

Beurteilung der Erdbebensicherheit gemäss SIA 269/8.

Projekt	Friedhof am Hörnli, Torbauten Hörnliallee 70 CH-4125, Riehen
Bauherrschaft	Bau- und Verkehrsdepartement des Kantons Basel-Stadt Städtebau & Architektur, Hochbauamt Münsterplatz 11 4001 Basel
Architekten	Kast Kaeppeli Architekten Basel BSA SIA Stapfelberg 7 4051 Basel
Planungsstand	Machbarkeitsstudie September 2020
Verfasser	Franck Mahler Sali Sadikaj André Weis
Datum	19.04.2021

Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangslage und Gegenstand	4
1.1	Aufgabenstellung.....	4
1.2	Gebäudebeschrieb.....	4
2	Grundlagen	6
2.1	Pläne	6
2.2	Normen.....	6
2.3	Sonstiges	6
3	Beschreibung des Bauwerks	7
3.1	Lastannahmen.....	7
3.2	Baustoffe.....	8
4	Erdbebeeinwirkung	9
5	Qualitative Beurteilung der Erdbebensicherheit	11
6	Rechnerische Beurteilung	13
6.1	Beurteilungsverfahren	13
6.2	Berechnungsverfahren.....	15
6.3	FEM Modell	16
6.4	Resultate	17
6.4.1	Massgebende Eigenfrequenzen.....	17
6.4.2	Beurteilung der Auflagerkräfte.....	19
6.4.3	Erfüllungsfaktoren Mauerwerkswände.....	20
6.4.4	Plausibilitätsprüfung	22
7	Empfehlung weiteres Vorgehen.....	23
7.1	Sondierungen	23
7.2	Erdbebenertüchtigungsmassnahmen	23
8	Beurteilung der Verhältnismässigkeit von weiteren Verstärkungsmassnahmen.....	25

8.1	Personenbelegung.....	25
8.2	Verhältnismässigen Investitionskosten für $\alpha_{\text{adm}} = 0.62$	26

1 Ausgangslage und Gegenstand

1.1 Aufgabenstellung

Die ZPF Structure AG wurde im Rahmen der Machbarkeitsstudie des Umbauprojekts beauftragt, eine Aussage über die Erdbebensicherheit der Torbauten des Friedhofs am Hörnli in Riehen zu treffen.

Im Rahmen dieses Berichtes werden konstruktive Schwachpunkte hinsichtlich Erdbebenverhalten aufgeführt und beschrieben. Zudem werden die Resultate der durchgeführten rechnerischen Überprüfungen dargestellt.



Abbildung 1: 3D Ansicht der Torbauten des Friedhofs am Hörnli in Riehen

1.2 Gebäudebeschrieb

Die Bestandsstruktur besteht aus zwei quasi identischen Torbauten aus dem Jahr 1932, welche den offiziellen Eingang zur Friedhofanlagen bilden. Die Torbauten sind aus zwei Teilen aufgebaut. Der zum Eingang liegende Teil (Hauptgebäude) besteht jeweils aus einem Untergeschoss, Erdgeschoss, Obergeschoss und Dachstuhl. Der daran anschliessende Gebädetrakt (Nebengebäude) besteht aus nur einem Erdgeschoss mit Flachdach.

Die Aussenabmessungen (B x L x H) des Hauptgebäudes betragen ca. 12 m x 16 m x 10 m. Das Nebengebäude weist die Abmessungen (B x L x H) von ca. 24 m x 10 m x 4 m auf.

Die Grundrisse und damit die Lage der tragenden Wände der jeweiligen Geschosse sind quasi konstant und wiederholen sich in den jeweiligen Geschossen.

Aus den vorhandenen Plänen und anhand von Sondierungen am Bestand können folgende Aussagen bzw. Annahmen über die Tragkonstruktion getroffen werden:

- Hauptgebäude:
 - o Wände im UG: Stampfbeton, guter Zustand
 - o Wände EG und OG: künstliches Mauerwerk
 - o Decke UG: Stahlträgerdecke, ausgefacht mit Beton
 - o Decke über EG und OG: Stahlträgerdecke, ausgefacht mit Ziegelsteinen und mit einer Betondecke $d = \text{ca. } 6 \text{ cm}$ vergossen
 - o Dach als konventioneller Holzbau
- Nebengebäude:
 - o Aussen- und Innenwände aus künstlichem Mauerwerk
 - o Stahlstützen
 - o Stahlträgerdecken über EG/Flachdach

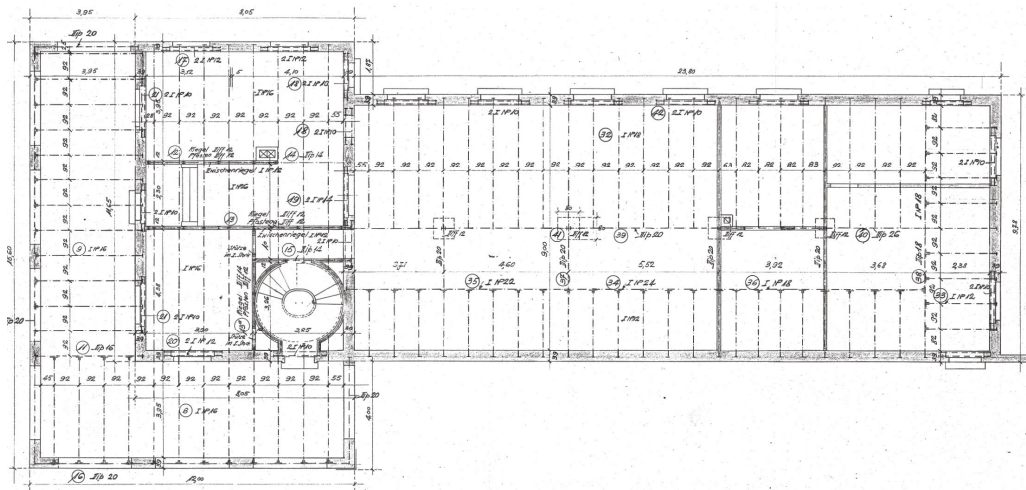


Abbildung 2: Grundriss EG, Bestandsplan

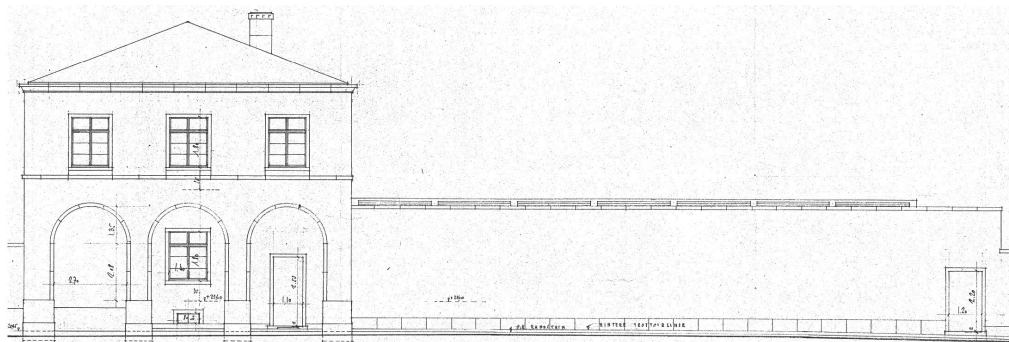


Abbildung 3: Ansicht Ost, Bestandsplan

2 Grundlagen

2.1 Pläne

- Auszüge Bestandspläne aus Baueingabe 1930 (Grundrisse, Schnitte, Ansichten), Stadtbauamt Planarchiv Staatsarchiv BS
- Auszüge Revisionspläne HBA 2014 (Grundrisse, Schnitte und Ansichten), Planarchiv HBA BS
- Architektenpläne September 2020, Kast Kaeppli Architekten Basel BSA SIA

2.2 Normen

- SIA-Norm 260 – Grundlagen der Projektierung von Tragwerken (2013)
- SIA Norm 261 – Einwirkungen auf Tragwerke (2020)
- SIA Norm 266 – Mauerwerk (2015)
- SIA Norm 266/1 – Mauerwerk – Ergänzende Festlegungen
- SIA Norm 269 – Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken (2011)
- SIA Norm 269/1 – Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen (2011)
- SIA Norm 269/3 – Erhaltung von Tragwerken – Stahlbau (2011)
- SIA Norm 269/6-1 – Erhaltung von Tragwerken – Mauerwerksbau, Teil 1: Natursteinmauerwerk (2011)
- SIA Norm 269/8 – Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben (2017)

2.3 Sonstiges

- Begehung
- Sondagenbericht Z334_Bericht Sondagen_20210410, ZPF Structure AG

3 Beschreibung des Bauwerks

3.1 Lastannahmen

Das Eigengewicht, die Auflasten und die Nutzlasten sind im Erdbebenfall zu berücksichtigen. Das Eigengewicht der Wände und Decken wird über die üblichen Rohdichten der Materialien ermittelt.

