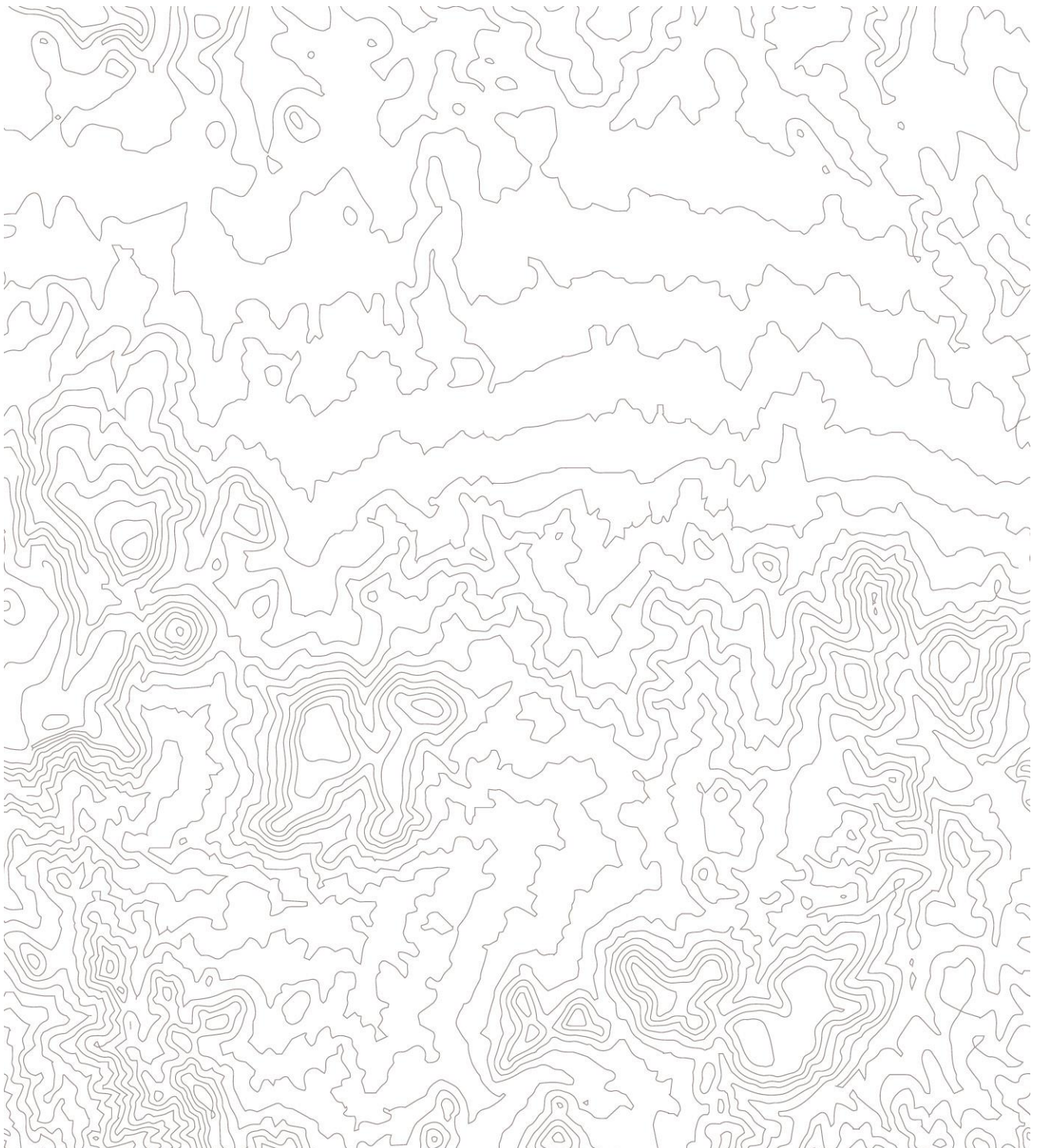


# Überprüfung Erdbebbensicherheit

Quellgasse 10-12



## **Projektteam**

Daniel Rüegg  
Pierre Schindler  
Gioele Montalbetti

EBP Schweiz AG  
Mühlebachstrasse 11  
8032 Zürich  
Schweiz  
Telefon +41 44 395 16 16  
info@ebp.ch  
www.ebp.ch

Druck: 31. August 2018  
2018-08-31\_Bericht Quellgasse 10-12\_Ueberpruefung Erdbebensicherheit.docx  
Projektnummer: 218'159

## Dokumentengeschichte

Version	Autor	Datum	Koreferent	Bemerkungen
1.0	Pierre Schindler	31.08.2018	Daniel Rüegg	

## Zusammenfassung

Die konzeptionelle Schwachstelle der Quellgasse 10 sowie der Quellgasse 12 ist eine ausreichende Aussteifung beider Gebäudeteile in Längs- bzw. x - Richtung (parallelverlaufend zur Strasse). In Quer- bzw. y - Richtung verfügen beide Gebäudeteile über ausreichend aussteifende Wandscheiben um einen genügenden Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}}$  zu erreichen. Dies ist ein häufiges Phänomen bei Gebäuden dieser Jahrgänge, da die Gebäude auf Wind ausgelegt wurden und die Windangriffsfläche in Gebäudelängsrichtung relativ klein ist.

In Gebäudelängs- bzw. x-Richtung beträgt der Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}} = \mathbf{0.45}$ , d.h. das Gebäude ist in der Lage, 45% der bei einem Neubau zu berücksichtigenden Erdbebeneinwirkung zu widerstehen. Der Erfüllungsfaktor für eine Restnutzungsdauer von 50 Jahre liegt damit über dem Minimalwert von  $\alpha_{\text{min}} = 0.40$ , aber in einem Bereich wo Ertüchtigungsmassnahmen zu ergreifen sind, falls deren Kosten dem Kriterium der Verhältnismässigkeit genügen.

In Gebäudequer- bzw. y-Richtung beträgt der Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}} = \mathbf{0.70}$ . Der Erfüllungsfaktor liegt für eine Restnutzungsdauer von 50 Jahre nahe an einem Bereich, in welchem in der Regel keine Ertüchtigungsmassnahmen zu ergreifen bzw. nicht verhältnismässig sind. Es zeigt sich, dass hier keine Ertüchtigungsmassnahmen verhältnismässig sind.

Die verhältnismässigen Investitionskosten für Ertüchtigungsmassnahmen liegen (abhängig von der getroffenen Annahme betreffend Personenbelegung des Gebäudes) für die Längs- bzw. x-Richtung zwischen 65'000 CHF und 340'000 CHF (je nach angenommener Personenbelegung, Mittelwert = 205'500 CHF). Die grob ermittelten Kosten für eine sinnvolle Ertüchtigungsmassnahme liegen in einem Bereich, bei welchem die Verhältnismässigkeit der Ertüchtigungsmassnahmen gegeben ist und nicht auf eine Ertüchtigung verzichtet werden darf.

## Inhaltsverzeichnis

1.	Grundlagen	6
2.	Einleitung	7
3.	Zustandsanalyse	8
4.	Erfüllungsfaktoren	17
5.	Verhältnismässigkeit von Sicherheitsmassnahmen	17
6.	Empfehlung	20

# 1. Grundlagen

## 1.1 Plangrundlagen

- 1234\_04010112\_1\_295\_1958\_Biel
- 1234\_04010112\_2\_294\_1958\_Biel
- 1234\_04010112\_3\_294\_1958\_Biel
- 1234\_04010112\_4\_294\_1958\_Biel
- 1234\_04010112\_5\_294\_1958\_Biel
- 1234\_04010112\_8\_291\_1980\_Biel
- 1234\_04010112\_9\_291\_1980\_Biel
- 1234\_04010112\_10\_291\_1980\_Biel
- 1234\_04010112\_11\_291\_1980\_Biel
- 1234\_04010112\_12\_291\_1981\_Biel
- 1234\_04010112\_13\_291\_1980\_Biel
- 1234\_04010112\_15\_291\_1980\_Biel
- 1234\_04010112\_16\_291\_1978\_Biel
- 1234\_04010112\_17\_291\_1977\_Biel
- 1234\_04010112\_24\_291\_1977\_Biel

Zu den oben aufgeführten Plangrundlagen hat am 19.06.2018 ergänzend eine örtliche Begehung stattgefunden.

## 1.2 Normen, Richtlinien

Gültige SIA-Normenwerke:

- SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke (2014)
- SIA 262 Betonbauwerke (2014)
- SIA 266/2 Natursteinmauerwerk (2012)
- SIA 269/2 Erhaltung von Tragwerken – Betonbau (2011)
- SIA 269/8 Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben (2017)

## 1.3 Wissenschaftliche Erkenntnisse

Ergänzend zur SIA 266/2 werden die wissenschaftlichen Erkenntnisse aus dem Basler Erdbebenkurs (Katrin Beyer, Thomas Wenk) berücksichtigt.

## 2. Einleitung

### 2.1 Objekt

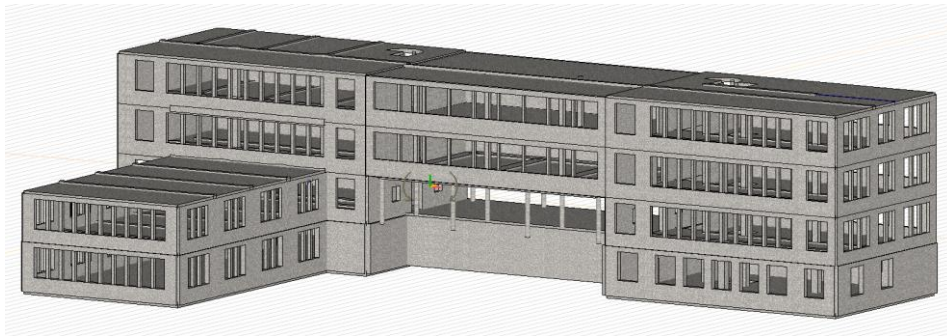
Beim Objekt an der Quellgasse 10-12 handelt es sich um zwei Hauptgebäude aus dem Jahr 1925/26 sowie einem Ergänzungsbau aus dem Jahr 1958. Die beiden Hauptgebäude weisen drei oberirdische Geschosse und ein Dachgeschoss aus Holz auf. Der Ergänzungsbau koppelt beide Hauptgebäude im zweiten und dritten Obergeschoss sowie im Tiefparterre.

Das Tragwerk wird detaillierter unter dem Kapitel 3.3 dokumentiert.

