



# Bachelorarbeit

---

**Thema:** **Bewertung der Auswirkungen von Erschütterungsereignissen infolge des Betriebs von Geothermieanlagen am Beispiel eines Gebäudes mit Risschäden**

**Bauobjekte:** **Familienhaus**

**Vorgelegt von:** **Samuel ROESLIN (Matrikelnummer: 35357)**  
**4 rue des Iris 67500 Haguenau - Frankreich**  
**0033 388739119**  
**sroeslin@hotmail.com**

**Studiengang:** **Bauingenieurwesen trinational**  
**Hochschule Karlsruhe Technik und Wirtschaft**

**Ingenieurbüro:** **SMP Ingenieure im Bauwesen GMBH**

**Betreuer/Gutachter:** **Prof. Dr.-Ing. Joachim Walther**  
**Dr.-Ing. Cornelius Ruckebrod**

**Karlsruhe, Januar 2014**

# Inhaltverzeichnis

<b>1</b>	<b>Sachverhalt, Veranlassung und Aufgabenstellung</b> .....	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Baubeschreibung</b> .....	<b>9</b>
2.1.	Ist-Zustand .....	11
<b>3</b>	<b>Beschreibung und Dokumentation der Schäden</b> .....	<b>13</b>
3.1.	Schadensaufnahme im Zuge eines Ortstermins.....	13
3.2.	Rissschäden auf der Außenfassade .....	14
3.3.	Rissschäden im Erdgeschoss.....	15
3.4.	Rissschäden im Obergeschoss .....	16
<b>4</b>	<b>Bewertung der möglichen Riss- bzw. Schadensursachen</b> .....	<b>19</b>
4.1.	Schäden im Boden des Erdgeschosses .....	19
4.2.	Schäden im Lack-Boden des Obergeschosses .....	22
4.3.	Fertigteiltreppe.....	24
4.4.	Ofenrohrdurchführung.....	27
4.5.	Weitere Risse in den Mauerwerkswänden und Anschlussfugen .....	27
<b>5</b>	<b>Verformungen bei Stahlbeton</b> .....	<b>29</b>
<b>6</b>	<b>Tragverhalten von Mauerwerk</b> .....	<b>33</b>
6.1.	Allgemeines .....	33
6.1.1.	Die Sorten von Mauersteine.....	33
6.1.2.	Der Mauermörtel.....	35
6.1.3.	Verbindung .....	36
6.2.	Tragverhalten von Mauerwerk.....	37
6.2.1.	Allgemeines .....	37
6.2.2.	Druckbeanspruchung bei Mauerwerk.....	38
6.2.3.	Druckversagen der Stein.....	38
6.2.4.	Verhalten Stein-Mörtel.....	40
6.2.5.	Mauerwerksverhalten infolge ausmittiger Drucklast.....	41
6.2.6.	Zug- und Biegezugbeanspruchung .....	42
6.2.7.	Schub- und Scherbeanspruchung.....	44
6.2.8.	Versagensfälle.....	45
6.2.9.	Schubnachweis nach DIN 1053-1 .....	46
<b>7</b>	<b>Decke</b> .....	<b>48</b>
7.1.	Allgemeines .....	48
7.2.	Einwirkungen und Materialkenngrößen .....	50
7.3.	Statische Berechnung Decke über EG .....	51
7.4.	Variante 1: Ohne Wände von OG .....	52