Die Auflasten werden anhand der Bestandspläne, der Architektenpläne und nach Erfahrungswerten ermittelt und sind im Laufe der folgenden Projektphasen zu verifizieren.

Die Nutzlasten werden den Bestandsunterlagen entnommen und mit der heutigen Nutzung abgeglichen und ggf. aktualisiert.

Für die Erdbebenbemessung mit dem FEM-Programm FEnas werden die Auf- und Nutzlasten berücksichtigt, indem die Rohdichte der Decken vergrössert wird. Die angenommenen Lasten sind in der nachfolgenden Tabelle aufgelistet.

Aussergewöhnliche Lastfallkombination gemäss SIA 260 (2013):

	Geschoss	Deckentyp	Nutzlast Kategorie	Eigenlasten	Auflasten	Nutzlasten	Lastbeiwert	Geschosslast Erdbebenfall
				g_k	$q_{k,A}$	$q_{k,N}$	ψ_2	$q_{Ed,G}$
	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
Haupt- gebäude	Dach	Holzdach	H	0.8	1	1	0	1.8
	1.OG	Stahlträgerdecke	A	4.5	2	2	0.3	7.1
	EG	Stahlträgerdecke	B	4.5	2	3	0.3	7.4
Neben- gebäude	EG/Dach	Stahlträgerdecke	H	5	3	1	0	8.0

Abbildung 4: Lastannahme Konstruktion

Für das Eigengewicht der Mauerwerkswände aus künstlichen Steinen oder Natursteinen wird ein Raumgewicht von 18 kN/m³ angenommen. Für die neuen Stahlbetonbauteile wird ein Raumgewicht von 25kN/m³ angenommen.

3.2 Baustoffe

Die aussteifende Tragstruktur des Bestands besteht aus Natursteinmauerwerk. Die Stahlträgerdecken, welche mit Kunststeinen ausgefacht sind und mit einer ca. 6 cm starke Betondecke vergossen ist, besitzt eine gewisse Schubsteifigkeit.

Die Materialqualitäten wurden basierend auf Annahmen, Bestandsplänen und SIA Normen 265, 266, 266/1, 266/2, 269/6-1, 269/6-2, 269/2, 269/3 und 269/8 ermittelt.

Mauerwerke aus künstlichen Steinen:

Mauerwerkstyp nach SIA 269-6-2	Backstein, Nomalformat
Mörteltyp	verlängerter Portlandzement
Bemessungswert Einsteinmauerwerk Senkrecht zur Lagerfuge nach SIA 269-6-2 Tabelle 3	$f_{xd} = 2.3 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert Einsteinmauerwerk Senkrecht zu den Stossfugen ($0.3 \times f_{yk}$)	$f_{yd} = 0.69 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert Einsteinmauerwerk E-Modul ($1000 \times f_{xd}$)	$E_d = 2'300 \text{ N/mm}^2$

Stahlträger, Trägerdecke:

Flussstahl SIA 269-3 (<i>Annahme > nicht auf den Plänen vermerkt</i>)	
Bemessungswert der Zug-/Druckfestigkeit:	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_k = 210'000 \text{ N/mm}^2$
Schub-Modul:	$G_k = 81'000 \text{ N/mm}^2$

Beton neu (bei eventuellen Verstärkungsmassnahmen):

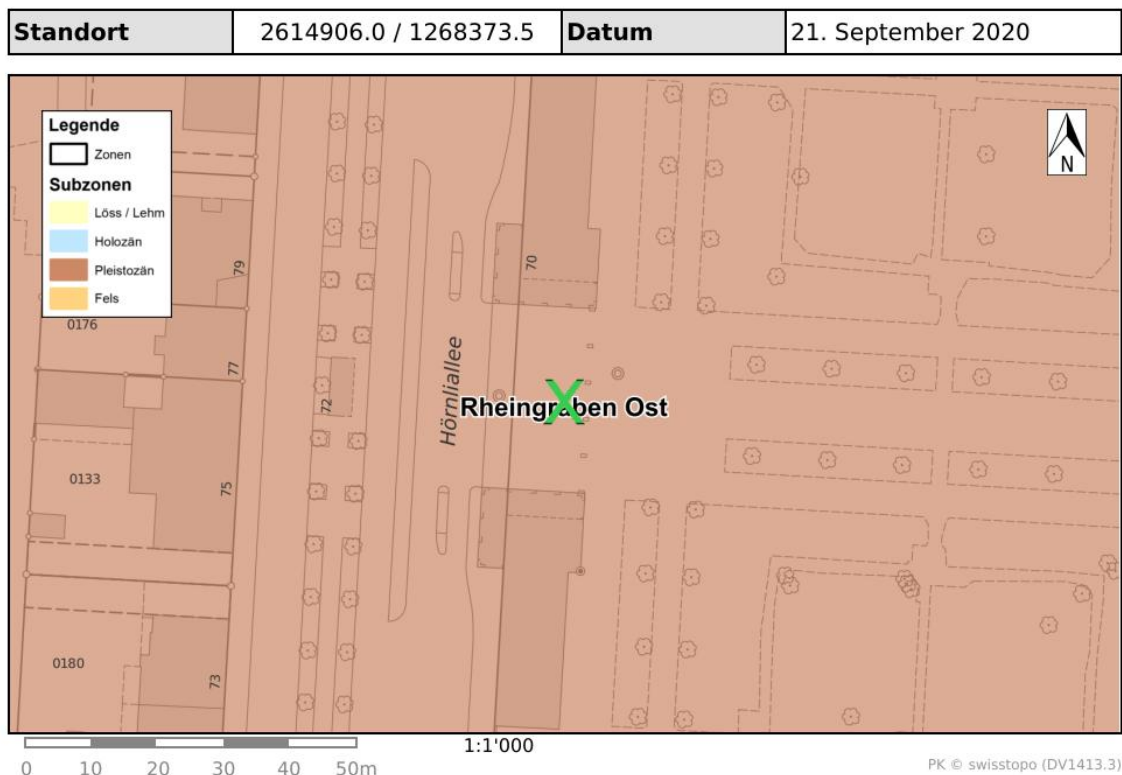
Beton C30/37	
Bemessungswert der Druckfestigkeit:	$f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Schubfestigkeit:	$\tau_{cd} = 1.1 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_{m,mean} = 33'000 \text{ N/mm}^2$

Holzbalken, Dach:

Nadelholz C24	
Bemessungswert der Biegefestigkeit:	$f_{m,d} = 14.0 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Zugfestigkeit:	$f_{t,0,d} = 8.0 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Druckfestigkeit:	$f_{c,0,d} = 12.0 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Schubfestigkeit:	$f_{v,d} = 1.5 \text{ N/mm}^2$
E-Modul:	$E_{m,mean} = 11'000 \text{ N/mm}^2$

4 Erdbebeneinwirkung

Um bei der Beurteilung der Erdbebensicherheit die lokalen geologischen Verhältnisse zu berücksichtigen, wurden Einwirkungen infolge Erdbeben mithilfe definierter Antwortspektren aus der Mikrozonierung Basel definiert. Durch die verfeinerte Annahme gemäss der Mikrozonierung werden die Parameter S, TB, TC und TD zur Bestimmung des Bemessungswertes der horizontalen Bodenbeschleunigung präziser festgelegt.



Hinweise zum Untergrund:

Keine grössere künstliche Auffüllung oder Deponie bekannt

Keine Hanginstabilitäten bekannt

Keine Dolinen bekannt

Abbildung 5: Internet-Auszug Erdbebenmikrozonierung Region Baselstadt/-land – Friedhof am Hörnli, Riehen

Zur Ermittlung der anzusetzenden Bodenbeschleunigung, wurde von einem Verhaltensbeiwert für Mauerwerk $q = 1.5$ ausgegangen (SIA 266 Ziffer 4.7). Zudem ist nach Norm ein Bedeutungsfaktor in Abhängigkeit der Bauwerksklasse zu definieren. Das untersuchte Gebäude ist als Bauwerksklasse BWK I einzuordnen (Norm SIA 261 Tabelle 25). Dies entspricht einem Bedeutungsfaktor $\gamma_f = 1.00$.