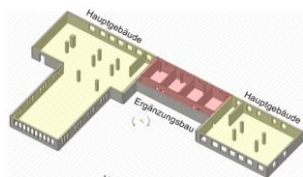
Umbauten wurden nicht dokumentiert, jedoch wurden Eingriffe in das bestehende Tragwerk an der Begehung vom 19.06.2018 festgestellt bzw. aufgenommen.

Das gesamte Objekt wird durch die Berner Fachhochschule für die Lehre und Forschung genutzt. Vereinzelt dienen Räume im Tiefparterre als Lager bzw. Technikräume.

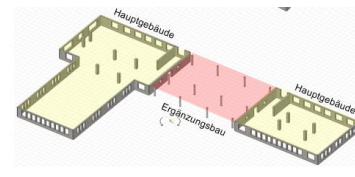
#### 3D-Modell:



#### Tiefparterre:



#### Erdgeschoss:



#### Obergeschosse:

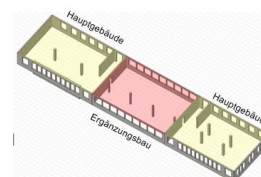


Abbildung 1: Berechnungsmodell 3D: Gesamtmodell, Tiefparterre, Erdgeschoss, Obergeschosse

### 2.2 Aufgabe

EBP wurde durch die Universal Gebäudemanagement AG mit einer groben quantitativen Überprüfung der Erdbebbensicherheit, der Erarbeitung eines groben Ertüchtigungskonzepts und der Erstellung einer Grobkostenschätzung beauftragt. Zusätzlich soll die Zumutbarkeit resp. Verhältnismässigkeit der Ertüchtigungsmassnahmen nach der SIA 269/8 beurteilt und eine Empfehlung ausgesprochen werden.

### 3. Zustandsanalyse

#### 3.1 Nutzungsdauer

Die geplante Nutzungsdauer der Tragstruktur beträgt gemäss Universal Gebäudemanagement AG weitere 50 Jahre.

#### 3.2 Beurteilung der Erdbebbensicherheit

Die Beurteilung der Erdbebbensicherheit durch einen Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}}$ , welcher als Beurteilungsgrösse definiert wird. Er bezieht sich auf die gemäss den aktuell gültigen Tragwerksnormen (Norm SIA 260 und 261) anzusetzenden Erdbebeneinwirkungen. Das Tragwerk erfüllt die aktuellen Normanforderungen an Neubauten, falls ein Erfüllungsfaktor  $\alpha_{\text{eff}} \geq 1.0$  erreicht wird.

Das Bauwerk ist der Bauwerksklasse II-s<sup>1)</sup> gemäss Norm SIA 269/8 Ziffer 9.1.6 zugeordnet. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird zudem von einer Restnutzungsdauer von 50 Jahren ausgegangen.

Ein Erfüllungsfaktor von  $\alpha_{\text{eff}} < \alpha_{\text{min}} = 0.40$  führt im Normalfall zwingend zu Ertüchtigungsmassnahmen. Ab einem Erfüllungsfaktor von  $\alpha_{\text{eff}} \geq \alpha_{\text{adm}} = 0.75$  sind keine Massnahmen notwendig. Im dazwischen liegenden Bereich sind Ertüchtigungsmassnahmen dann auszuführen, falls deren Kosten dem Kriterium der Verhältnismässigkeit genügen.

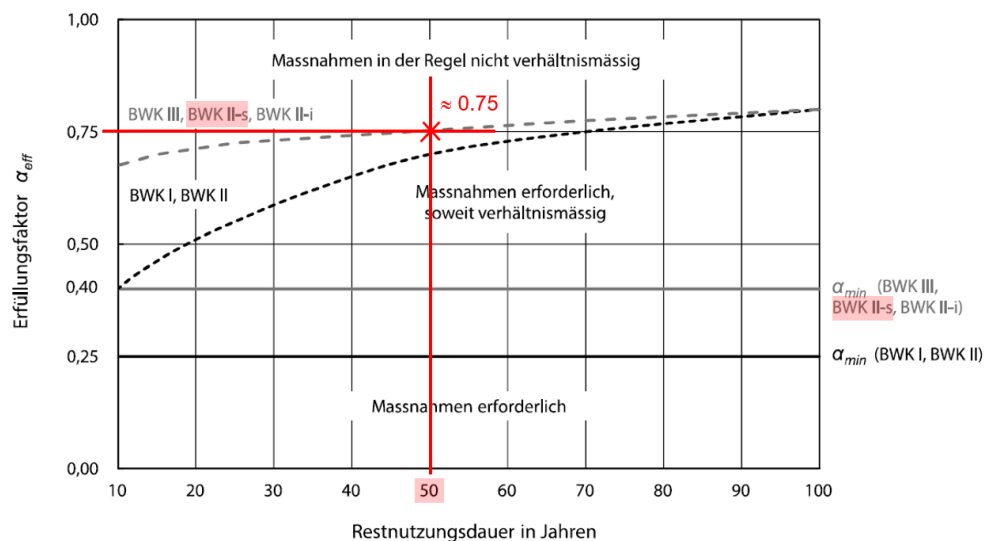


Abbildung 2: Auszug aus SIA 269/8, Figur 6 → oberer Grenzwert  $\alpha_{\text{adm}} = 0.75$

#### 3.3 Tragsystem

Die örtliche Begehung vom 19.06.2018 konnte bezüglich der Tragstruktur ergänzende Erkenntnisse zu den vorhandenen Plangrundlagen liefern. Das Abklopfen der Innenwände bestätigt die Vermutung, dass diese zumindest teilweise aus Ortbeton bestehen. Das Verhalten der Geschossdecken bei Stampfen bzw. Hüpfen lässt auf eine massive Bauweise (Ortbeton) schliessen. Die Innenstützen sowie Unterzüge bestehen ebenfalls aus Ortbeton und

1) BWK II-s (Schulen)



sind in einem guten Zustand. In einem Gebäudeteil (Hauptgebäude) wurde im Verlauf der vergangenen Jahrzehnte ein Ort betonunterzug durch einen Stahlträger ersetzt. Die tragenden Aussenwände werden in der Überprüfung als Naturstein berücksichtigt.

Für die rechnerische Überprüfung der Tragstruktur wird folglich angenommen, dass sämtliche Geschossdecken als Schubscheiben funktionieren. Die drei Gebäudeteile sind überirdisch durch die Geschossdecken miteinander gekoppelt. Unterirdisch sind die drei Gebäudeteile mit einem gemeinsamen Untergeschoss erschlossen. Diese Annahme wurde in der Begehung vom 19.06.2018 erhärtet, da sich zwischen den Gebäudeteilen kein Öffnen/Schliessen einer allfälligen Fuge erkennen lässt.

Das Tiefparterre der beiden Hauptgebäude (welches aufgrund der Hanglage auf der Rückseite erdberührt ist) wurde flach fundiert. Der Ergänzungsbau wurde mittels Betonpfählen (Spitzendruck) gelagert, welche bis in den Pickelfelsen ragen. Aus den Plangrundlagen können keine zusätzlichen Informationen zu den Pfählen bezogen werden.

Beim Dachstock handelt es sich um einen Holzbau. Der Holzbau wird nicht im Modell integriert, sondern als Linien- bzw. Punktlasten auf die Decke über 2.Obergeschoss berücksichtigt.

Die Masse der Fassade, welche ebenfalls aus Natursteinen besteht, wird jeweils zur Hälfte (50% der Geschosshöhe) als Linien- bzw. Punktlast auf das entsprechende Geschoss angesetzt. Die Stabilität der Fassaden in einem Erdbebenereignis wird nicht beurteilt bzw. ist nicht Bestandteil dieser Erdbebenüberprüfung.

### 3.4 Materialeigenschaften

Die Materialien der tragenden Bauteile des gesamten Gebäudes werden aufgrund der unterschiedlichen Erstellungsdaten differenziert berücksichtigt.

Aufgrund der fehlenden Grundlagen bezgl. Materialeigenschaften werden unter Berücksichtigung der Erhaltungsnorm 269/2 konservative Annahmen für die rechnerischen Überprüfungen angenommen.

#### 3.4.1 Hauptgebäude Jahr 1925/26

Baustoffe	Bauteil	Bezeichnung	Bemerkung
<b>Beton «1»</b>	Bodenplatte, UG Wände	Normaler Beton B.N. 250	SIA 269/2 Tabelle 7
<b>Beton «2»</b>	Geschossdecken, Wände ab EG, Unterzug, Stützen	Hochwertiger Beton B.H. 250	SIA 269/2 Tabelle 7
<b>Bewehrung</b>	alle tragende Beton- bauteile	Normaler Stahl	SIA 269/2 Tabelle 8
<b>Naturstein</b>	alle tragende Aussen- wände	Einschalig Verbandart C	SIA 266/2 Anhang A
<b>Mauerwerk</b>	Annahme das kein Mauerwerk als tragende Konstruktion verbaut wurde.		

Tabelle 1: Baustoffe tragende Bauteile

Material	Betondruckfestigkeit $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubspannung $\tau_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>2</sup>
Beton «1»	5.10	0.55	≈ 25'000
Beton «2»	22.0	1.20	≈ 27'000
Für den Beton «2» wird eine Betondruckfestigkeitsentwicklung von t=90a berücksichtigt.			

Tabelle 2: Beton, Bemessungswerte

Gemäss der Erhaltungsnorm SIA 269/2 können für den Beton «2» folgende Bemessungsgrössen zugrunde gelegt werden:

- $f_{ck} = 12.0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{cd} = 8.0 \text{ N/mm}^2$   
 $\rightarrow \tau_{cd} = 0.69 \text{ N/mm}^2$
- $E_{cm} = 10'000 \cdot (12.0 + 8)^{1/3} \approx 27'000 \text{ N/mm}^2$

Für sämtliche Nachweise wird gemäss Ziffer 3.2.7 (SIA 296/2) eine zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit berücksichtigt.