7.4.1.	Statisches System .....	52
7.4.2.	Lasten.....	53
7.4.3.	Ergebnisse.....	53
7.5.	Variante 2: Wände OG als Linienlast .....	57
7.5.1.	Statisches System .....	57
7.5.2.	Lasten.....	58
7.5.3.	Ergebnisse.....	59
7.6.	Variante 3: Wände OG als Linienlast, Auflager als Feder .....	62
7.6.1.	Statisches System .....	62
7.6.2.	Lasten.....	63
7.6.3.	Ergebnisse.....	64
7.7.	Variante 4: Wände OG als Linienlast, Auflager als Feder mit der Mauerwerkfunktion des Programms .....	68
7.7.1.	Statisches System .....	68
7.7.2.	Lasten.....	69
7.7.3.	Ergebnisse.....	70
7.8.	Zusammenfassung.....	74
<b>8</b>	<b>Fassade.....</b>	<b>76</b>
<b>9</b>	<b>Wände Obergeschoss.....</b>	<b>80</b>
9.1.	Einwirkungen und Materialkennwerte.....	80
9.2.	Variante 1: Wände und Decke gebunden .....	81
9.2.1.	Statisches System .....	81
9.2.2.	Lasten.....	83
9.2.3.	Ergebnisse.....	84
9.3.	Variante 2: Wände und Decke getrennt.....	91
9.3.1.	Statisches System .....	91
9.3.2.	Lasten.....	96
9.3.3.	Ergebnisse.....	97
<b>10</b>	<b>Erschütterungen aus dem Betrieb der Geothermieranlagen als Ursache der Risse .....</b>	<b>104</b>
10.1.	Merkmale von erschütterungsbedingten Putz- und Mauerwerksrissen .....	104
10.2.	Bewertung der Größenordnung der gemessenen Schwinggeschwindig-keiten.....	106
	<b>Schluss .....</b>	<b>109</b>
	<b>Unterlagen .....</b>	<b>111</b>

## Anlagen

**Anlage A:** Bilder zu den verschiedenen Erhebungen während des Ortstermins am 13.06.2013

**Anlage B:** Informationen über die Geothermie

**Anlage C:** Typische Risschäden im Mauerwerk und im Putz

## Abbildungsverzeichnis

Bild 1: Grundriss Erdgeschoss.....	9
Bild 2: Grundriss Obergeschoss .....	10
Bild 3: Schnitt im Gebäude .....	11
Bild 4: Estrich auf Dämmschicht im erdberührten Bereich .....	12
Bild 5: Rissstellen Außenfassade .....	14
Bild 6: Rissstellen Erdgeschoss .....	15
Bild 7: Rissstellen Obergeschoss.....	16
Bild 8: Schaden Nr. 9: Schrumpfriss im Boden .....	19
Bild 9: Schaden Nr. 11.a: Schrumpfriss im Boden – Estrich von der tragenden Stütze an der Glaswand ausgehend.....	20
Bild 10: Schaden Nr. 11.b: Schrumpfriss im Boden an der Glaswand.....	20
Bild 11: Fugentypen / Riss .....	21
Bild 12: Estrich im Verbund .....	22
Bild 13: Schaden Nr. 28: Riss im Boden (Badezimmer) .....	23
Bild 14: Ansicht Treppe Bild 15: Schaden Nr.14: Detailaufnahme .....	24
Bild 16: Treppenende (Obergeschoss) .....	24
Bild 17: Verbindung Wand - Treppe .....	25
Bild 18: Übersicht Treppenläufe (Schnitt) .....	25
Bild 19: Übersicht Treppenläufe (Draufsicht).....	26
Bild 20: Bitrapezlager.....	26
Bild 21: schematische Darstellung Durchhang/ Durchbiegung.....	29
Bild 22: Übersicht über die häufigste Mauersteinsorten .....	33
Bild 23: Beanspruchungsmöglichkeiten von tragenden Wänden .....	38
Bild 24: Verschiedene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, gemessen an weggesteuert gefahrenen Versuchen mit 4-Stein-Prüfkörpern unter zentrischer Belastung.....	39
Bild 25: Kategorisierung und mathematische Beschreibung möglicher Verläufe von Spannungs-Dehnungs-Linien von heute üblichem Mauerwerk.....	40
Bild 26: Verhalten Stein-Mörtel.....	41
Bild 27: Darstellung der exzentrisch wirkenden Normalkraft und versagender Zugzone .....	42
Bild 28: Versagensarten und deren Beschreibung bei Zug- und Biegezugbeanspruchung (Links a. Versagen der Fuge / Rechts b. Versagen der Stein) .....	43
Bild 29: Spannungsfluss beim Lastabtrag in Mauerwerk unter Zug- bzw. Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfügen .....	43
Bild 30: Schubspannungsverteilung in kurzen und in langen Wänden .....	44
Bild 31: Unterschiedliche Versagensarten bei Schubbeanspruchung und zugehörige Schubfestigkeiten (nach Mann/Müller) .....	45
Bild 32: Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub .....	46
Bild 33: Hüllkurvendiagramm bei Schubbeanspruchung .....	47
Bild 34: Grundriss Erdgeschoss.....	48
Bild 35: Grundriss Obergeschoss .....	49