Zone	Subzone	$S^*_{agd} [m/s^2]$	$S_{a,max} [m/s^2]$	TB [s]	TC [s]	TD [s]
Rheingraben Ost	Pleistozän	1.34	3.35	0.067	0.41	4.8

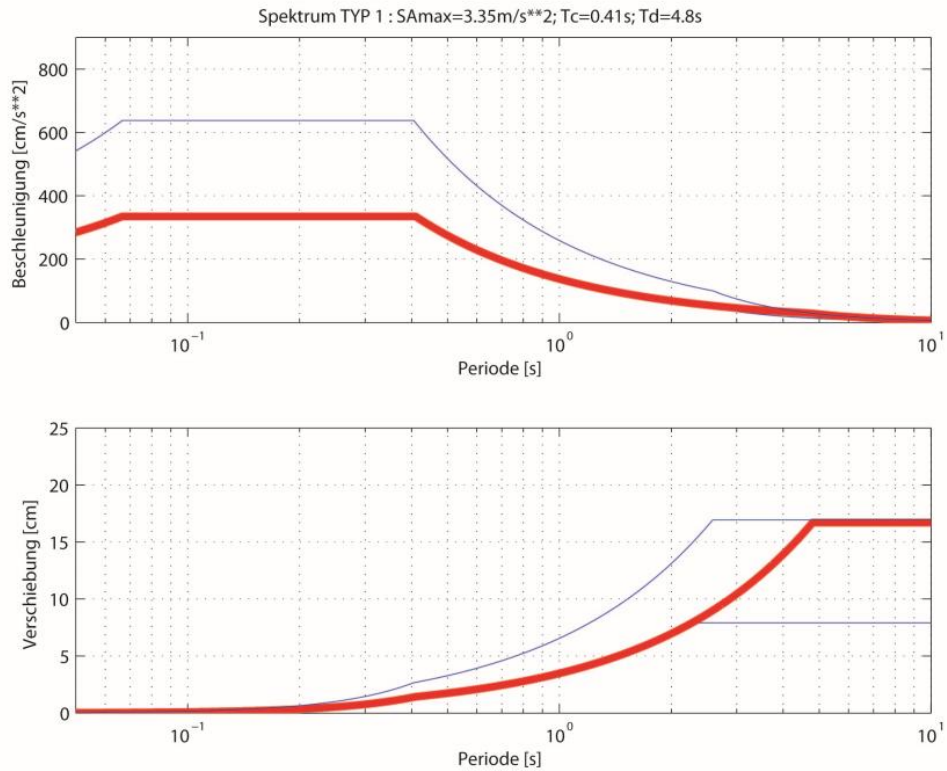
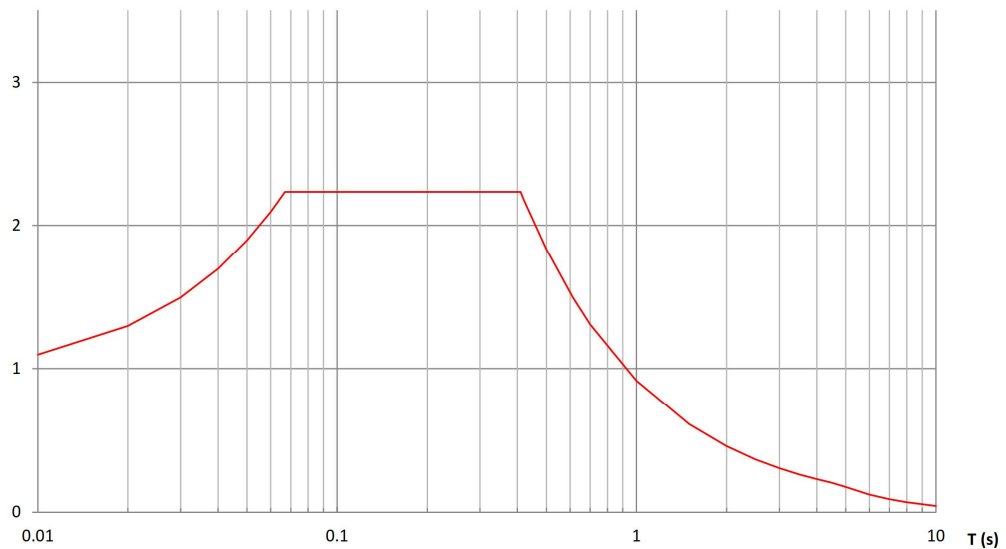


Abbildung 6: Bemessungsspektrum nach Mikrozonierung

$S_d (m/s^2)$

Bemessungsspektrum Friedhof Hörnli



5 Qualitative Beurteilung der Erdbebensicherheit

Beide Torbauten sind, statisch gesehen, praktisch identisch. Aus diesem Grund wird die Erdbebensicherheit vereinfachend für eine Torbaute beurteilt. Gemäss aktuellem Projektstand soll im linken Gebäude einen neuen Liftkern eingebaut werden, im Recht jedoch nicht. Da der Kern eine positive Wirkung auf der Erdbebensicherheit hat, wird weiterhin nur noch der rechte Torbau untersucht.

Das Gebäude kann vereinfacht als ein bestehendes Tragwerk (Haupt- und Nebengebäude) betrachtet werden. Die nachfolgend aufgeführten Punkte sind zugleich die für die Berechnungen getroffenen Annahmen.

Aussteifungssystem:

Das Hauptgebäude und das Nebengebäude wird durch die Mauerwerkswände (Aussen- und Innenwände) ausgesteift. Die Geschosslasten, sowie das Eigengewicht des massiven Mauerwerks überdrücken gewissermassen die Mauerwerkswände im Erdbebenfall.

Das Nebengebäude besitzt in Längsrichtung viele und lange massive Wände, welche das Flachdach in Längsrichtung aussteifen, wodurch dieser Gebäudeteil in Längsrichtung gutmöglich erdbebensicher ist. In Querrichtung hingegen weist das Nebengebäude nur zwei kurze Wände auf, welche weit voneinander angeordnet sind. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Erdbebensicherheit in Querrichtung nur bedingt gewährleistet ist.

Das Hauptgebäude wird durch viele kurze und hohe Wände ausgesteift, welche günstig im Grundriss angeordnet sind. Im Erdgeschoss verjüngen sich die Fassadenwände, was zu einem sogenannten «Soft Storey» führt.

Angesichts der relativ hohen und kurzen Wände und der geringen Überdrückung der Wände durch die Geschosslasten und das Eigengewicht, kann davon ausgegangen werden, dass die Erfüllung der Erdbebensicherheit für das Hauptgebäude auch nur bedingt gewährleistet ist. Eine rechnerische Beurteilung ist zwingend erforderlich.

Deckenausbildung:

Die Bestandsdecke des Hauptgebäudes ist gemäss Sondagen und Bestandsunterlagen im UG als Stahlträgerdecken mit einer Betonaufschalung ausgebildet. Diese ist somit Schubsteif und mit den Stampfbetonwänden des UGs kraftschlüssig verbunden.

Die Decken über dem EG und OG bestehen aus Stahlträgern, welche mit Ziegelsteinen ausgefacht und mit einer Betonschicht vergossen sind. Somit ist eine gewisse Schubsteifigkeit auch bei diesen Decken vorhanden.

Verbindung Decke/Aussteifungswände:

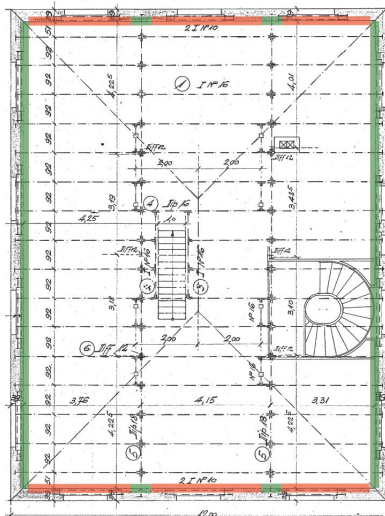
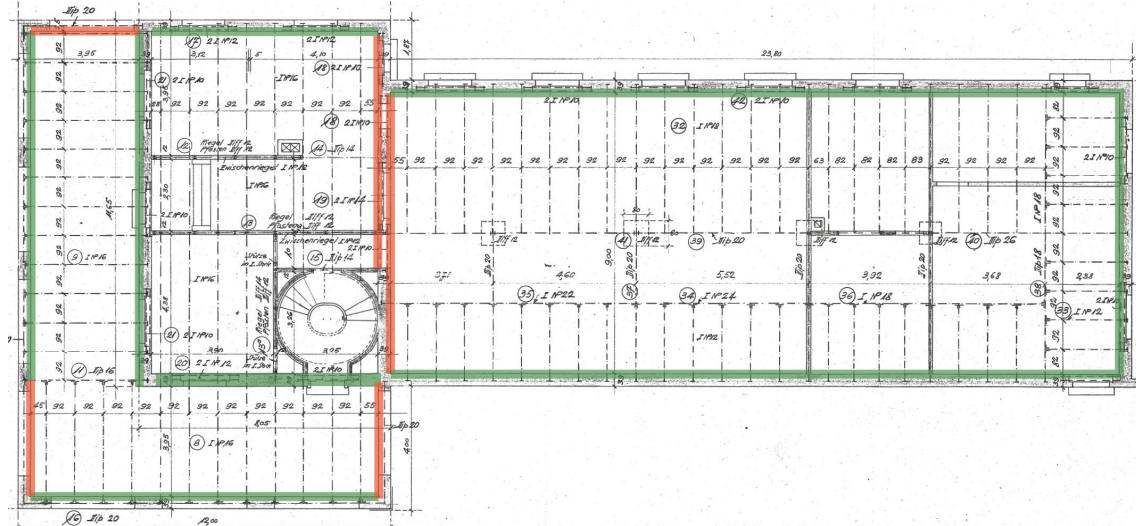
Gemäss Sondagen sind die Stahlträger mindestens 20 cm in den Mauerwerkswänden verankert, dies entspricht einer kraftschlüssigen Verbindung.