- $f_{cm,(t=90a)} = 20 \cdot 0.41 \cdot [\log(90 \cdot 365)+1] = 45.24 \text{ N/mm}^2$   
 $\rightarrow f_{ck,(t=90a)} = f_{cm,(t=90a)} - 8 = 37.24 \text{ N/mm}^2$   
 $\rightarrow \eta_{fc} = 0.93 ; \eta_{ft} = 1.00$   
 $\rightarrow \approx \text{C35/45 mit}$   
 $f_{cd,(t=90a)} \approx 22.0 \text{ N/mm}^2$   
 $\tau_{cd,(t=90a)} \approx 1.2 \text{ N/mm}^2$

Material	Fließgrenze $f_{sd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung $\varepsilon_{ud}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Duktilitäts- klasse
Betonstahl	209	Keine Angaben	B

Tabelle 3: Bewehrungsstahl, Bemessungswerte

Material	Druckfestigkeit $f_{xd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Druckfestigkeit $f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul $E_{eff}$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>3</sup>
Naturstein	3.0 <sup>4</sup>	1.5 <sup>5</sup>	≈ 917

Tabelle 4: Naturstein / Mauerwerk, Bemessungswerte

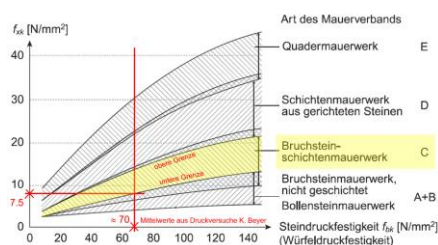


Abbildung 3: Aus Figur 4 SIA 266/2

$$E_{xk} = 3'000 \cdot (7.5/5)^{1/2} \approx 3'670 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{xd} = 3'670 \cdot 0.5 \approx 1'835 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{eff} = 1'835 \cdot 0.5 \approx 917 \text{ N/mm}^2$$

<sup>2</sup> mittlerer E-Modul umgerissen

<sup>3</sup> Reduktionsbeiwert für Steifigkeit mit 0.5

<sup>4</sup> Bemessungswert senkrecht zur Lagerfuge

<sup>5</sup> Bemessungswert senkrecht zur Stossfuge

### 3.4.2 Ergänzungsbau Jahr $\approx 1958$

Baustoffe	Bauteil	Bezeichnung	Bemerkung
<b>Beton «2»</b>	alle tragende Beton-elemente	Hochwertiger Beton B.H. 250	SIA 269/2 Tabelle 7
<b>Bewehrung</b>	alle tragende Beton-bauteile	Stahl IIa	SIA 269/2 Tabelle 8
<b>Mauerwerk</b>	Annahme das kein Mauerwerk als tragende Konstruktion verbaut wurde.		

Tabelle 5: Baustoffe tragende Bauteile

Material	Betondruckfestigkeit $f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Schubspannung $\tau_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] <sup>6</sup>
<b>Beton «2»</b>	22.0	1.20	$\approx 27'000$
Für den Beton «2» wird eine Betondruckfestigkeitsentwicklung von $t=60a$ berücksichtigt.			

Tabelle 6: Beton, Bemessungswerte

Die Betondruckfestigkeit mit einer Festigkeitsentwicklung von  $t=60a$  entspricht hier ebenfalls einem Beton C35/45.

Durch die Begehung vom 19.06.2018 wird ausgeschlossen, dass das Untergeschoss des Ergänzungsbaus mittels "Stampfbeton" erstellt wurde.

Material	Fließgrenze $f_{sd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Bruchdehnung $\varepsilon_{ud}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Duktilitäts- klasse
<b>Betonstahl</b>	300	Keine Angaben	B

Tabelle 7: Bewehrungsstahl, Bemessungswerte

### 3.4.3 Reduktion E-Modul tragender Betonbauteile

Für die rechnerische Überprüfung der Erdbebensicherheit wird angenommen, dass sämtliche Geschossdecken als starre Schubscheiben funktionieren. Daher wird hier der E-Modul nicht abgemindert bzw. als ungerissen betrachtet.

Für die restlichen tragenden bzw. horizontal aussteifende Betonbauteile gilt die Annahme:

- $E_{cr} = 60\%$  des ungerissenen Zustandes

Material	E-Modul ungerissen $E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul gerissen $E_{cr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Beton «1»</b>	$\approx 25'000$	$E_{cm,A} * 0.6 \approx 15'000$
<b>Beton «2»</b>	$\approx 27'000$	$E_{cm,B} * 0.6 \approx 16'200$

Tabelle 8: abgeminderter E-Modul der horizontal aussteifenden Betonbauteile

<sup>6</sup> mittlerer E-Modul umgerissen

### 3.5 Erdbebeneinwirkung

#### 3.5.1 Erdbebenzone / Baugrundklasse

Gemäss der Erdbebenzonierung aus der SIA 261 Anhang F liegt Biel in der **Zone Z1**.

Die Gebäude Quellgasse 10-12 liegen in einer ausgeprägten Hanglage. Auf Seite der Strasse würde die anstehende Geologie einer Baugrundklasse A entsprechen auf der unteren Seite eher einer Baugrundklasse E, im Mittel entspricht dies einer **Baugrundklasse B**. Es wird davon ausgegangen, dass die Betonpfähle zur Verhinderung von differenziellen Setzungen des Ergänzungsbaus erstellt wurden, da dieser das Erdgeschoss (Stützen, Wände) nicht vollflächig durch das Tiefparterre abfängt.

#### 3.5.2 Kennwerte, Parameter

- Bodenbeschleunigung (Z1):  $a_{gd} = 0.60 \text{ [m/s}^2\text{]}$
- Parameter elast. Antwortspektrum (B):
  - $S = 1.20 \text{ [-]}$
  - $T_B = 0.15 \text{ [s]}$
  - $T_C = 0.50 \text{ [s]}$
  - $T_D = 2.00 \text{ [s]}$
- Bauwerksklasse (BWK II-s):  $\gamma_f = 1.20 \text{ [-]}$
- Dämpfung:  $\xi = 0.05 \text{ [-]}$
- Verhaltensbeiwert:  $q = 1.5 \text{ [-]}$

#### 3.5.3 Einwirkungen

Das Eigengewicht der Gebäudestruktur (exkl. Bodenaufbau und Fassade) wurde aus den Plangrundlagen gemäss Kapitel 1.1 ermittelt. Die Fassade sowie der Bodenaufbau wurde anhand der Plangrundlagen abgeschätzt (konservative Annahme). Die Dachkonstruktion aus Holz wurde als Linien- bzw. Punktlast unter dem Eigengewicht berücksichtigt. Nichttragende Bauteile (Mauerwerk) über allen Geschossen wurden als Linienlast im analytischen Modell abgebildet.

Es wird davon ausgegangen, dass die Nutzung als "Schule" weiterhin bestehen bleibt.

#### 3.5.4 Ständige Lasten

- Eigengewicht (inkl. MW<sup>7</sup>): (Gebäudestruktur 3D Modell)
- Fassade:  $g_{\text{Fassade}} = 7.0 \text{ kN/m} \div 16.0 \text{ kN/m}$
- Dachkonstruktion:
  - $g_{\text{Holz}} = 1.2 \text{ kN/m} \div 1.5 \text{ kN/m}$
  - $G_{\text{Holz}} = 10 \text{ kN} \div 14 \text{ kN}$
- Dachfläche (nicht begehbar):  $g_{\text{Dach}} = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- Bodenaufbau:  $g_{\text{Boden}} = 2.4 \text{ kN/m}^2$

<sup>7</sup> MW = nichttragendes Mauerwerk

### 3.5.5 Veränderliche Lasten

- Kat. C2 (Lehrräume):  $q_{C2} = 4.0 \text{ kN/m}^2$  ;  $\psi_{2,C2} = 0.6$
- Kat. C3 (Versammlungsflächen):  $q_{C3} = 5.0 \text{ kN/m}^2$  ;  $\psi_{2,C3} = 0.6$
- Kat. E (Technik, Hauswartung):  $q_E = 5.0 \text{ kN/m}^2$  ;  $\psi_{2,E} = 0.8$
- Kat. F (Parkfläche)  $q_F = 2.0 \text{ kN/m}^2$  ;  $\psi_{2,F} = 0.6$
- Kat. H (Dach nichtbegehrbar)  $q_F = 0.4 \text{ kN/m}^2$  ;  $\psi_{2,H} = 0.0$

### 3.6 Berechnungsmodell

Als Berechnungsmodell wurde ein Scheibenmodell gewählt, welches eine realitätsnahe Lastabtragung simuliert und daraus Normalkräfte für die in der Erdbebenuntersuchung berücksichtigten Wandscheiben ermittelt werden.

Durch virtuelle Stäbe, welche in die Erdbebenwandscheiben modelliert werden, wird ein Stabwerksmodell erzeugt. Daraus werden die Querkräfte sowie Momente in den einzelnen Wandscheiben ermittelt. Die Wandscheiben, welche einen massgebenden Anteil an der Ableitung der Horizontalkräfte und den daraus resultierenden Biegemomenten infolge einer Erdbebeneinwirkung aufweisen, werden einzeln untersucht. Die Wandscheiben sind durch die Geschossdecken miteinander gekoppelt.

Alle Geschossdecken wurden als starre Schubscheiben berücksichtigt. Unterzüge sowie Fassadenriegel wurden ebenfalls mit modelliert, da diese auf die Schwingungsanalyse (Gesamtsteifigkeit) ebenfalls einen Einfluss haben.

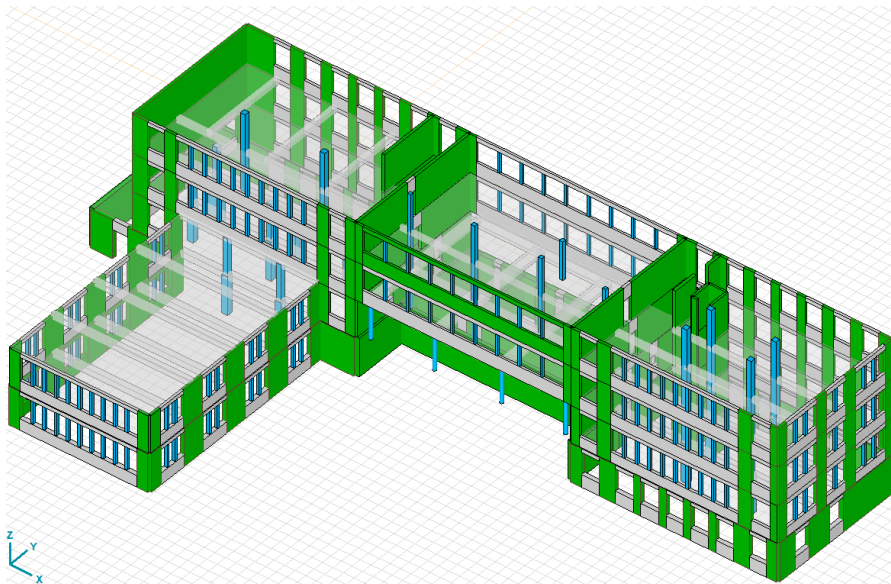


Abbildung 4: Berechnungsmodell

#### Stützen (BLAU):

- vertikale Lastabtragung
- nur Normalkräfte
- keine Querkräfte
- keine Momente

#### Wandscheiben (GRÜN):

- Erdbebenwände
- vertikale Lastabtragung
- alle Schnittgrößen

### 3.7 Schwingungsverhalten

#### 3.7.1 Scheibenmodell

Das Schwingungsverhalten wurde getrennt für beide Hauptrichtungen (x - Richtung / y - Richtung) untersucht.