Bild 36: Eigengewicht Estrich + Nutzlast .....	53
Bild 37: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung).....	53
Bild 38: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung).....	54
Bild 39: Farbskala Durchbiegung .....	54
Bild 40: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht).....	55
Bild 41: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung).....	56
Bild 42: Farbskala Hauptmomente .....	56
Bild 43: Linienlasten aus den Wänden im Obergeschoss.....	58
Bild 44: Eigengewicht Estrich + Nutzlast + Wände .....	58
Bild 45: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung).....	59
Bild 46: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung).....	59
Bild 47: Farbskala Durchbiegung .....	60
Bild 48: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht).....	60
Bild 49: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung).....	61
Bild 50: Farbskala Hauptmomente .....	61
Bild 51: Eigengewicht Estrich + Nutzlast + Wände .....	63
Bild 52: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung).....	64
Bild 53: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung).....	65
Bild 54: Farbskala Verformungen .....	65
Bild 55: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht).....	66
Bild 56: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung).....	67
Bild 57: Farbskala Hauptmomente .....	67
Bild 58: Eigengewicht Estrich + Nutzlast + Wände .....	69
Bild 59: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung).....	70
Bild 60: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung).....	71
Bild 61: Farbskala Verformungen .....	71
Bild 62: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht).....	72
Bild 63: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung).....	73
Bild 64: Farbskala Hauptmomente .....	73
Bild 65: Schaden Nr.1 :Risse in der Ecke infolge Zugkräfte .....	76
Bild 66: Schaden Nr.1 : Risse in der Wand infolge Zugkräfte .....	77
Bild 67: Schaden Nr.7 : Risse in der Ecke infolge Zugkräfte .....	77
Bild 68: Außenecke mit Zugkräften .....	78
Bild 69: Wand mit einer Zugstelle .....	78
Bild 70: Zugstellen .....	79
Bild 71: Ansicht in Z-Richtung.....	81
Bild 72: Ansicht in Y-Richtung.....	82
Bild 73: Isometrische Ansicht .....	82
Bild 74: Eigengewicht Estrich + Nutzlast .....	83
Bild 75: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung).....	84
Bild 76: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung).....	85

Bild 77: Verformungen (Ansicht in X-Richtung).....	85
Bild 78: Verformungen (Isometrische Ansicht) .....	86
Bild 79: Nahaufnahme .....	86
Bild 80: Farbskala Verformungen .....	87
Bild 81: Auflagerreaktionen.....	87
Bild 82: Hauptnormalkräfte (Ansicht in Z-Richtung) .....	88
Bild 83: Hauptnormalkräfte (Ansicht in X-Richtung) .....	88
Bild 84: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme einer Wand (Ansicht in X-Richtung) .....	89
Bild 85: Hauptnormalkräfte (Isometrische Ansicht).....	89
Bild 86: Farbskala Hauptnormalkräfte .....	90
Bild 87: Randlinienlager mit Zugausfall in der Z-Richtung.....	91
Bild 88: Drückstäbe zwischen die Wand und die Decke (in Rot eingekreist) .....	91
Bild 89: Stellen der Liniengelenke .....	92
Bild 90: Liniengelenke.....	93
Bild 91: Knotenlager .....	94
Bild 92: Grundrissdarstellung (Ansicht in Z-Richtung).....	94
Bild 93: Ansicht in Y-Richtung.....	95
Bild 94: Ansicht in X-Richtung.....	95
Bild 95: Isometrische Ansicht .....	96
Bild 96: Estrich + Nutzlast .....	96
Bild 97: Verformungen im Grundriss (Ansicht in Z-Richtung) .....	97
Bild 98: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung).....	97
Bild 99: Verformungen (Ansicht in X-Richtung).....	98
Bild 100: Verformungen in der isometrischen Darstellung.....	98
Bild 101: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht).....	99
Bild 102: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wand zwischen den beiden Kinderzimmer - Bauobjekt 2 (Ansicht in X-Richtung) .....	99
Bild 103: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wand + Tür zwischen das Kindezimmer und den Flur - Bauobjekt 2 (Ansicht in Y-Richtung).....	100
Bild 104: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wände Badezimmer - Bauobjekt 1 (Isometrische Ansicht).....	101
Bild 105: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wand Badezimmer - Bauobjekt 1 (Ansicht in Y- Richtung).....	101
Bild 106: Hauptnormalkräfte (isometrische Ansicht).....	102
Bild 107: Farbskala der Hauptschnittgrößen der Obergeschosswände: Hauptnormalkräfte.....	102
Bild 108: Typische Schadensformen für eine Mauerwerkswand infolge einer aufgezwungenen horizontalen Beanspruchung in Scheibenebene (aus [20]) .....	105
Bild 109: Typische Erdbebenschäden an einem Mauerwerksbau (aus [21]) .....	105
Bild 110: Erderschütterungen im Bereich Insheim.....	107
Bild 111: Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit zur Beurteilung der Wirkung von Dauerschwingungen auf Bauwerke (Tabelle 3 der DIN 4150-3:1999-02).....	108

