdbebeneinwirkungen sind die Eigenfrequenzen ν_i insbesondere die erste Eigenform ν_1 von Belang, bzw. deren reziproker Wert, die Schwingdauer T_1 . Ein auf Fels fundierter Turm kann in guter Näherung als unten eingespannter Kragarm (keine Verschiebungen und Verdrehungen am Fuss) und mit über die Höhe gleichmässig verteilte Masse m idealisiert werden. Diese besteht im Wesentlichen aus der Masse der Aussenwände, die statisch auch als Eigenlasten wirken. Mit der Dichte ρ aus Tabelle 1 und der Querschnittsfläche A aus Tabelle 3 errechnet sich diese als $m = 72.1$ t/m für den Hoch Rialt und $m = 33.5$ t/m für den Glockenturm. Die Massen und Lasten der mit Steinplatten eingedeckten Dächer wurden vernachlässigt, dafür auch die an sich möglichen Reduktionen infolge der Schalllöcher beim Glockenturm.

Nutz- und Auflasten sind vernachlässigbar.

Für dieses System gibt es eine geschlossene Lösung für die 1. Eigenfrequenz

$$\nu_1 = \frac{0.56}{H^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} = \frac{1}{T_1} \quad (1)$$

Alle vorkommenden Grössen wurden bereits berechnet. Einzig beim Trägheitsmoment I bzw. der Biegesteifigkeit EI stellt sich die Frage, ob das vorausgesetzte elastische Verhalten, d.h. keine Rissbildung, zutreffend ist. Diese Frage soll unter 3.6.1 behandelt werden. Die berechneten Eigenfrequenzen und Schwingzeiten sind in Tabelle 4 dargestellt.

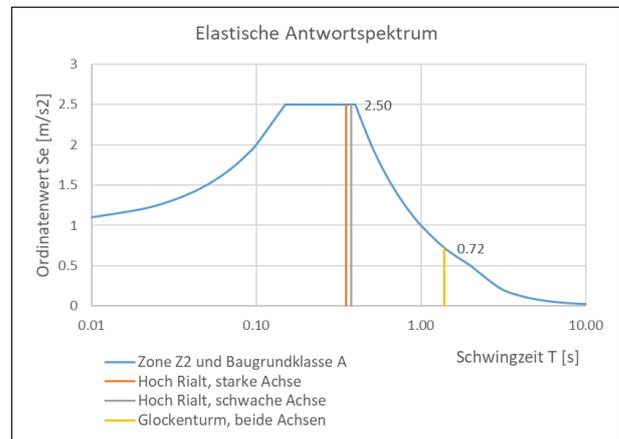
Tabelle 4. Eigenfrequenzen und Schwingzeiten

Werte	Formel	starke Achse schwache Achse	
		Hoch Rialt	Glockenturm
1. Eigenform			
Eigenfrequenz ν_1 [1/s]	(1)	2.84	0.72
Schwingzeit T_1 [s]	$1/\nu_1$	0.35	1.39

Ein Erdbeben erzeugt Bodenbewegungen mit einer Vielzahl von Frequenzen in allen Richtungen, deren Amplituden unter anderem von der Art des Baugrunds abhängen. Im vorliegenden Fall kann die günstige Baugrundklasse A verwendet werden, da die Türme weitgehend auf Fels stehen.

Für Bemessungen wird eine Umhüllende all dieser Frequenzen verwendet, welche Eigenfrequenzen des Bauwerks anregen können, das sog. Antwortspektrum. Mit den berechneten Schwingzeiten T_i können nun für jede Eigenform die Beschleunigungen S_e bestimmt werden, die im Bauwerk durch die angeregten Schwingungen auftreten (Abb. 2).

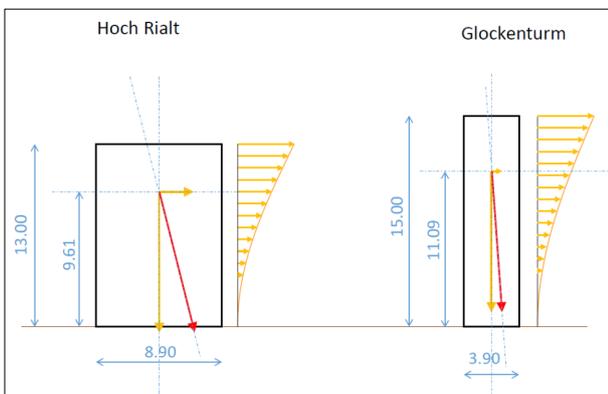
Abb. 2 Elastisches Antwortspektrum für Zone Z2 und Baugrundklasse A nach [4]



Es zeigt sich, dass für den Hoch Rialt in beiden Richtungen die Beschleunigungen maximal sind, da der sog. Plateauwert verwendet werden muss, der in diesem Fall $S_e = 2.50$ m/s² beträgt, d.h. ca. ein Viertel der Erdbeschleunigung. Die Schwingzeit des Glockenturms ist hingegen so gross, dass sie in den absteigenden Ast des Spektrums zu liegen kommt und die Spektralbeschleunigung mit $S_e = 0.72$ m/s² lediglich etwa 7% der Erdbeschleunigung beträgt.