Für beide Richtungen konnten ca. 80% der Gesamtmasse aktiviert werden. Es können nicht 90% der Masse angeregt werden, weil das Tiefparterre mit modelliert wurde, dieses Geschoss jedoch praktisch nicht mehr mitschwingt. Das Antwortspektren-Verfahren liefert deshalb trotzdem realistische Einwirkungen. Die gesamte Masse in y-Richtung wird mit der maximalen Beschleunigung (Plateauwert) angeregt. Für die x-Richtung werden ca. 30% der Masse mit der maximalen Beschleunigung angeregt. Die restlichen ca. 50% der Masse in x-Richtung wird mit einer geringeren Beschleunigung angeregt. Dies ist auf die erste Eigenform bzw. tiefe Eigenfrequenz zurückzuführen, da das Gebäude in y-Richtung (Längsrichtung) eine geringere Steifigkeit verglichen mit der x-Richtung (Querrichtung) aufweist.

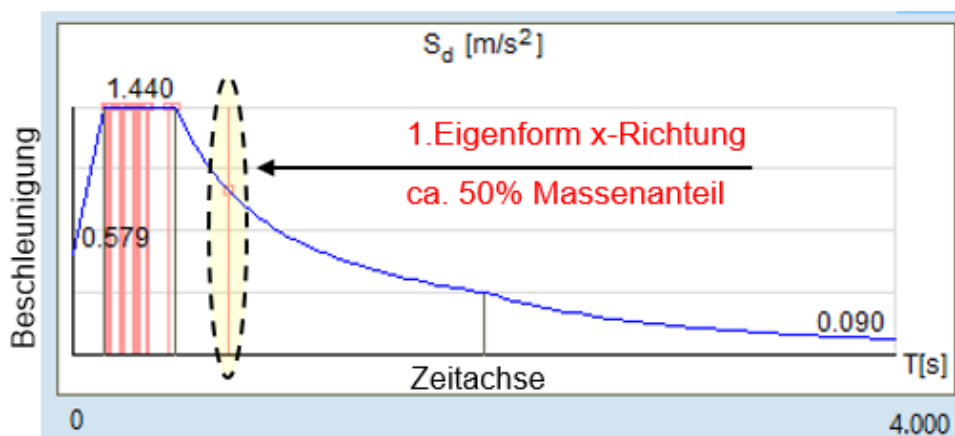


Abbildung 5: Bemessungsspektrum mit Eigenformen bzw. Schwingzeiten und Beschleunigungen

Die Steifigkeit des Gebäudes wurde anhand der SIA-Normen sowie ergänzender Literatur so realitätsnah wie möglich bestimmt.

Würde man das Gebäude für die Berechnungen komplett ungerissen berücksichtigen (bezogen auf das Gebäudealter, würde das nicht der Realität entsprechen), ergebe das höhere Eigenfrequenzen bzw. geringere Schwingzeiten. Das bedeutet, dass die Massenanteile gemäss Abbildung 5 (vertikale Striche) nach links rutschen würden, d.h. höhere Einwirkungen in Gebäude-längsrichtung.

### 3.8 Bemessung, Nachweise

Für die Natursteinwände wurden folgende Tragsicherheitsnachweise geführt:

- Schub- bzw. Drucknachweis (inkl. Berücksichtigung  $e = M/N$ )
- Nachweis der Druckstrebe
- Gleitnachweis

Bei den bestehenden Betonwänden wurden folgende Tragsicherheitsnachweise geführt:

- Momentennachweis
- Schub- bzw. Querkraftnachweis

Für sämtliche Nachweise wurde eine Mindestbewehrung berücksichtigt. Die Mindestbewehrung wurde absichtlich sehr tief gewählt, da keine Plangrundlagen zur Verfügung stehen.

- Allgemein: Stabdurchmesser  $d = 8\text{mm}$ , Teilung  $s = 200\text{mm}$
- Liftschacht<sup>8</sup>: Stabdurchmesser  $d = 10\text{mm}$ , Teilung  $s = 150\text{mm}$

Für die Bestimmung der einzelnen Erfüllungsfaktoren gilt der kleinste Wert pro untersuchter Wandscheibe. Auf einen Kippnachweis wird verzichtet, da die Wandscheiben am Kopf sowie am Fuss durch die jeweiligen Decken gehalten werden.

### 3.8.1 Auswertung der Überprüfung

Die gesamte Auswertung der Überprüfung kann den Anhängen A3 ÷ A4 entnommen werden. Ebenfalls wurden Übersichten aller untersuchten Wandscheiben erstellt und in den Anhängen A1 ÷ A2 dargestellt.

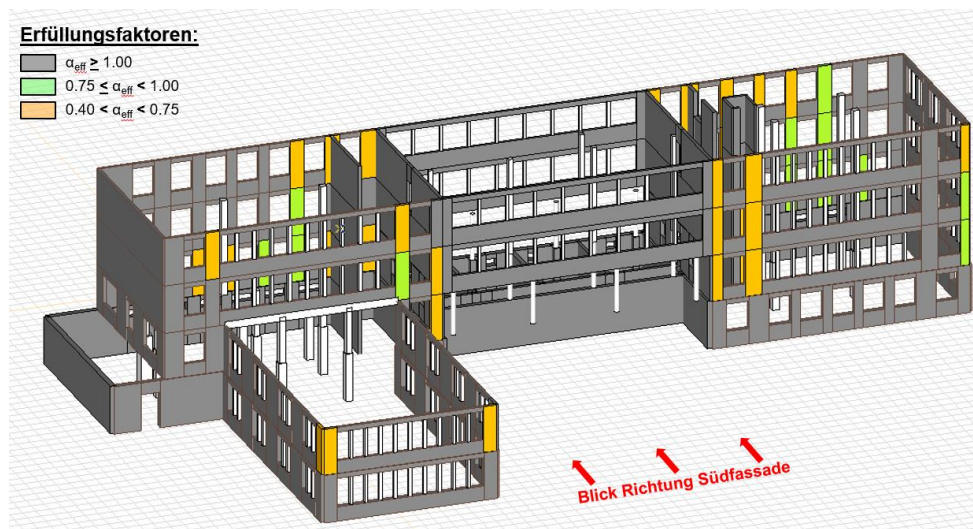


Abbildung 6: Erfüllungsfaktoren Teil 1 von 2

Erfüllungsfaktoren  $\alpha_{\text{eff}} < 0.75$  der Wandscheiben im 2.Obergeschoss werden hauptsächlich durch eine zu geringere Normalkraft bzw. sehr kurzen Wandlänge erreicht. Die Normalkraft wird in den darunterliegenden Geschossen grösser, jedoch gilt dies ebenfalls für die Querkraft und das zugehörige Moment.

Für den Schubnachweis bzw. für den Nachweis der Druckstrebe ist eine grosse Normalkraft massgebend. Die Normalkraft kann kaum durch eine Erhöhungsmassnahme erhöht werden, jedoch kann die Querkraft bzw. das

<sup>8</sup> Annahme, dass der Liftschacht zwischen 1979 und 1982 gebaut wurde (Investitionen 1.1 Mio CHF)



Moment durch eine Ertüchtigungsmassnahme (neues Aussteifungselement) aufgrund einer daraus resultierenden Veränderung der Steifigkeitsverteilung reduziert werden.

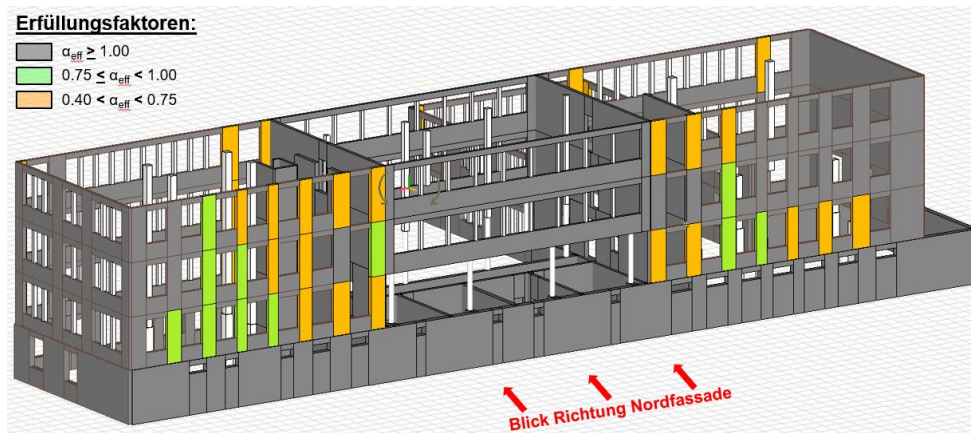


Abbildung 7: Erfüllungsfaktoren Teil 2 von 2

Tabellarisch werden unten sämtliche Erfüllungsfaktoren  $\alpha_{\text{eff}} < 1.00$  dargestellt. Bei der ersten Zahl in der Spalte handelt es sich um die Bezeichnung der Quellgasse 10 bzw. Quellgasse 12. Die zweite Spalte bezeichnet das Geschoss der jeweiligen Wand. Die Zahl 1 entspricht dem Untergeschoss bzw. die Zahl 4 dem 2.Obergeschoss. Die dritte Spalte gibt die Lage gemäss Übersicht Anhang an.