# 1 Sachverhalt, Veranlassung und Aufgabenstellung

In Landau und Insheim werden seit einiger Zeit zwei Geothermieranlagen zur Energiegewinnung betrieben. In Insheim werden in ca. 3000 Meter Tiefe warmes Wasser aus dem Boden gewonnen. Nachdem diesem die Energie entnommen worden ist, wird das Wasser wieder in den Untergrund zurückgepresst. Dabei können sich tektonische Spannungen in Form von „kleinen“ Erdbeben entladen. Diese werden an der Erdoberfläche als Erschütterungen wahrgenommen.

Es wurde ein Netz von verschiedenen Messpunkten installiert, an denen bei Erschütterungsereignissen Schwinggeschwindigkeiten gemessen werden, anhand derer die potentiellen Auswirkungen dieser Erschütterungen auf die Gebäude und das Wohlempfinden der ansässigen Bevölkerung untersucht und bewertet wird.

Darüber hinaus wurde vom Betreiber eine Art Mediationsverfahren eingeführt, im Rahmen dessen Hauseigentümer sich bei einer Anlaufstelle melden können, wenn Ihnen Schäden an ihren Gebäude aufgefallen sind, welche sie auf die Erschütterungsereignisse zurückführen. Bei einer entsprechenden gutachterlichen Zuordnung einer Mitursächlichkeit der Erschütterungsereignisse für die Schäden stellt der Betreiber Entschädigungen bzw. Beteiligungen bei notwendigen Instandsetzungsarbeiten in Aussicht.

Der Kandidat soll für ein konkretes Objekt die von den Eigentümern gemeldeten Schäden im Hinblick auf eine wahrscheinliche Mitursächlichkeit von Erschütterungsereignissen infolge des Betriebs der Geothermieranlagen bewerten.

Folgende Aufgabenpunkte sollen bearbeitet werden:

- 1) Schadensaufnahme vor Ort,
- 2) Dokumentation der Schäden,
- 3) Bewertung durch Zuordnung der Schäden zu typischen bauartspezifischen Schadensbilder und deren Ursachen
- 4) Rechnerische Untersuchungen der Auswirkung von Deckendurchbiegungen im Hinblick auf die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Mauerwerksrissen im Zusammenhang mit dem Schadensbild
- 5) Bewertung der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten im Hinblick auf die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der Bauwerksschäden



## 2 Baubeschreibung

Bei dem zu untersuchenden Objekt handelt sich um ein Zweifamilienhaus mit zwei ähnlichen Doppelhaushälften mit Erd- und Obergeschoss ohne Unterkellerung.

Die Außenwände wurden aus Mauerwerk (Ytong) ohne zusätzliche Wärmedämmung gebaut. Im Außenbereich wurde ein rauer Putz darauf gelegt. Die Innenwände bestehen auch aus Mauerwerk. Diese sind verputzt und gestrichen. Es besteht keine Tapete.

Die Decken bestehen aus Stahlbeton, wie die Treppe, die eine Betonfertigteiltreppe ist.