Bei der Decke über EG wechseln die Balkenachsen regelmässig, sodass den Stahlträgern auf verschiedenen Wänden aufliegen. Dies führt dazu, dass die Wände in der Regel mit der Decke gut verbunden sind, und dass somit die Erdbebenlasten in die Aussteifungswände eingeleitet werden können. Weiterhin sind die Fassaden gegen Herausfallen gehalten.

Bei der Decke über OG Hauptgebäude und EG des Nebengebäudes verlaufen die Stahlträger jedoch teilweise nur in einer Richtung. Dies führt dazu, dass gewisse Wände schlecht mit der Decke verbunden sind. Die horizontalen Deckenlasten können nicht sauber in die Aussteifungswände eingeleitet werden und die Fassade ist nur bedingt gegen Herausfallen aus der Ebene gehalten.

Nachfolgend ist die Qualität der Verbindung Decke/Wände dargestellt:

- Grün: gut
- Rot: schlecht



Verbindung der Gebäudeteile:

Aus Steifigkeitsgründe wird einen grossen Teil der Erdbebenkräfte im EG von den langen Wänden vom Nebengebäude aufgenommen. Die Verbindung der beiden Gebäude ist vermutlich zu schwach, da die Decken nicht auf der gleichen Ebene liegen.

6 Rechnerische Beurteilung

Für die rechnerische Beurteilung wurden kraftbasierende Verfahren herangezogen. Die Beurteilung erfolgte mittels Antwortspektrenverfahren. Mittels Ersatzkraftverfahren wurden die Ergebnisse von Hand plausibilisiert.

Da beide Torbauten praktisch identisch sind, wird nur eine Torbaute analysiert, wobei die Beurteilung der Erdbebensicherheit sich für beide Torbauten ergibt.

6.1 Beurteilungsverfahren

Die Beurteilung der Erdbebensicherheit erfolgt gemäss SIA 269/8. In dieser Norm ist der Erfüllungsfaktor α_{eff} definiert. Dieser entspricht dem Verhältnis zwischen dem vorhandenen Erdbebenwiderstand und demjenigen, der gemäss SIA Normen 260ff für Neubauten erforderlich ist.

Der Erfüllungsfaktor α_{eff} ist mit zwei Schwellenwerten α_{min} und α_{adm} zu vergleichen:

- α_{min} ist der minimale Erfüllungsfaktor, der gemäss SIA Norm 269/8 noch akzeptiert werden kann.
Wenn $\alpha_{eff} < \alpha_{min}$ ist, wird eine Erdbebenertüchtigung zwingend erforderlich.
- Liegt der Erfüllungsfaktor α_{eff} zwischen den Werten α_{min} und α_{adm} , so sind Massnahmen zur Gewährleistung der Erdbebensicherheit notwendig, sofern die Verhältnismässigkeit bzgl. der zu bringenden Investitionskosten gegeben ist.
- Sobald der Erfüllungsfaktor α_{eff} den Wert α_{adm} überschreitet, sind keine Massnahmen notwendig, da diese in der Regel nicht verhältnismässig sind.

Nach Norm SIA 269/8 Pkt. 10.3.9 gelten Massnahmen als verhältnismässig, wenn die Kosten pro gerettetes Menschenleben unter 10 Mio. Franken liegen.

Der Wert α_{min} hängt von der Bauwerksklasse des Gebäudes ab. Da das untersuchte Gebäude in BWK I einzustufen ist, ist der Mindesterfüllungsfaktor mit $\alpha_{min} = 0.25$ definiert.

Bauwerksklasse	Mindesterfüllungsfaktor α_{min}
BWK I	0,25
BWK II (ohne BWK II-s und BWK II-i)	0,25
BWK II-s (Schulen und Kindergärten)	0,40
BWK II-i (Bauwerke mit bedeutender Infrastrukturfunktion)	0,40
BWK III	0,40

Abbildung 7: Tabelle 1, SIA 269-8 (2017)

Der Wert α_{adm} hängt von der Bauwerksklasse und der geplanten Restnutzungsdauer ab. In der Nutzungsvereinbarung wurde eine Restnutzungsdauer von 30 Jahren definiert.

Dies ergibt ein Erfüllungsfaktor $\alpha_{adm} = 0.62$.

Figur 6 Rechnerische Beurteilung der Tragsicherheit

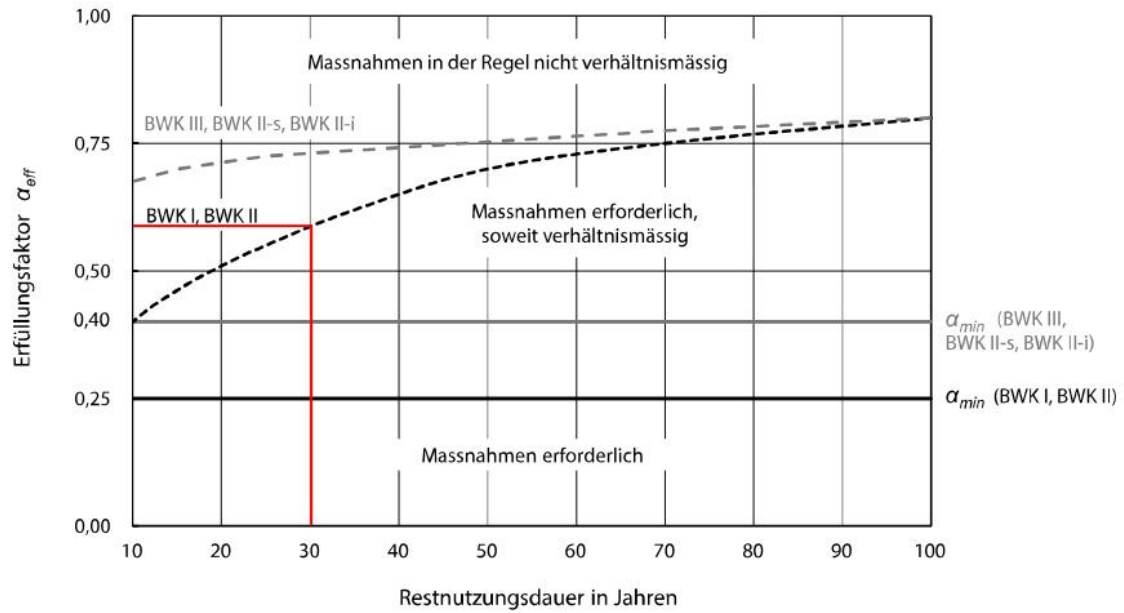


Abbildung 8: Figur 6, SIA 269-8 (2017)

6.2 Berechnungsverfahren

In einer ersten vereinfachten Betrachtung wurden die Erdbebeneinwirkungen anhand des Ersatzkraftverfahrens bestimmt. Diese Analyse kommt zum Ergebnis, dass der Mindest Erfüllungsfaktor von 0.25 nicht erreicht wird.

Für eine genauere Beurteilung der Erdbebensicherheit wurde das Antwortspektrenverfahren angewendet. Der Einspannhorizont für das Hauptgebäude wird auf Höhe OK Decke Untergeschoss, bzw. Boden EG definiert.

Die Untergeschosse wurden nicht im 3D-Modell modelliert, die Einspannung der Aussteifungselemente in den Untergeschossen wird mittels Festlager simuliert.

Die Mauerwerks- und Stahlbetonwände wurden als gerissen angenommen, die Steifigkeit wurde nach Norm SIA 269/8 abgeschätzt. Demzufolge beträgt die gerissene Steifigkeit der Stahlbetonbauteile $\frac{1}{3}$ der ungerissenen Steifigkeit. Die gerissene Steifigkeit der Mauerwerkswände wird um 50% der ungerissenen Steifigkeit reduziert.