Wand	$\alpha_i$	
i = Nr.	[-]	
10 2 01	0.4	
10 2 02	0.4	
10 4 04b	0.7	
10 2 05b	0.6	
10 3 05a	0.9	
10 3 05b	0.7	
10 4 05a	0.5	
10 2 07	0.7	
10 2 08	0.7	
10 2 09	0.7	
10 2 10	0.8	
10 2 11	0.8	
10 2 12	0.5	
10 4 12	0.5	
10 2 13	0.6	
10 4 13	0.5	
10 2 20	0.7	

Wand	$\alpha_i$	
i = Nr.	[-]	
12 2 01	0.6	
12 3 01	0.7	
12 4 01	0.5	
12 2 02	0.5	
12 3 02	0.7	
12 4 02	0.6	
12 2 08	0.8	
12 3 08	0.9	
12 4 08	0.5	
12 2 09	0.5	
12 3 09	0.9	
12 4 09	0.6	
12 2 10	0.5	
12 4 10	0.6	
12 2 11	0.7	
12 3 11	0.6	
12 4 11	0.5	

12 2 12a	0.9	
12 2 12b	0.9	
12 3 12a	0.7	
12 3 12b	0.9	
12 4 12a	0.5	
12 4 12b	0.5	
12 2 13	0.9	
12 3 13	0.9	
12 4 13	0.9	
12 2 14a	0.9	
12 1 23	0.9	
12 2 23	0.5	

Tabelle 9: Auswertung tabellarisch



### 3.9 Gebrauchstauglichkeit

Gemäss Ziffer 9.2.1, SIA 269/8 - Erhaltung von Tragwerken, Teil Erdbeben – ist für die Quellgasse 10 sowie Quellgasse 12 keine Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit erforderlich, da diese nur für eine Bauwerksklasse BWK III gilt.

Der Ergänzungsbau aus dem Jahr 1958 wurde in den Obergeschossen an beide bestehenden Gebäudeteile der Quellgasse 10 und Quellgasse 12 gekoppelt. Durch eine solche Kopplung wird ein unabhängiges Schwingen der einzelnen Gebäudeteile verhindert und ein gegenseitiges aufschlagen somit entgegengetreten bzw. verhindert. Ein rechnerischer Nachweis dieser Verbindungsfuge ist aufgrund fehlender Unterlagen nicht möglich, es wird jedoch davon ausgegangen, dass dieser nicht massgebend wäre.

## 4. Erfüllungsfaktoren

### 4.1 Erfüllungsfaktoren Quellgasse 10-12

Der massgebende Erfüllungsfaktor in Längs- bzw. x-Richtung liegt bei  **$\alpha_{\text{eff,Lx}} = 0.45$** .

Der untere Schwellenwert  $\alpha_{\text{min}} = 0.40$  wird nicht unterschritten, der obere Schwellenwert  $\alpha_{\text{adm}} = 0.75$  jedoch deutlich verfehlt. Die Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen in Längsrichtung ist somit zu prüfen.

Der massgebende Erfüllungsfaktor in Quer- bzw. y-Richtung liegt bei  **$\alpha_{\text{eff,Qy}} = 0.70$** .

Der obere Schwellenwert  $\alpha_{\text{adm}} = 0.75$  wird knapp verfehlt. Auf eine Prüfung der Verhältnismässigkeit von Ertüchtigungsmassnahmen wird hier verzichtet, da Massnahmen im Bereich des oberen Schwellenwertes  $\alpha_{\text{adm}}$  in der Regel nicht verhältnismässig werden.

Bei der Ermittlung der Verhältnismässigkeiten würden für beide Richtungen ähnliche Massnahmen gewählt. Vollständigkeitshalber werden in Kapitel 5.3.1 die verhältnismässigen Massnahmenkosten ermittelt und beurteilt.

## 5. Verhältnismässigkeit von Sicherheitsmassnahmen

### 5.1 Grobkonzept Ertüchtigungsmassnahme

Ertüchtigungsmassnahmen wurden so gewählt, dass die vorhandene und im Erdbebenfall günstig wirkende Grundrissymmetrie beibehalten werden kann und die Nutzung und Architektur des Bauwerks minimal beeinflusst wird. Um Konflikte mit Steigzonen zu vermeiden bzw. die Zugänglichkeit in die Räume zu gewährleisten, wurden Betonwandscheiben ausgewählt, welche sich eher peripher befinden.

Als sinnvolle Ertüchtigungsmassnahme in Längsrichtung (x-Richtung) sind für die Quellgasse 10 und 12 je eine Betonwandscheibe (Innenwand)

vorzusehen.

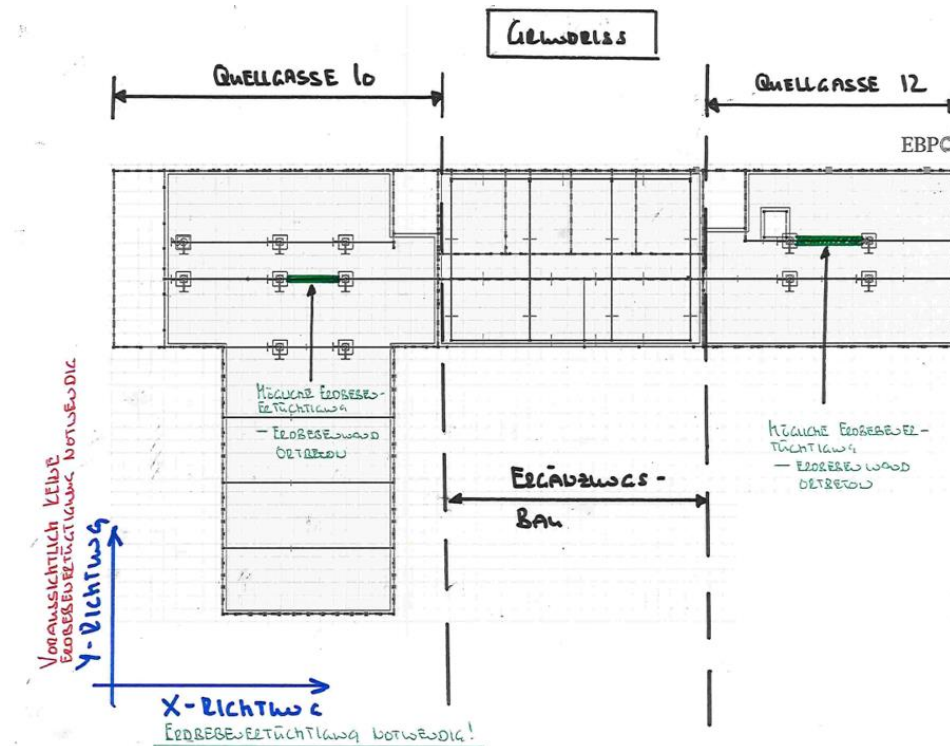


Abbildung 8: Erdbebenertüchtigung in Längsrichtung

Die neuen Wandscheiben werden für die Quellgasse 12 über alle Geschosse zwischen die bestehenden Stützen betoniert. Bei der Quellgasse 10 wird eine Stütze ab dem 1.OG nicht weitergeführt. Die Länge der Wand wird bei belassen und nicht über die darunterliegende Stütze geführt.

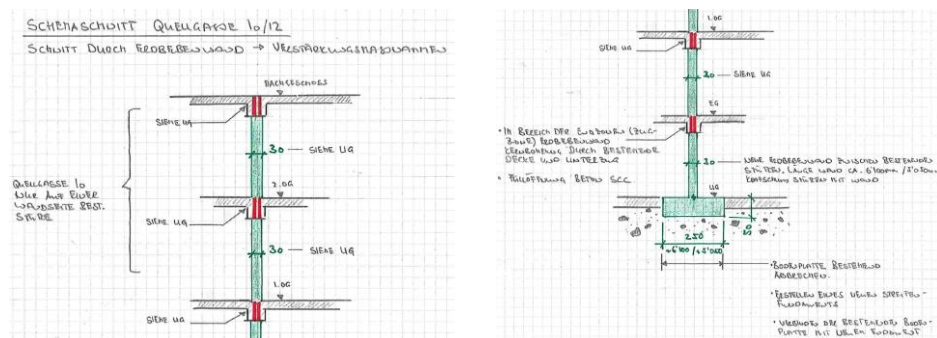


Abbildung 9: Schemaschnitt Erdbebenwand 1.OG/2.OG (links), UG/EG (rechts)

Die Wandscheiben werden bis Unterkante bestehender Unterzug betoniert. Die Endbereiche der Betonwandscheiben werden mittels Schraubbewehrung (Zugbewehrung) ausgebildet. Hierfür sind Kernbohrungen im bestehenden Unterzug vorzunehmen damit die Zugbewehrung über alle Geschosse verlaufen können. Die Überprüfung der jeweiligen Unterzüge sind nicht Bestandteil dieser Überprüfung und werden nicht weiter behandelt. Die bestehenden Stützen sowie Unterzüge werden vollflächig durch Klebebewehrung (z.B. Hilti Hit-RE) gekoppelt. Die Kopplung an den Unterzug ermöglicht die durch das Erdbeben entstehenden Horizontalkräfte in die Wandscheiben einzuleiten. Dieses Grobkonzept sieht kein Teilersatz der bestehenden

Decken vor. Die Betonwände werden mittels Streifenfundamente flach fundiert. Über die Foundation der Stützen liegen uns keine Informationen vor. Im Fall einer Ausführung muss geklärt werden, ob das bestehende Einzelfundament mit dem neuen Streifenfundament gekoppelt werden darf.

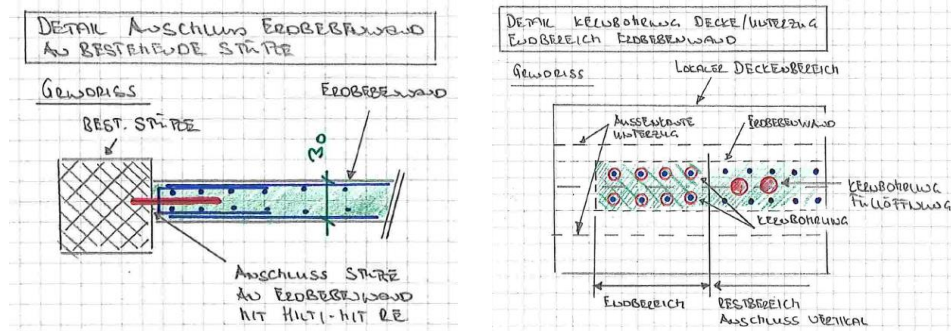


Abbildung 10: Detail zum Anschluss der Erdbebenwand an die bestehende Tragstruktur

### 5.1.1 Grobkostenschätzung der Ertüchtigungsmassnahmen

Die Grobkosten werden mit einer Genauigkeit von  $\pm 25\%$  geschätzt. In der Grobkostenschätzung enthalten sind:

- Spriessung der Ertüchtigungsbereiche durch alle Geschosse
- Abbrucharbeiten der Bodenplatte im UG (neue Streifenfundamente)
- Erstellung von zwei neuen Streifenfundamenten
- Kernbohrungen für die Zugbewehrung sowie als Fülllöcher
- Erstellung der zwei neuen Stahlbetonwände über alle Geschosse
- Koppelung der Unterzüge bzw. Stützen and die neuen Wandscheiben
- Wiederherstellung Bodenplatte
- Ingenieurhonorar

In den nachfolgenden Kosten nicht enthalten sind Aufwendungen für nicht tragende Bauteile, Ausfall der Vorlesungsräume / Büroräume, übrige Planerhonorare sowie interne Kosten der Bauherrschaft.