Als Unterlagen bestehen nur die Architektenpläne. Nach den zur Verfügung stehenden Unterlagen wurden hier die Grundrisse des Erdgeschoss bzw. Obergeschoss und das Schnitt A-A verwendet.

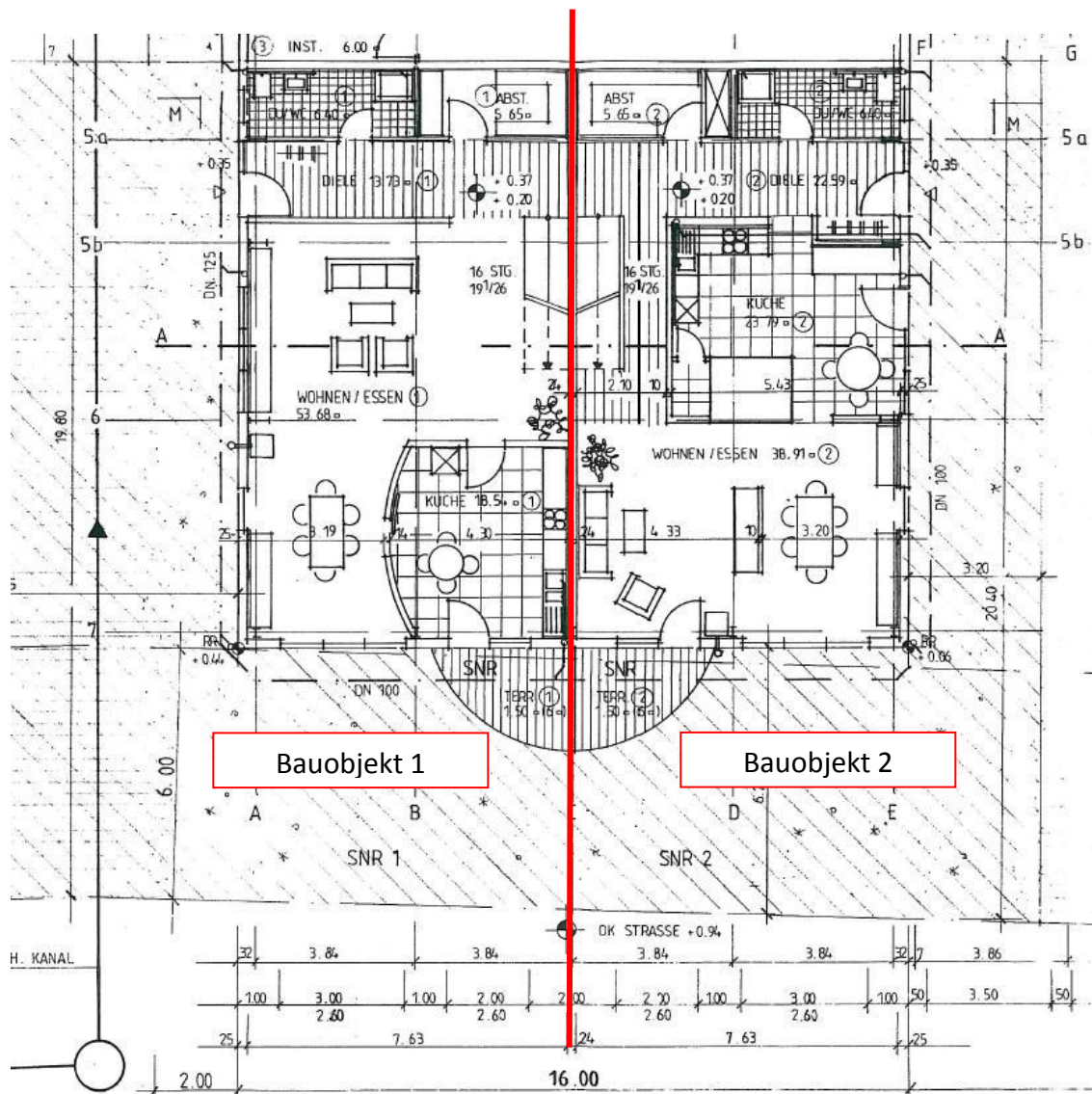


Bild 1: Grundriss Erdgeschoss

Im Erdgeschoss der Bauobjekte 1 und 2 befinden sich jeweils eine Diele, ein Bad mit WC und Dusche, ein Abstellraum, ein Wohn- und Essbereich und eine Küche. Die Gestaltung des Wohn-/Essbereiches und der Küche ist aber bei den beiden Bauobjekten nicht gleich. Im Bauobjekt 1 befindet sich die Küche in einer Ecke und ist von dem Essbereich durch eine gekrümmte Glaswand getrennt. Im Bauobjekt 2 ist die Küche mittig gebaut. In Bezug auf der mittleren Achse sind die Treppen symmetrisch.