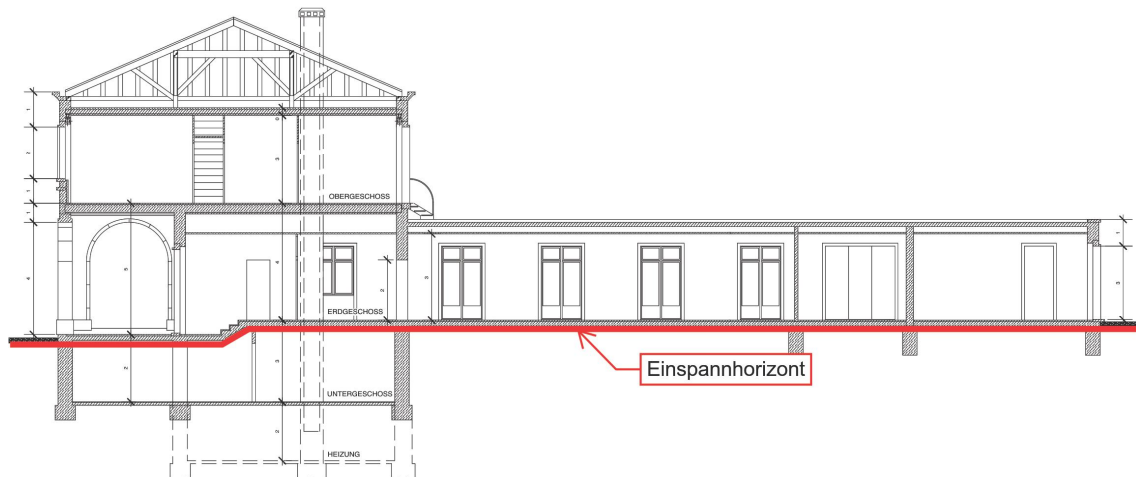


Abbildung 9: Angenommener Einspannhorizont

6.3 FEM Modell

Zur Erdbebenanalyse wurde ein 3D-Modell des Gebäudes in das FEM-Programm FEnas eingegeben. Nachfolgend dargestellt ist das in FEnas modellierte FEM-Modell der Tragstruktur.

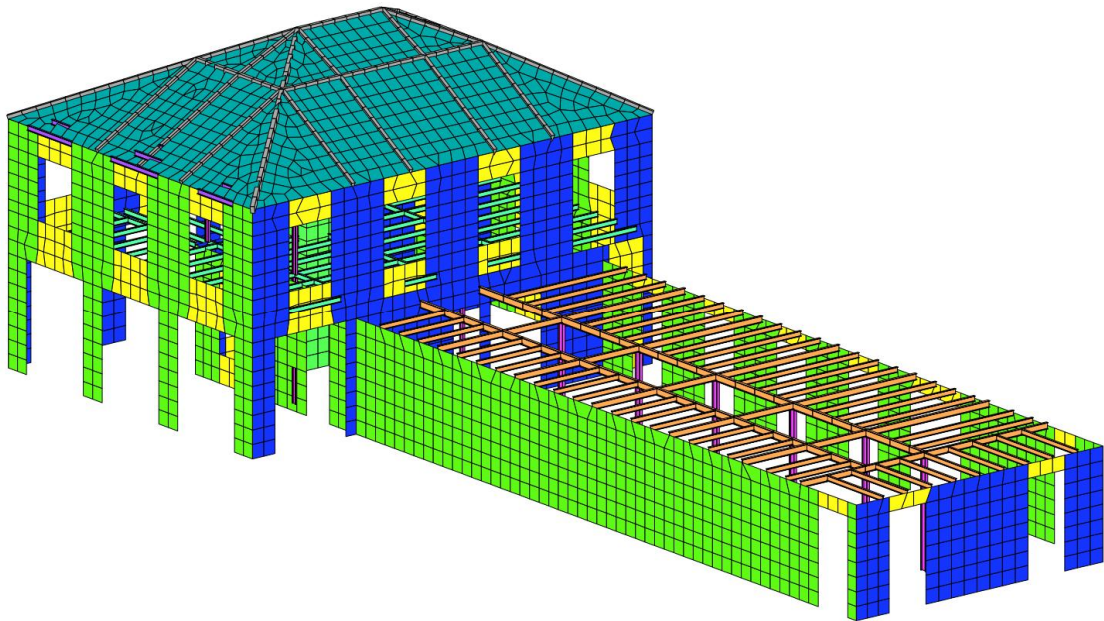


Abbildung 10: Ansicht FEM Modell

6.4 Resultate

6.4.1 Massgebende Eigenfrequenzen

Um die beim Antwortspektrenverfahren gemäss SIA 261 geforderten 90% der überirdischen Gebäudemasse zu aktivieren, wurden in beide horizontalen Richtung 15 Eigenfrequenzen berechnet und analysiert. Erreicht wurden die 90% angeregte Masse jedoch nicht ganz. Ein Grund dafür ist, dass ein Grossteil der Gebäudemasse sich in den Wänden befindet, welche eher bei hohen Frequenzen angeregt werden. Das Verhalten der Gebäudetragstruktur wurde in beide Richtungen separat beurteilt.

Erdbeben in Gebäudelängsrichtung (x-Richtung)					
Spektrum	Frequenz [Hz]	Periode [s]	Beschleunigung [m/s ²]	Aktivierte Gebäudemasse [%]	Aktivierte Gebäudemasse [kN]
1	2.672	0.374	2.23	0.01%	1
2	4.338	0.231	2.23	53.92%	4544
3	4.652	0.215	2.23	0.77%	65
4	5.177	0.193	2.23	0.69%	58
5	6.449	0.155	2.23	3.71%	313
6	7.385	0.135	2.23	23.17%	1953
7	7.967	0.126	2.23	0.06%	5
8	8.013	0.125	2.23	0.26%	22
9	8.234	0.121	2.23	0.00%	0
10	8.7	0.115	2.23	0.00%	0
11	9.139	0.109	2.23	1.56%	131
12	10.822	0.092	2.23	0.01%	1
				84.16%	7092

Tabelle 1: Eigenfrequenzen - Erdbeben in Gebäudelängsrichtung (X-Richtung)

Erdbeben in Gebäudequerrichtung (y-Richtung)					
Spektrum	Frequenz [Hz]	Periode [s]	Beschleunigung [m/s ²]	Aktivierte Gebäudemasse [%]	Aktivierte Gebäudemasse [kN]
1	2.672	0.374	2.23	29.73%	2505
2	4.338	0.231	2.23	0.38%	32
3	4.652	0.215	2.23	47.44%	3998
4	5.177	0.193	2.23	2.88%	243
5	6.449	0.155	2.23	6.99%	589
6	7.385	0.135	2.23	0.16%	13
7	7.967	0.126	2.23	0.45%	38
8	8.013	0.125	2.23	0.01%	1
9	8.234	0.121	2.23	0.00%	0
10	8.7	0.115	2.23	0.61%	51
11	9.139	0.109	2.23	0.01%	1
12	10.822	0.092	2.23	0.27%	23
				88.93%	7494

Tabelle 2: Eigenfrequenzen - Erdbeben in Gebäudequerrichtung (Y-Richtung)

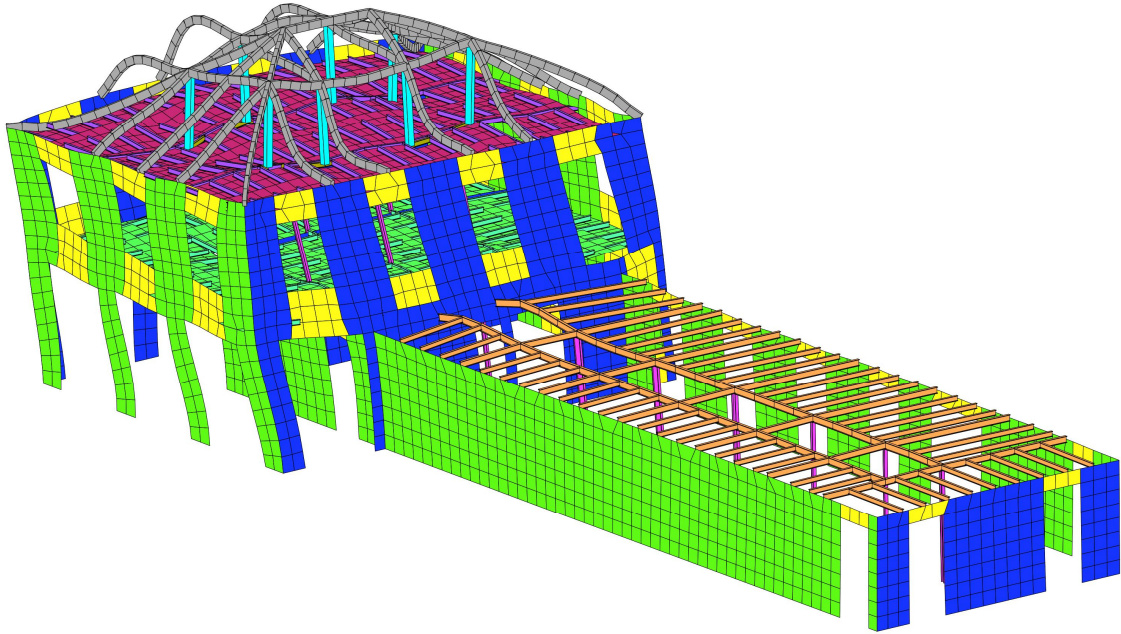


Abbildung 11: Eigenform bei massgebender Eigenfrequenz in X-Richtung (4.338 Hz)