Mit den berechneten Spektralbeschleunigungen können die statischen Ersatzkräfte berechnet werden. Sie sind über die Gebäudehöhe affin zur Auslenkung zu verteilen. Als Vereinfachung werden sie üblicherweise dreiecksförmig über die Höhe aufgebracht. Da die Schwingungsform beim betrachteten System analytisch hergeleitet werden kann, ist dies auch für den Angriffspunkt der statischen Ersatzkräfte der Fall. Er befindet sich auf 74% der Höhe, d.h. $H_s = 9.61$ m beim Hoch Rialt und $H_s = 11.09$ m beim Glockenturm (Abb. 3).

Abb. 3 Eigenlast und statische Ersatzkraft mit Wirkungslinien



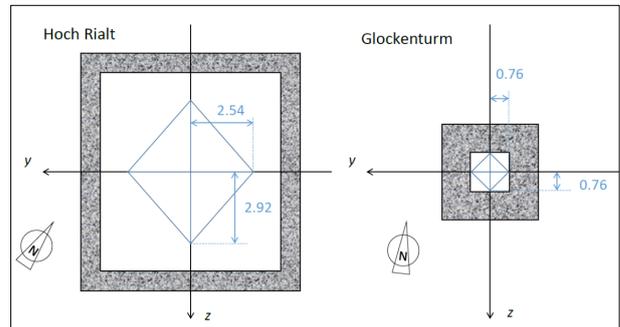
3.6 Globale Versagensarten

Nachdem nun die Einwirkungen in Form von statischen Ersatzkräften bekannt sind, kann versucht werden, mit dem gewählten Modell mögliche Versagensarten zu untersuchen.

3.6.1 Risse im Turmfuss

Mauerwerk kann praktisch keine vertikalen Zugspannungen aufnehmen, weil bei Zug die Lagerfugen aufreißen. Deshalb soll als erstes untersucht werden, ob bei den angenommenen Einwirkungen in den unteren Bereichen der Türme vertikale Zugspannungen auftreten. Dies geschieht am einfachsten und anschaulichsten, indem der Durchstoßpunkt der Resultierenden durch die Grundfläche bestimmt wird. Liegt dieser Durchstoßpunkt innerhalb des sog. Kerns, wirkt am gegenüberliegenden Rand kein Zug (Abb. 4).

Abb. 4 Grundrisse der beiden Türme mit Kern



Aus dieser Darstellung wird auch ersichtlich, dass eine kombinierte Belastung in beiden Achsrichtungen y und z eher zu Zugspannungen führt, allerdings nur in der gegenüberliegenden Ecke und nicht längs einer ganzen Kante. Die Resultierenden sind bereits in Abb. 3 als rote Pfeile ersichtlich, und ihre Durchstoßpunkte durch die Grundflächen können als Exzentrizität bezeichnet werden.

Beim Hoch Rialt beträgt die Exzentrizität

$$e = \frac{S_e}{g} \cdot H_s = \frac{2.50}{9.81} \cdot 9.61 \text{ m} = 2.45 \text{ m} \quad (2)$$

und ist damit etwas kleiner als die kleinere Kernweite mit 3.54 m, d.h. es herrscht überall Druck.

Beim Glockenturm ergibt dieselbe Rechnung $e = 0.815$ m und die Exzentrizität ist damit leicht grösser als die Kernweite, d.h. längs der linken Kante in Abb. 3 herrscht etwas Zug.

Tabelle 5. Vertikale Spannungen $[N/mm^2]$ im jeweiligen Turmfuss mit Ersatzkraft aus elastischem Antwortspektrum (Zugspannungen positiv)

Turm	Hoch Rialt		Glockenturm
	starke	schwache	beide
Schwerpunkt σ_c	-0.34	-0.34	-0.39
Druckrand σ_{min}	-0.65	-0.66	-0.81
Zugrand σ_{max}	-0.03	-0.01	0.03

Die vertikalen Spannungen im jeweiligen Turmfuss können auch berechnet werden. Tabelle 5 zeigt ohne nähere Herleitung die Werte im Flächenschwerpunkt und an den Rändern, die die bisherigen Aussagen bestätigen. Die Zugspannungen am

Zugrand beim Glockenturm (0.03 N/mm^2) sind minim und führen bei einem Natursteinmauerwerk allenfalls zum Ablösen der Mauersteine vom Mörtel in den Lagerfugen, aber nicht zu eigentlichen Schäden. Bei grösseren Zugspannungen würden die Lagerfugen klaffen und die Eigenlasten würden auf den gedrückten Teil des Querschnitts konzentriert.