Die Kosten der oben beschriebenen Massnahmen werden auf  $SIC_M = 100'000 \text{ CHF}$  geschätzt.

### 5.2 Ermittlung der verhältnismässigen Massnahmenkosten

Unter der Annahme eines Ertüchtigungsziels von  $\alpha = 1.0$  und Berücksichtigung einer minimalen bzw. maximalen Personenbelegung ergibt sich für die Grenzkosten für Sicherheitsinvestitionen (= maximal verhältnismässigen Kosten) die folgende Bandbreite.

Längs- bzw. x-Richtung:

- $\Delta RP_{M,\min} = 65'000 \text{ CHF}$
- $\Delta RP_{M,\max} = 340'000 \text{ CHF}$

Quer- bzw. y-Richtung:

- $\Delta RP_{M,\min} = 20'000 \text{ CHF}$
- $\Delta RP_{M,\max} = 115'000 \text{ CHF}$

## 5.3 Beurteilung der Verhältnismässigkeiten

### 5.3.1 Längs- bzw. x-Richtung

Für eine Erdbebenertüchtigung in Längs- bzw. x-Richtung sind die Kosten der in Kapitel 5.1 beschriebenen Ertüchtigungsmassnahmen  $SIC_M$  kleiner als die mittleren verhältnismässigen Kosten  $\Delta RP_M$ .

Längs- bzw. x-Richtung:  $\Delta RP_M = 0.5 * (65'000 + 340'000) = 205'500 \text{ CHF}$

$$SIC_M < \Delta RP_M$$

Die Massnahmen sind verhältnismässig und es darf nicht auf eine Ertüchtigung verzichtet werden.

### 5.3.2 Quer- bzw. y-Richtung

Für eine Erdbebenertüchtigung in Quer- bzw. y-Richtung sind die Kosten der in Kapitel 5.1 beschriebenen Ertüchtigungsmassnahmen  $SIC_M$  höher als die mittleren verhältnismässigen Kosten  $\Delta RP_M$ .

Quer- bzw. y-Richtung:  $\Delta RP_M = 0.5 * (20'000 + 115'000) = 67'500 \text{ CHF}$

$$SIC_M > \Delta RP_M$$

Die Massnahmen sind somit unverhältnismässig und es kann auf eine Ertüchtigung verzichtet werden.

## 6. Empfehlung

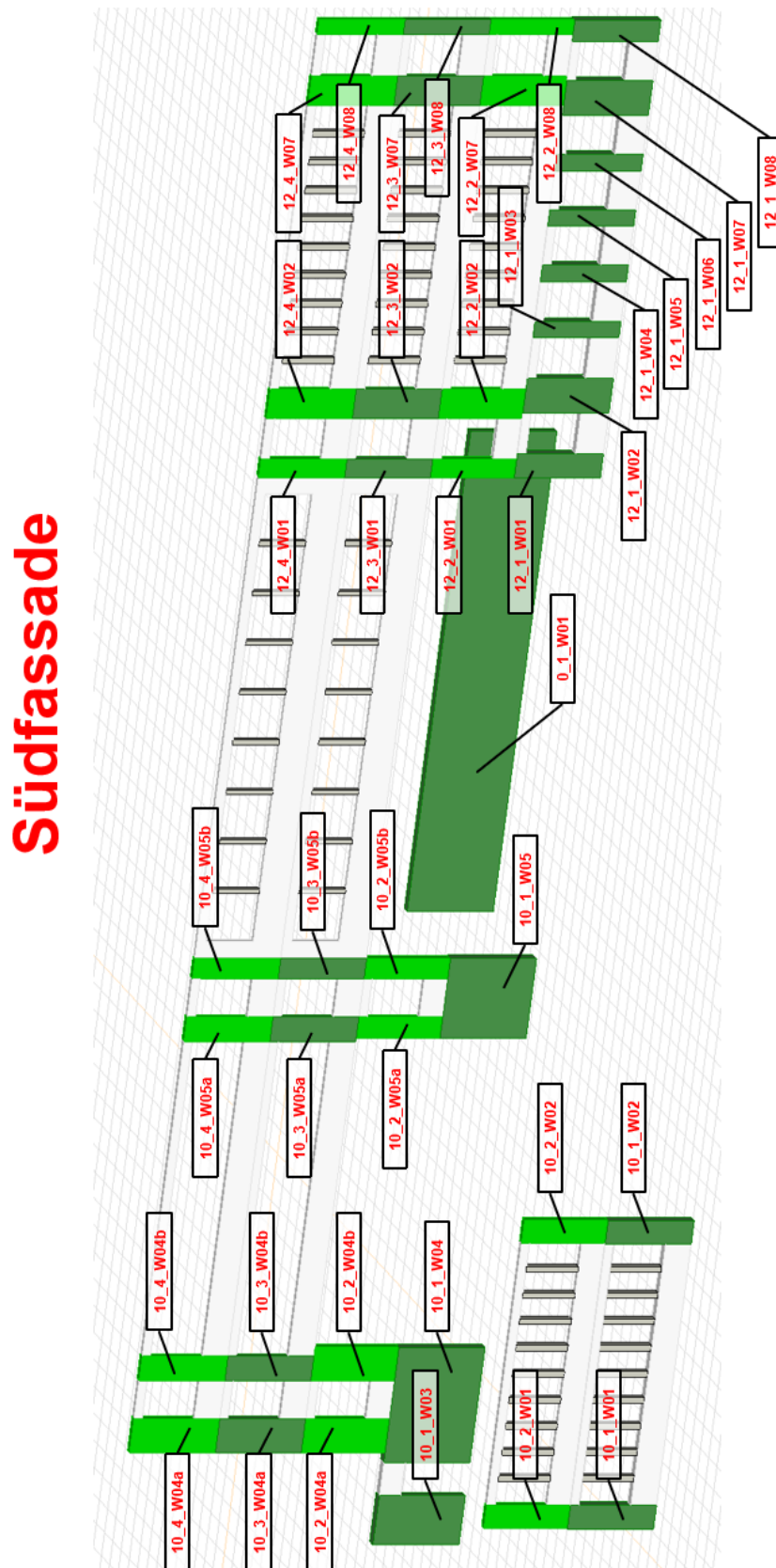
Auf Grund der Ergebnisse dieser Untersuchung empfehlen wir folgendes:

- Auf eine Ertüchtigung in Quer- bzw. y-Richtung kann verzichtet werden.
- Die Schwachstelle in Längs- bzw. x-Richtung ist durch eine Ertüchtigung mittels Erdbebenwände (1x Quellgasse 10 und 1x Quellgasse 12) zu beseitigen.