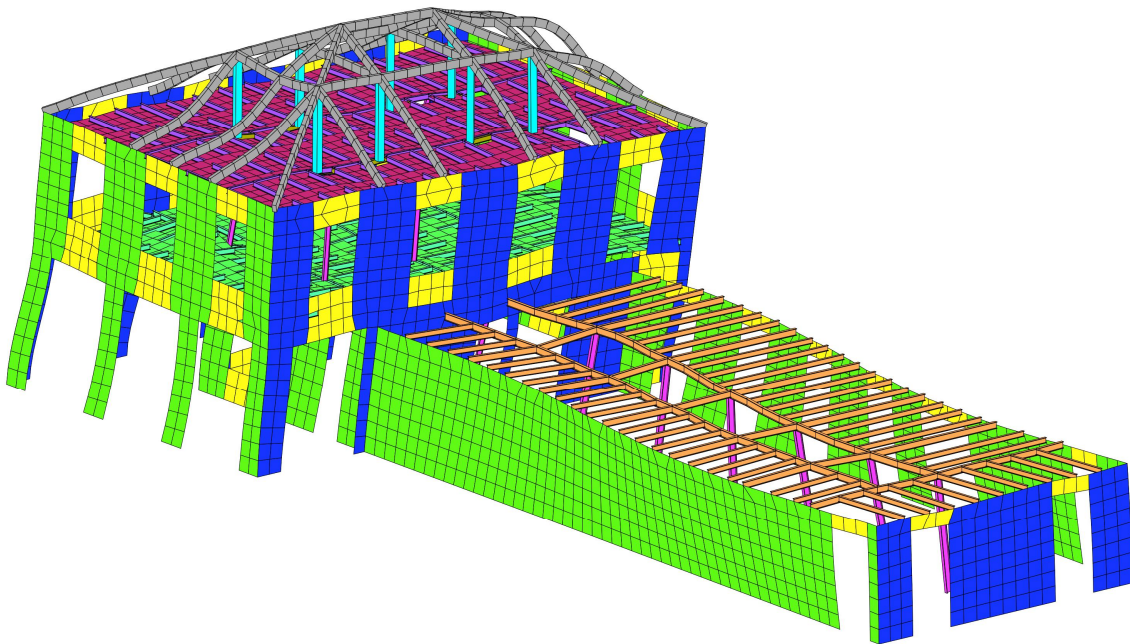


Abbildung 12: Eigenform bei massgebender Eigenfrequenz in Y-Richtung (4.652 Hz)

6.4.2 Beurteilung der Auflagerkräfte

Betrachtet man die resultierenden Auflagerkräfte aus den Erdbebenlasten überlagert mit den Gebäude- lasten (Abbildung 13 und Abbildung 14), so ist herauszulesen, dass ein Grossteil der Wände für Erdbe- beneinwirkung in x-Richtung (längs) und y-Richtung (quer) überdrückt ist. Trotzdem erfahren einige Mauerwerkswände im Erdbebenfall «abhebende Kräfte».

Aus der Beurteilung der Auflagerkräfte ist ersichtlich, welche Wände im Erdbebenfall nicht ganz über- drückt, und deshalb massgebend sind. Diese werden in einem nächsten Schritt weiter untersucht.

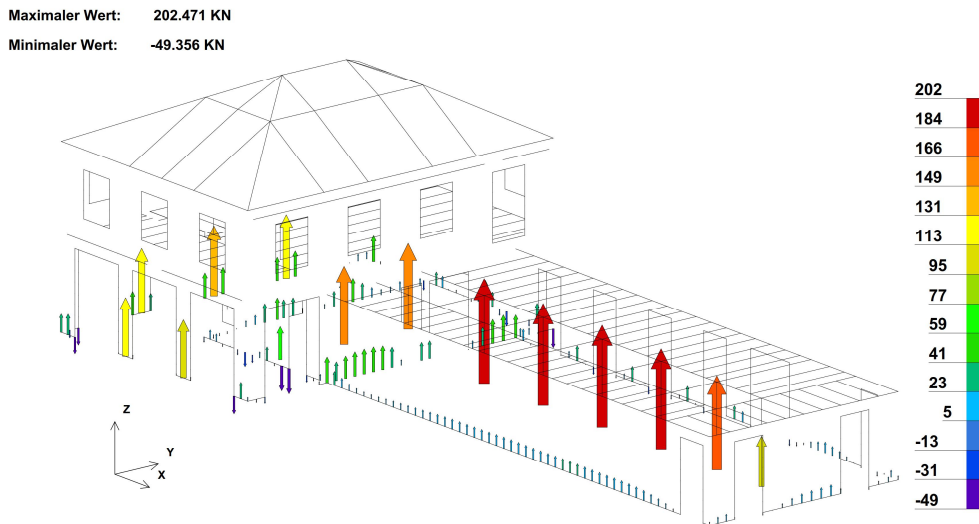


Abbildung 13: Auflagerkräfte für die massgebende Erdbebeneinwirkung in x-Richtung, Skala in kN

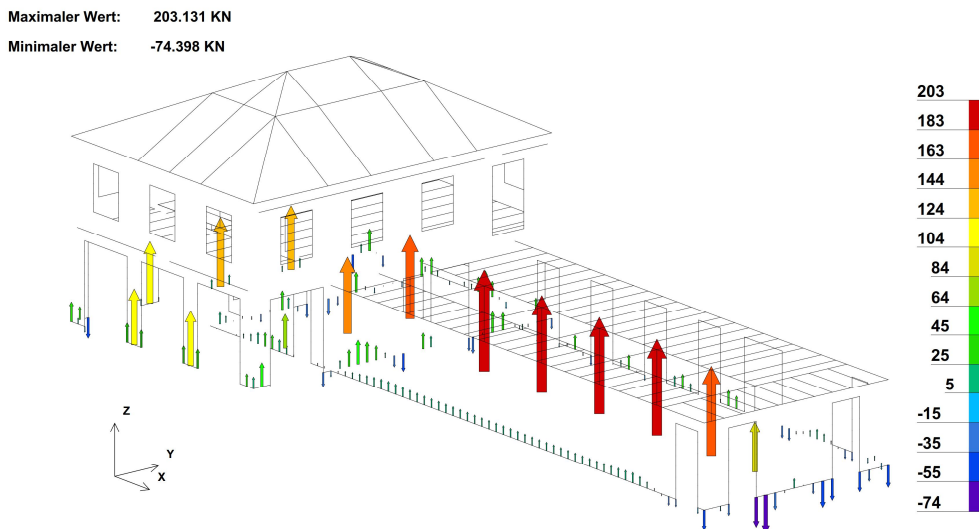


Abbildung 14: Auflagerkräfte für die massgebende Erdbebeneinwirkung in y-Richtung, Skala in kN

6.4.3 Erfüllungsfaktoren Mauerwerkswände

Die Schnittkräfte aus der Überlagerung der Erdbebeneinwirkung (SRSS) und Eigengewicht im Erdbebenfall werden aus dem FEM Programm FEnas für jede Wand ausgelesen.

Die Tragsicherheitsnachweise der aussteifenden Mauerwerkswände erfolgen nach Norm SIA 266 Ziffer 4.3.

Auf Basis der Spannungen und der Auflagerkräften wurden die massgebenden Wände identifiziert. Diese sind nachfolgend in Rot umkreist.