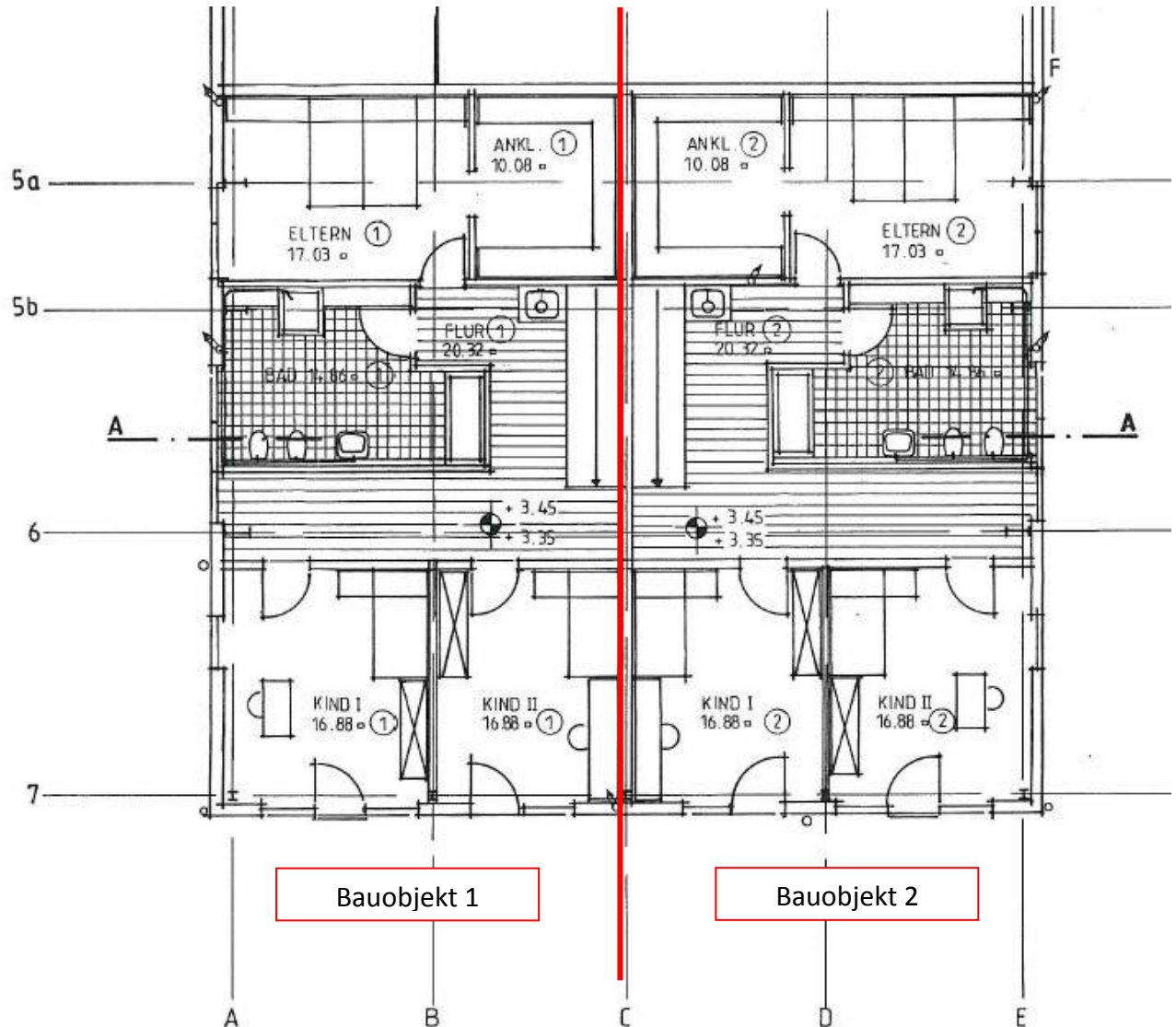


Bild 2: Grundriss Obergeschoss

Symmetrisch ist auch die Gestaltung des Obergeschoss (bezogen auf der mittleren Achse). Direkt an der Treppe ist den Flurbereich. Durch