## A1 Übersicht gesamtes Gebäude

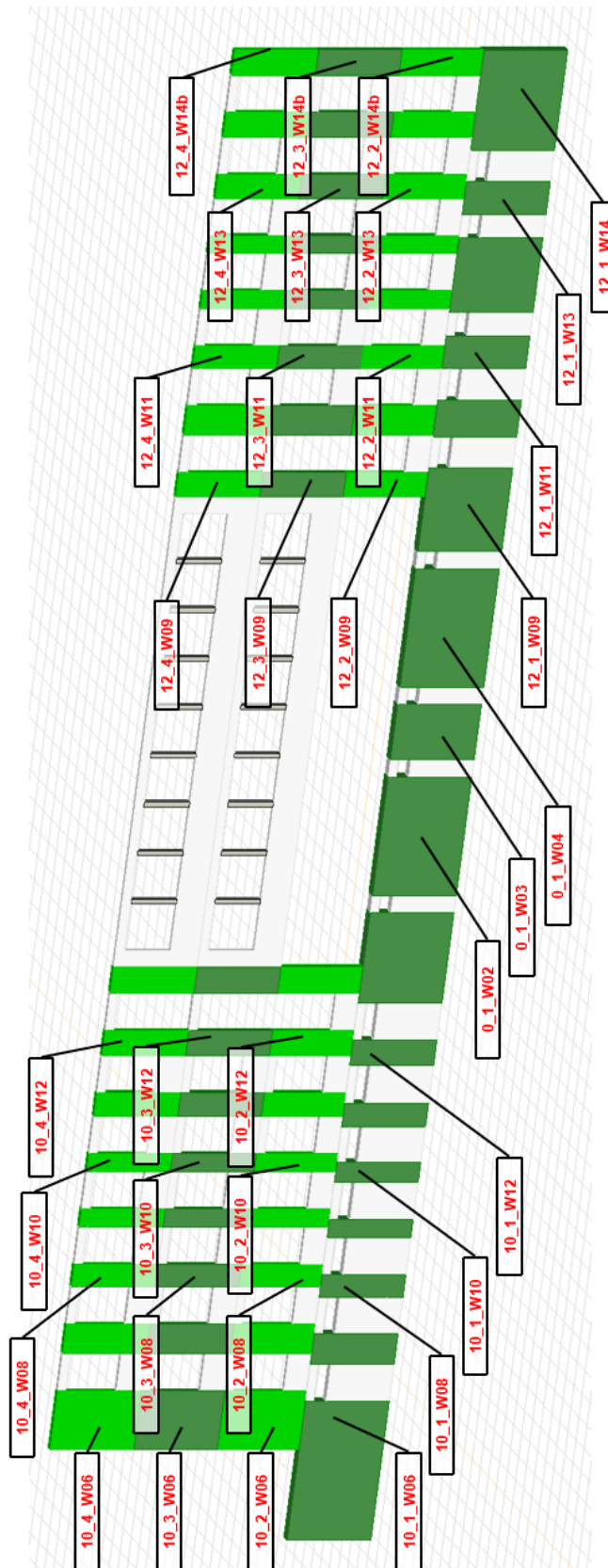


## A2 Übersicht Aussen- und Innenwände

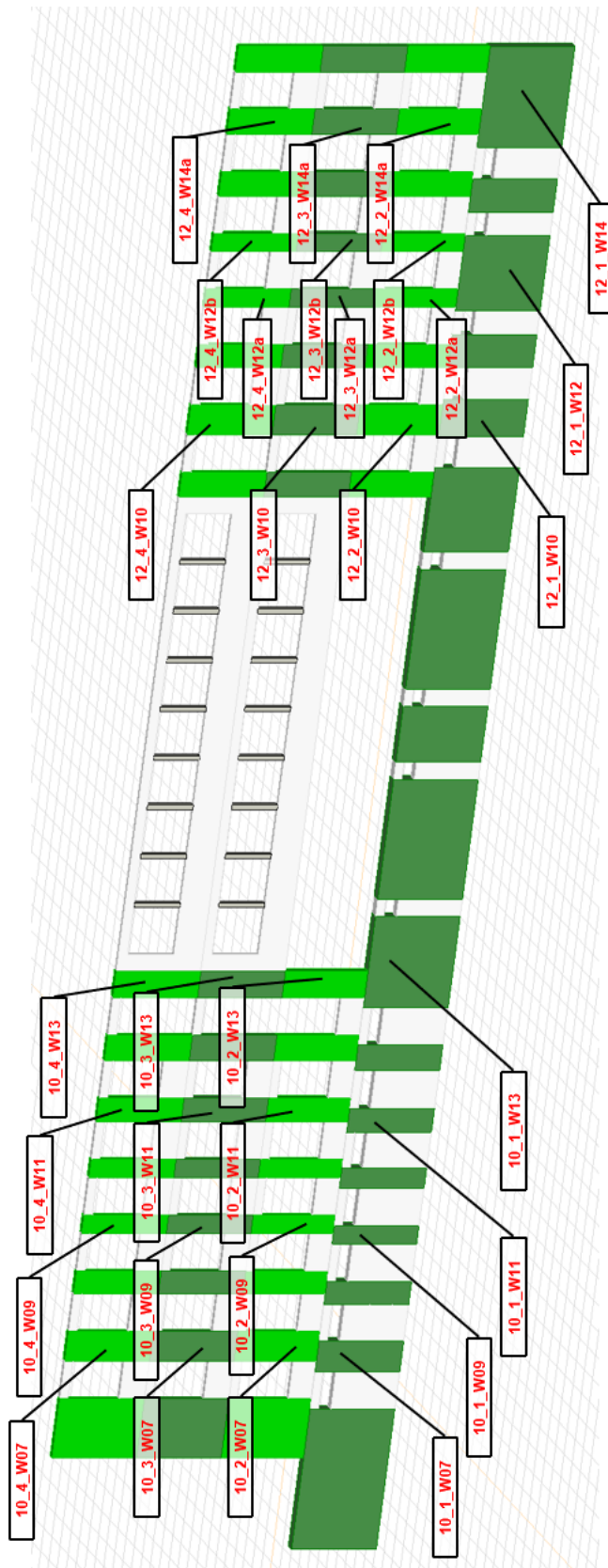




## Nordfassade 1/2

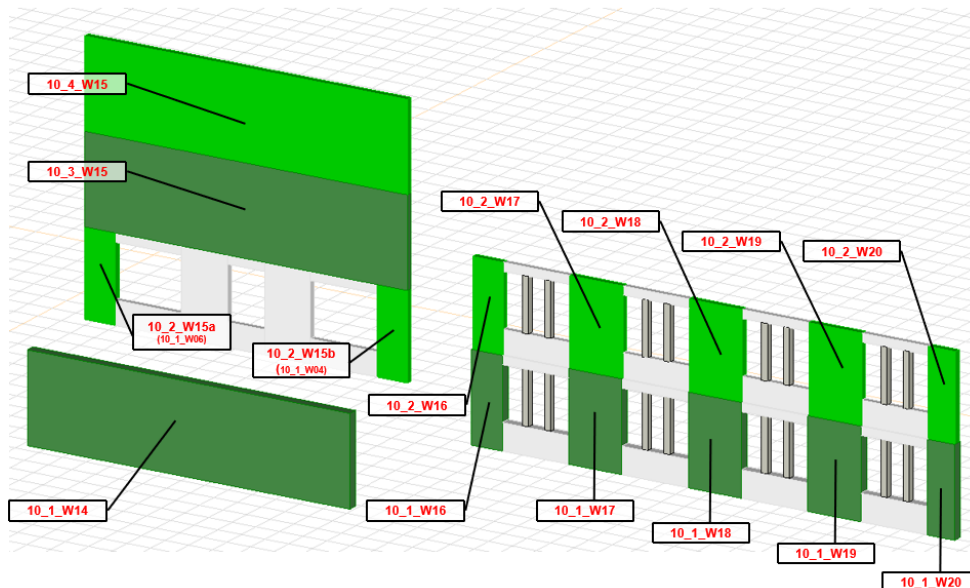


## Nordfassade 2/2

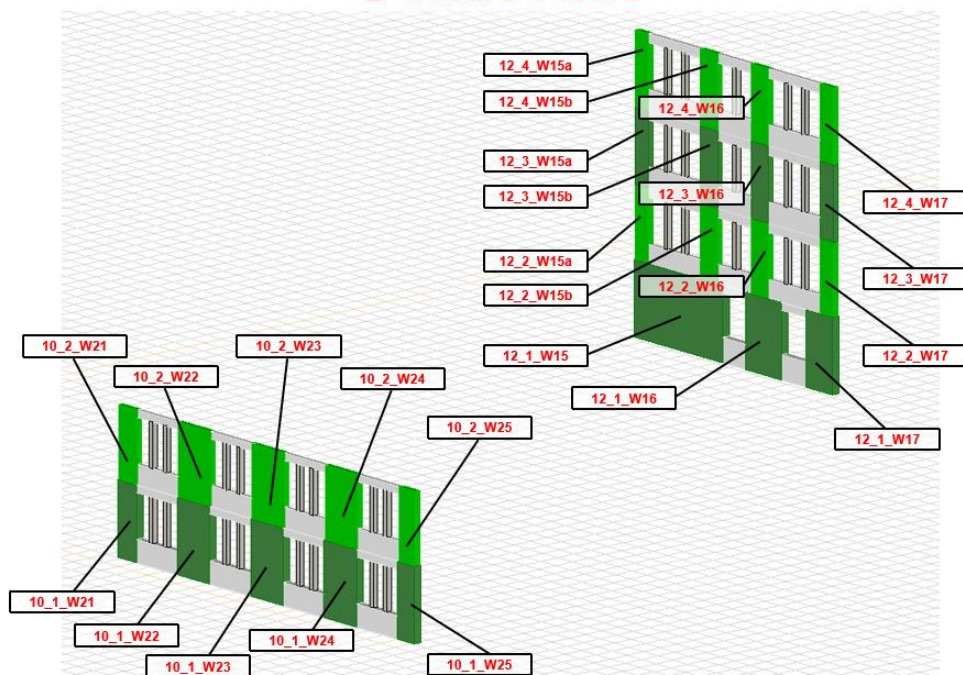




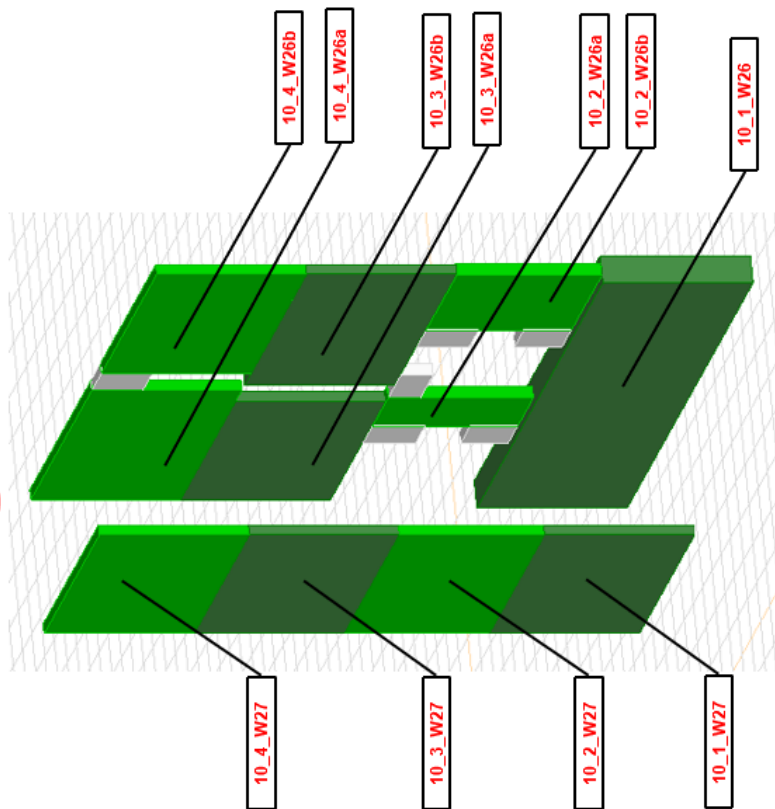
## Westfassade



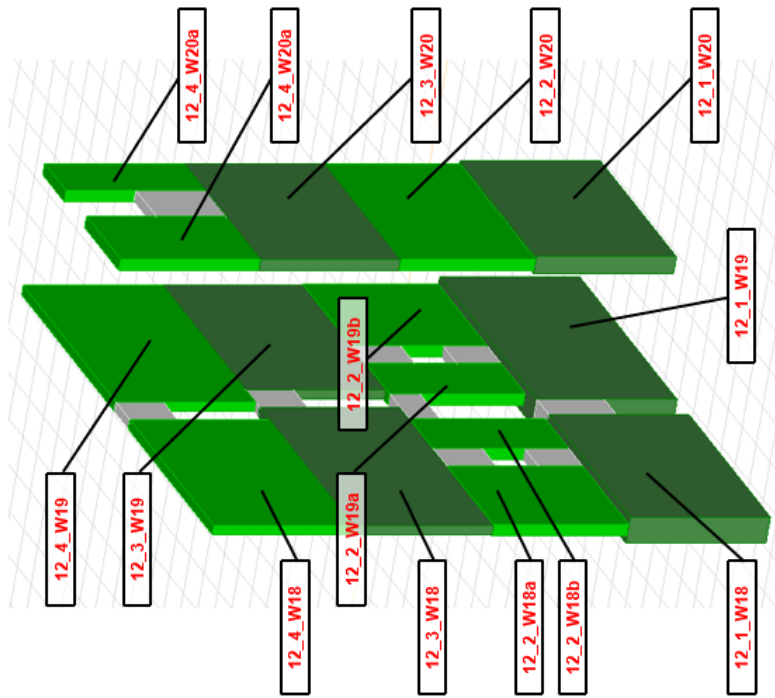
## Ostfassade



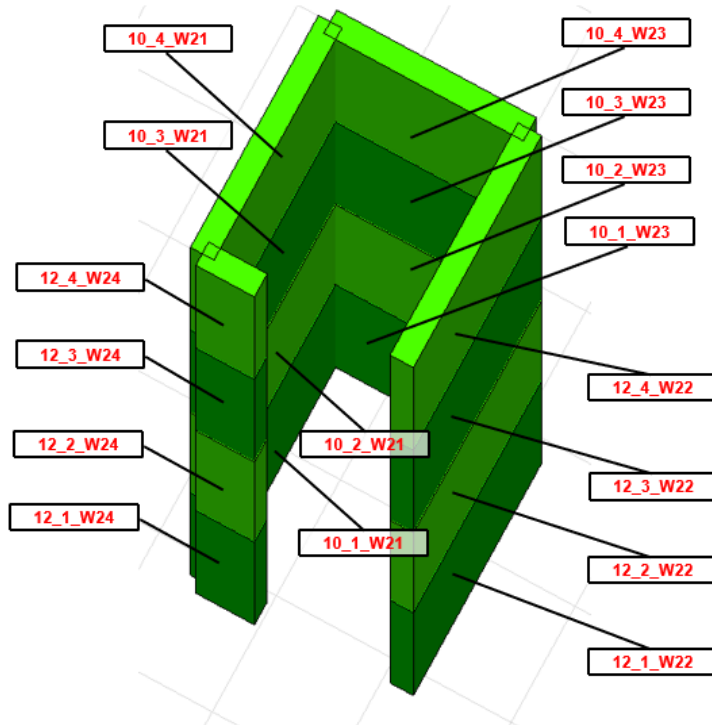