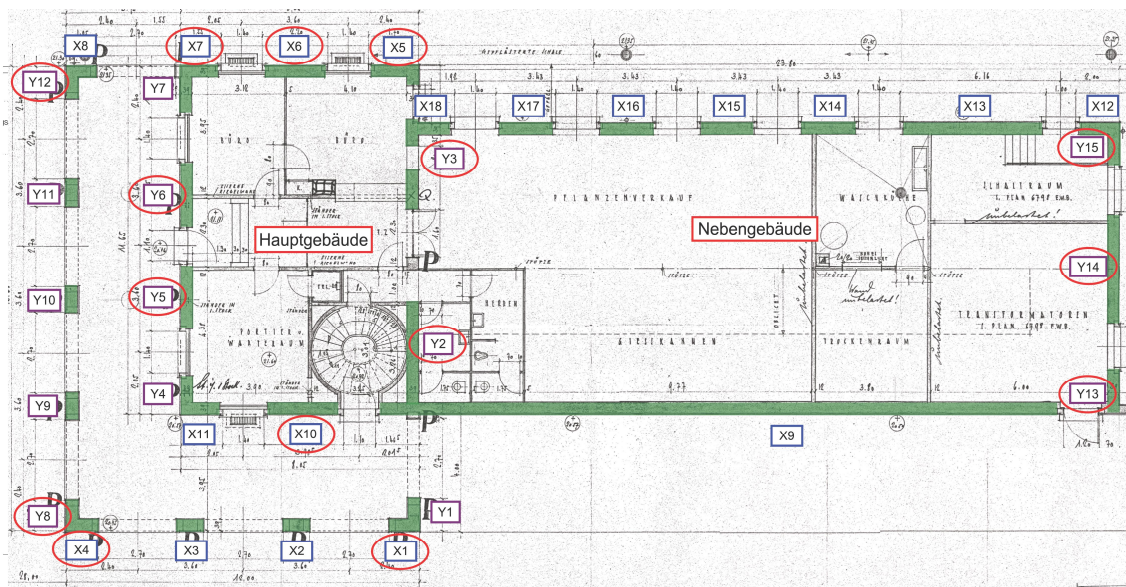


Abbildung 15: Bezeichnung der massgebenden Erdbebenwände (EG)

Die rot markierten Wände werden im nachfolgenden Kapitel genauer untersucht.

Die Untersuchung der Erdbebensicherheit mittels Antwortspektrumverfahren hat ergeben, dass die massgebenden Bestandswände sich im Erdgeschoss befinden. Die Untersuchung der Wände in den oberen Geschossen wurde stichprobenartig vorgenommen und hat gezeigt, dass diese nicht massgebend sind.

Längsrichtung (x-Richtung)

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Detailberechnungen der Wände in X-Richtung aufgeführt:

	Einwirkungen:			Widerstände:		Erfüllungsfaktor:
	N _{xd} :	M _{z1Ed} :	V _{Ed} :	M _{z1Rd} :	V _{Rd} :	α _{eff} :
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[%]
X1:	212	50	33	17	12	0.35
X4:	249	57	38	19	13	0.33
X5:	140	45	70	18	28	0.40
X6:	247	126	152	37	44	0.29
X7:	165	57	81	18	26	0.32
X10:	180	173	231	45	60	0.26

In Gebäudelängsrichtung (x-Richtung) ist die Mauerwerkswände X10 massgebend. Dabei wird folgender Erfüllungsfaktor erreicht:

$$\alpha_{eff} = 0.26$$

Querrichtung (y-Richtung)

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Detailberechnungen der Wände in Y-Richtung aufgeführt:

	Einwirkungen:			Widerstände:		Erfüllungsfaktor:
	N _{xd} :	M _{z1Ed} :	V _{Ed} :	M _{z1Rd} :	V _{Rd} :	α _{eff} :
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[%]
Y2:	409	296	160	172	93	0.58
Y3:	237	149	125	64	54	0.43
Y5:	207	178	162	57	52	0.32
Y6:	203	176	168	55	52	0.31
Y8:	250	37	56	11	17	0.30
Y12:	216	34	51	11	17	0.33
Y13:	22	26	17	9	5	0.33
Y14:	77	195	41	78	16	0.40
Y15:	30	34	19	13	7	0.39

In Gebäudequerrichtung (y-Richtung) ist die Mauerwerkswände Y8 massgebend. Dabei wird folgender Erfüllungsfaktor erreicht:

$$\alpha_{eff} = 0.30$$

6.4.4 Plausibilitätsprüfung

Die Resultate werden mittels Spannungen in den Mauerwerkswände plausibilisiert. Dabei wird von einem Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = 0.26$ ausgegangen.

Resultat Nr.: 42; Kombination: 1 + 17*0.26

Sigma X

Skalierungsfaktor: 1.000

Maximaler Wert: 271.619 KN/m²

Minimaler Wert: -904.284 KN/m²

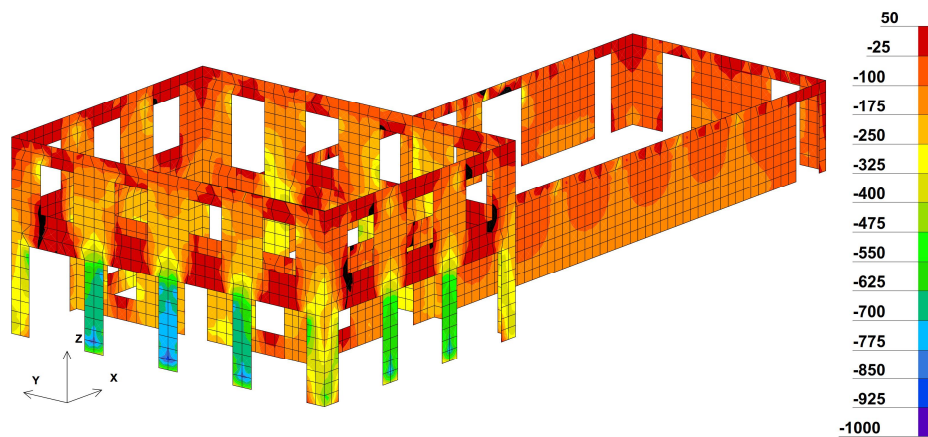


Abbildung 16: Spannungen im Erdbebenfall $\alpha_{eff} = 0.26$, X-Richtung

Resultat Nr.: 44; Kombination: 1 + 33*0.26

Sigma X

Skalierungsfaktor: 1.000

Maximaler Wert: 271.347 KN/m²

Minimaler Wert: -909.980 KN/m²

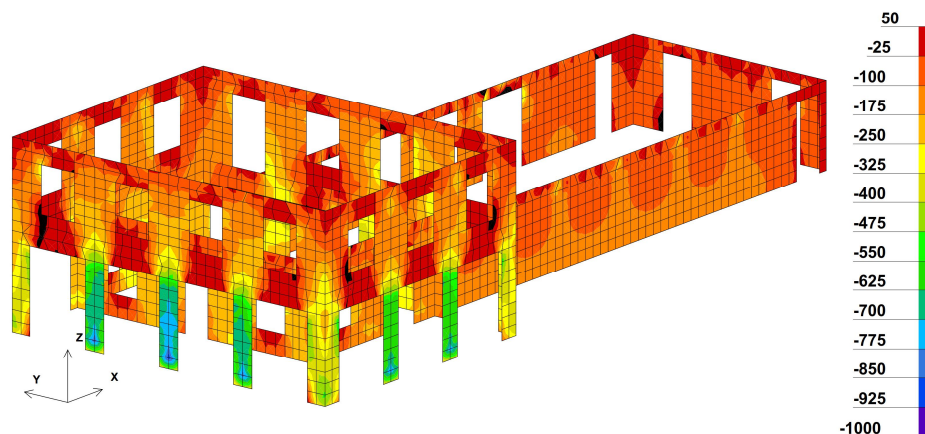


Abbildung 17: Spannungen im Erdbebenfall $\alpha_{eff} = 0.26$, Y-Richtung

Es treten kaum Zugspannungen auf: der ermittelten Erfüllungsfaktor ist plausibel.

7 Empfehlung weiteres Vorgehen

7.1 Sondierungen

Sondierungen am Bestandsgebäude wurden bereits durchgeführt. In Zusammenhang mit den Bestandsunterlagen sind somit für die Beurteilung der Erdbbensicherheit alle erforderlichen Angaben vorhanden.

Für diese Projektphase sind keine weiteren Sondierungen erforderlich.