3.6.2 Druckversagen im Turmfuss

Wird bei steigender Horizontalkraft die zur Verfügung stehende Fläche immer kleiner, wird am Druckrand die Druckfestigkeit des Mauerwerks überschritten. Bereits vor dem Bruch verhält sich Mauerwerk nicht mehr linear-elastisch, was das dynamische Verhalten günstig beeinflusst.

Im vorliegenden Fall betragen die maximalen Druckspannungen nach Tabelle 5 (-0.81 N/mm^2) jedoch nur etwa 0.5% der angenommenen Mauerfestigkeit und sind deshalb unkritisch.

3.6.3 Kippen und Wackeln

Wird die Horizontalkraft so gross, dass die Resultierende die Grundfläche ausserhalb des Querschnitts durchstösst, kippt der Turm.

Nimmt die Horizontalkraft kurz vor dem Kippen wieder ab, kann sich ein Turm wieder stabilisieren. Dieses Wackeln (englisch *rocking*) wird in der Forschung erst seit kurzem genauer untersucht und kann erklären, warum Bauwerke aus grossen harten Steinen (z. B. griechische Tempel) auch grosse Erdbeben überstanden haben.

3.6.4 Reduktion der Steifigkeit

Alle die aufgeführten Vorgänge sind mit einer Reduktion der Biegesteifigkeit des Kragarms verbunden, da die ursprüngliche Annahme einer Einspannung am Turmfuss nicht mehr gilt. Das führt zu einer Vergrösserung der Schwingzeit T und nach Abb. 2 allenfalls zu einer weiteren Reduktion der horizontalen Trägheitskräfte.

3.6.5 Fazit für Überprüfung

In der Bemessungs- bzw. Überprüfungspraxis werden solche Effekte und Überfestigkeiten in einem sog. Verhaltensbeiwert q zusammengefasst, mit

dem der elastische Spektralwert S_e auf den Bemessungswert S_d abgemindert werden darf.

Für Natursteinmauerwerk wird nach [6] ein Verhaltensbeiwert $q = 1.5$ angesetzt, d.h. die Bemessungswerte der Spektralbeschleunigung wären lediglich $S_d = 1.67 \text{ m/s}^2$ für den Hoch Rialt und $S_d = 0.45 \text{ m/s}^2$ für den Glockenturm anzusetzen. Damit würden beide Türme global auch einen heutigen Erdbebennachweis locker erfüllen.

3.7 Lokale Versagen

Bei einem Erdbeben können auch lokal Bauteile versagen, z.B.

- Wände durch Beanspruchung in Querrichtung
- Wandscheiben, die durch Fenster und Türen geschwächt sind
- aufgelöste Querschnitte, wie der Kirchturm im Bereich der Schalllöcher

Solche Versagensarten lassen sich mit dem bisher verwendeten einfachen System des eingespannten Kragarms nicht modellieren. Allenfalls können die bisher berechneten horizontalen Beschleunigungen zur Bestimmung von lokalen Ersatzkräften weiterverwendet werden.

4 Verhalten bei stärkerem Erdbeben

5 Schlussfolgerungen

6 Referenzen

- [1] Familienstiftung Hohen Rätien: *HOHENRÄTIEN historische Anlage*
<https://www.hohenraetien.ch/>
- [2] Schweizerischer Erdbebendienst: *Erdbeben in Graubünden*
<http://seismo.ethz.ch/de/knowledge/earthquake-country-switzerland/regional-earthquakes/grisons/>
- [3] Schweizerische Eidgenossenschaft, Naturgefahrenportal: *Gefahrenstufen Erdbeben*
http://www.seismo.ethz.ch/export/sites/sed-site/earthquakes/galleries/img_shakemap/EMS-98_DE.jpg Bachmann Hugo (1995): *Erdbebensicherung von Bauwerken*; Birkhäuser, Basel, 292 pp.

- [4] SIA 261 (2020). *Einwirkungen auf Tragwerke*; Norm, Ausgabe 2020, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 136 pp.
- [5] SIA 269/6-1 (2011). *Erhaltung von Tragwerken – Mauerwerksbau, Teil 1: Natursteinmauerwerk*; Norm, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 40 pp.
- [6] SIA 266/2(2012). *Natursteinmauerwerk*; Norm, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 60 pp.