## Innenwände Quellgasse 10



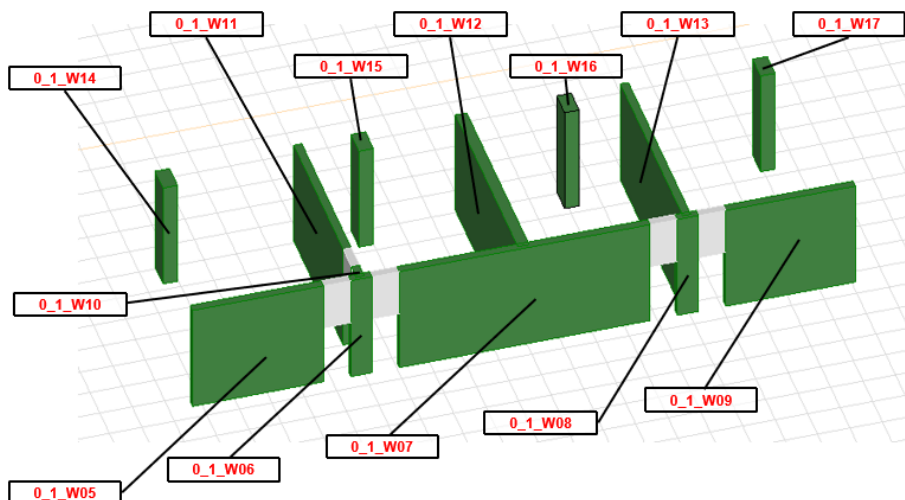
## Innenwände Quellgasse 12



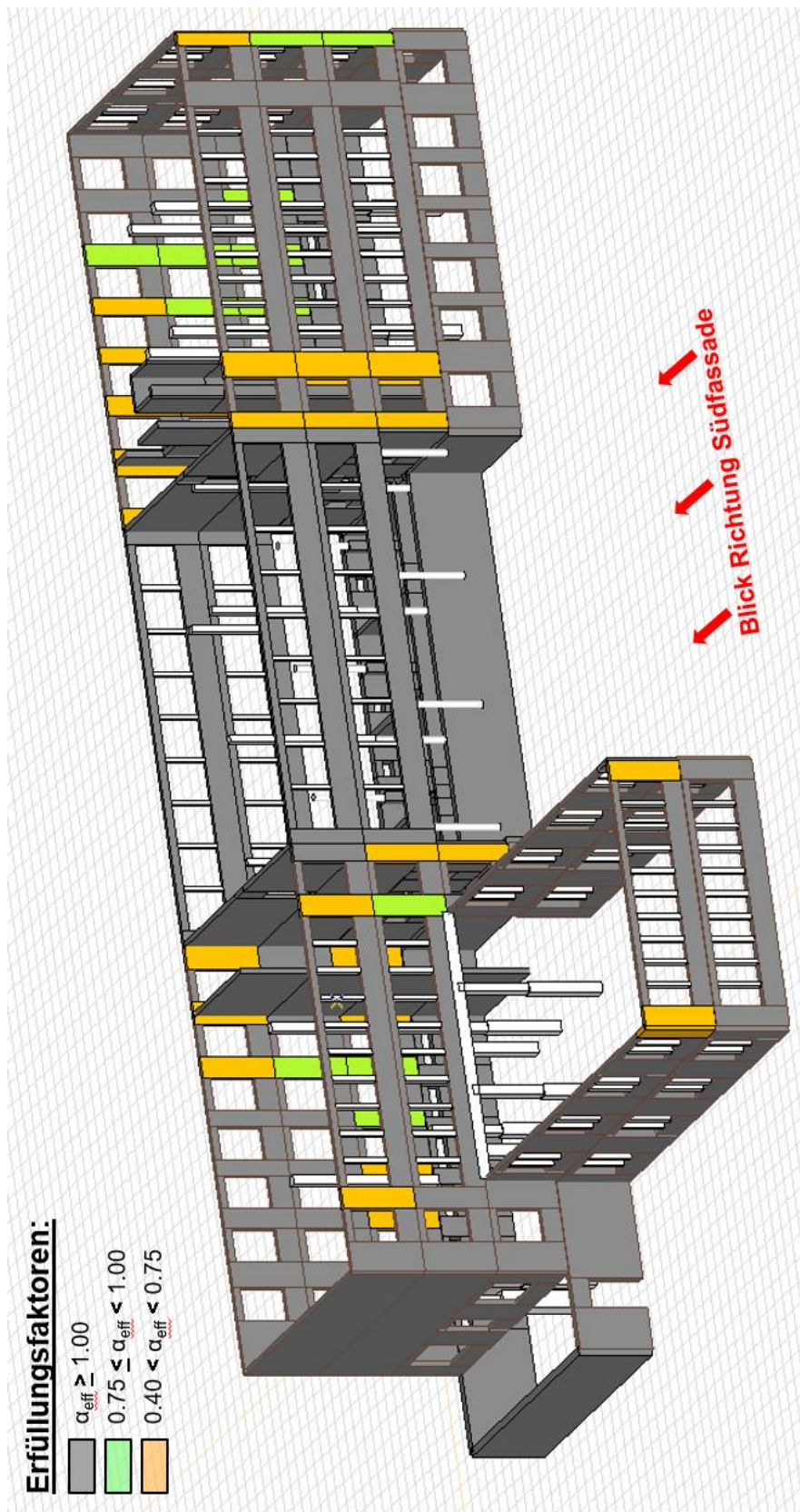
## Liftschachtwände Quellgasse 12



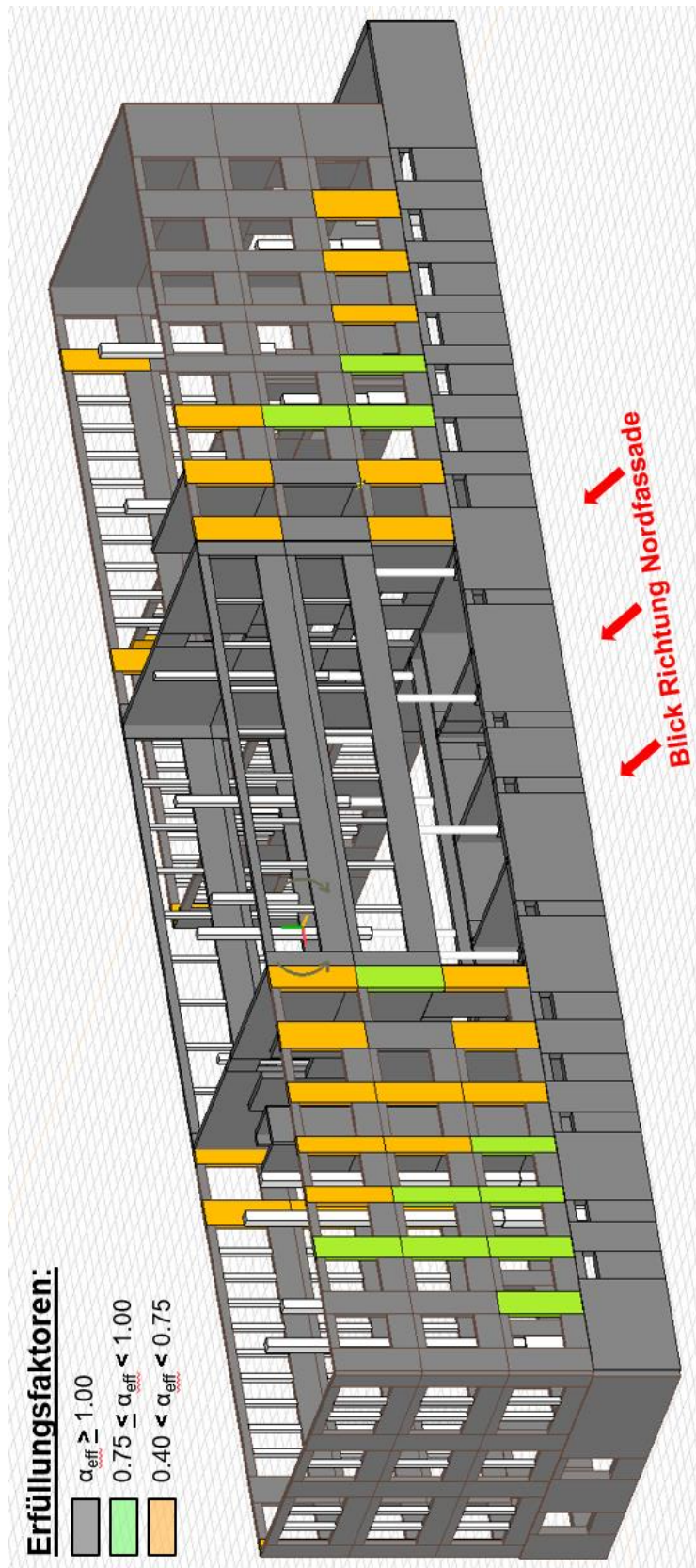
## Aussen- und Innenwände Ergänzungsbau



### A3 Übersicht Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}}$







## A4 Nachweis alle Wände

[illegible][illegible]

[illegible]



## A5 Skizzen der Ertüchtigungsmassnahmen