7.2 Erdbebenertüchtigungsmassnahmen

Erreicht werden unter den getroffenen Annahmen folgende Erfüllungsfaktoren nach Norm SIA 269/8:

- Gebäudelängsrichtung: $\alpha_{\text{eff}} = 0.26$
- Gebäudequerrichtung: $\alpha_{\text{eff}} = 0.30$

Figur 6 Rechnerische Beurteilung der Tragsicherheit

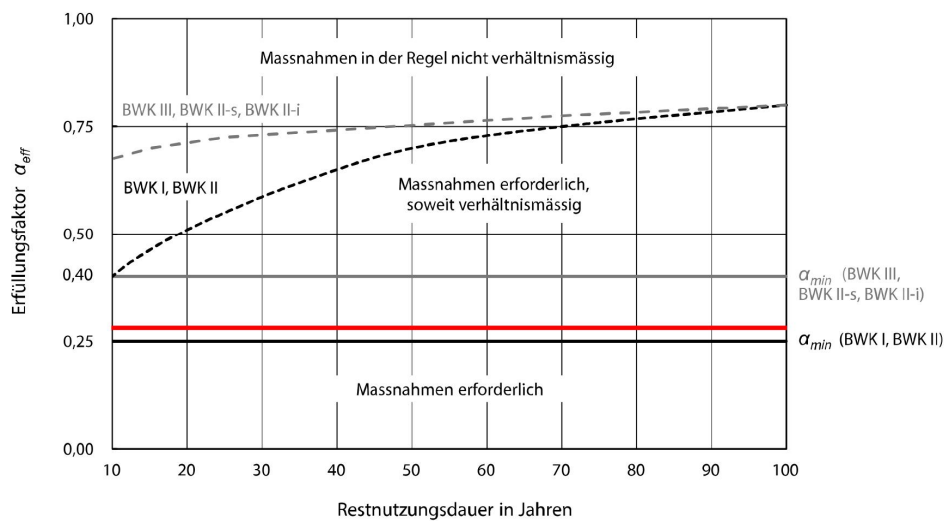


Abbildung 18: Rechnerische Beurteilung der Tragsicherheit (Norm SIA 269/8 Figur 6)

Der Mindesterfüllungsfaktor $\alpha_{\text{adm}} = 0.26$ ist somit erreicht.

Bei der rechnerischen Beurteilung wurde unter anderem vom folgenden ausgegangen:

- Kraftschlüssige Verbindung der Decke mit den Aussteifungswände / Fassadenwände
- Kraftschlüssige Verbindung zwischen den beiden Gebäudeteilen

Ohne dies wird der Mindesterfüllungsfaktor nicht erreicht: Massnahmen, um diese Ziele zu erreichen, sind zwingend erforderlich.

Aus den im Kapitel 5 erläuterten Gründen, sind die nachfolgend aufgeführten Verstärkungsmassnahmen erforderlich.

Verstärkung der Verbindungen Decke / Wände:

In den nachfolgend rot markierten Bereichen sind die Decken kraftschlüssig mit den Wänden zu verbinden. Dies kann z.B. mit verdübelten Stahlwinkeln erfolgen:

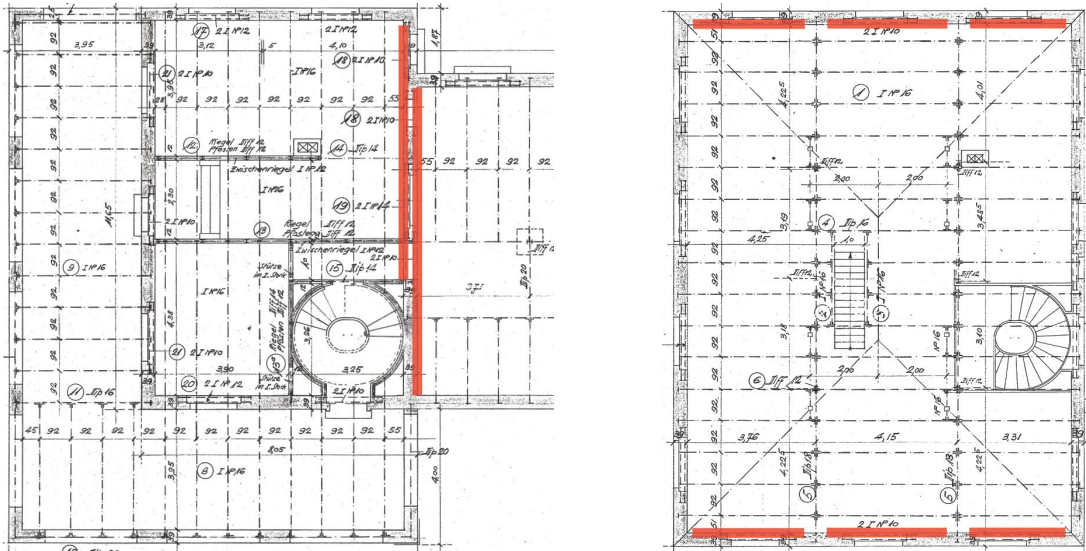


Abbildung 19: Verstärkung der Verbindungen Decke / Wände bei Decke über EG (links) und Decke über OG (rechts)

Verstärkung der Verbindung Hauptgebäude / Nebengebäude:

Dies z. B. mit innenliegenden Stahlbetonbalken erfolgen:



Abbildung 20: Verstärkung der Verbindung Hauptgebäude / Nebengebäude (links: Decke EG, rechts: Ansicht)

In Abstimmung mit der Bauherrschaft und mit der Denkmalpflege können auch andere Variante untersucht werden.

8 Beurteilung der Verhältnismässigkeit von weiteren Verstärkungsmassnahmen

Nach Norm SIA 269/8 muss überprüft werden, ob mit verhältnismässigen Verstärkungsmassnahmen ein höheren Erfüllungsfaktor $\alpha_{adm} = 0.62$ erreicht werden kann.

Die Überprüfung dieser Verhältnismässigkeit erfolgt im nachfolgenden Kapitel.

8.1 Personenbelegung

Die Personenbelegung PB wird nach Norm SIA 269/8 Pkt. 10.3.6 ermittelt. Folgende Annahmen werden dabei getroffen:

Bestimmung der Personenbelegung				
Räume / Kategorie:	Anzahl Kennzahl:	Kennzahl:	Spezifische Personenbelegung:	Personenbelegung:
O1:	1.34	x100 m ² Nettogeschossfläche	1.5	2
EG:	2.62	x100 m ² Nettogeschossfläche	1.5	4
U1:	0.861	x100 m ² Nettogeschossfläche	0.5	0
				6

Es ist von einer mittleren Personenbelegung von 6 Personen auszugehen.

8.2 Verhältnismässigen Investitionskosten für $\alpha_{adm} = 0.62$

Reduktion des Risikos für Personen:			
Personenbelegung Gebäude:	PB:	6	Personen
Aktuellen Erfüllungsfaktor:	α_{eff} :	0.26	-
angestrebter Erfüllungsfaktor:	$\alpha_{erzielt}$:	0.62	-
Grenzkosten pro gerettetes Menschenleben:	GK:	10	Mio. CHF
Personenrisikofaktor für α_{eff} :	$PRF\alpha_{eff}$:	9.52	$\times 10^{-6}$
Personenrisikofaktor für $\alpha_{erzielt}$:	$PRF\alpha_{erzielt}$:	2.38	$\times 10^{-6}$
Differenz der Risikofaktoren:	ΔPRF_M :	7.14	$\times 10^{-6}$
Reduktion des Personenrisikos:	ΔRP_M :	455	Franken/Jahr

Reduktion des Risikos für das Bauwerk:			
Wert des Bauwerks BW:	BW:	3	Mio. CHF
Anteil an sekundären Bauteile:	unbedeutend		
Personenrisikofaktor für α_{eff} :	$BRF\alpha_{eff}$:	1.60	$\times 10^{-4}$
Personenrisikofaktor für $\alpha_{erzielt}$:	$BRF\alpha_{erzielt}$:	0.34	$\times 10^{-4}$
Differenz der Risikofaktoren:	ΔBRF_M :	1.26	$\times 10^{-4}$
Reduktion des Personenrisikos:	ΔRB_M :	377	Franken/Jahr

Sicherheitskosten			
Diskontzinssatz:	i_d :	2%	-
Restnutzungsdauer:	d_r :	30	Jahre
Summe der Risikoreduktion:	ΔR_M :	832	Franken/Jahr
Diskontierungsfaktor:	DF:	0.045	pro Jahr
Sicherheitskosten:	SC_M :	3'572	Franken/Jahr

Maximale verhältnismässigen Investitionskosten			
Sicherheitsbezogene Investitionskosten:	$SIC_{M,max}$:	18'626	CHF

Abbildung 21: Maximalen verhältnismässigen Investitionskosten für $\alpha_{adm} = 0.62$ (nach Norm SIA 269/8)

Massnahmen sind nur dann verhältnismässig, wenn der Erfüllungsfaktor $\alpha_{adm} = 0.62$ mit weniger als CHF 18'626 erreicht werden kann.

Um einen höheren Erfüllungsfaktor zu erreichen, müssen neue Aussteifungselemente eingezogen werden. Dies ist zwingend mit tiefgreifenden Massnahmen und daher auch mit erhöhten Kosten verbunden.

Eine erste Abschätzung hat gezeigt, dass zusätzliche Massnahmen die verhältnismässigen Kosten massiv überschreiten. Zudem sind die Torbauten denkmalgeschützt, tiefgreifende Verstärkungsmassnahmen sind seitens Denkmalspflege nicht gewünscht.

Weitere Verstärkungsmassnahmen sind nicht verhältnismässig und werden nicht vorgenommen.