den Flur erreicht man die zwei Kinderzimmer, das Badezimmer und das Elternzimmer. Der Eingang zum Ankleidungsraum erfolgt durch das Elternzimmer.

## 2.1. Ist-Zustand

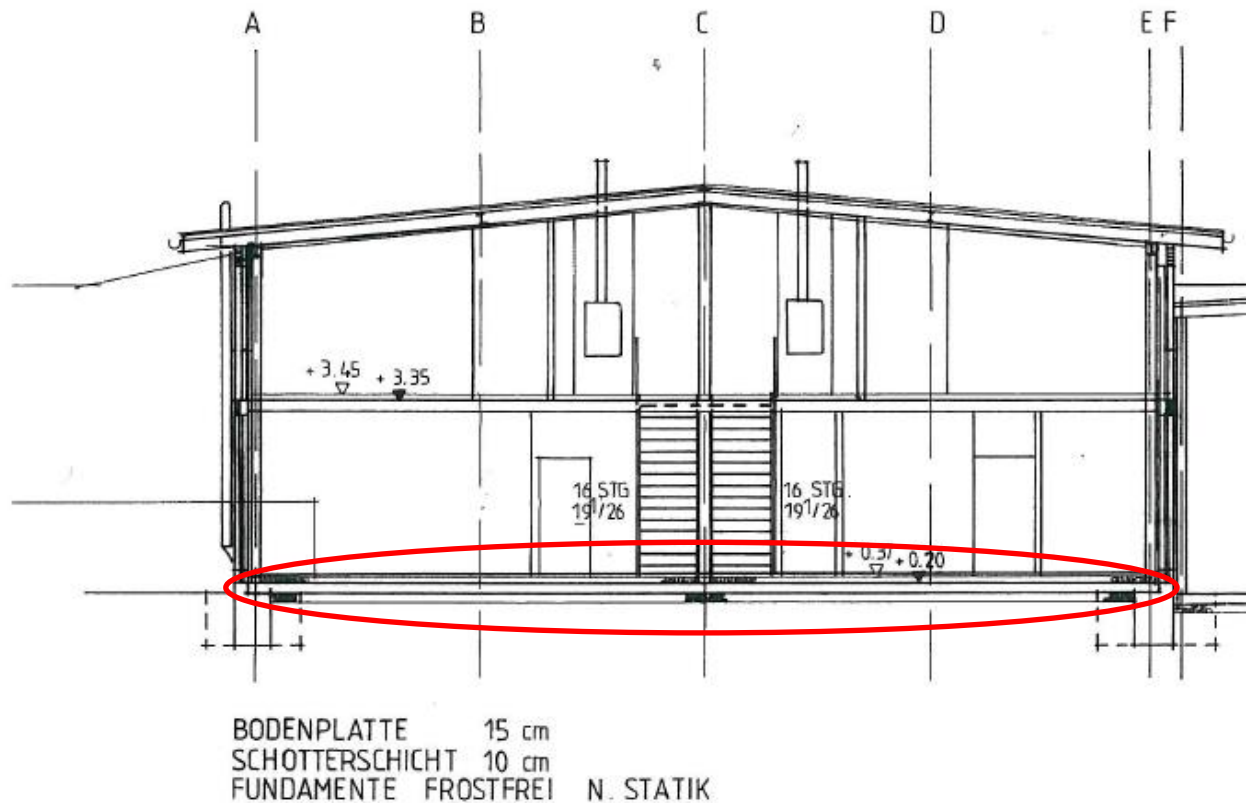


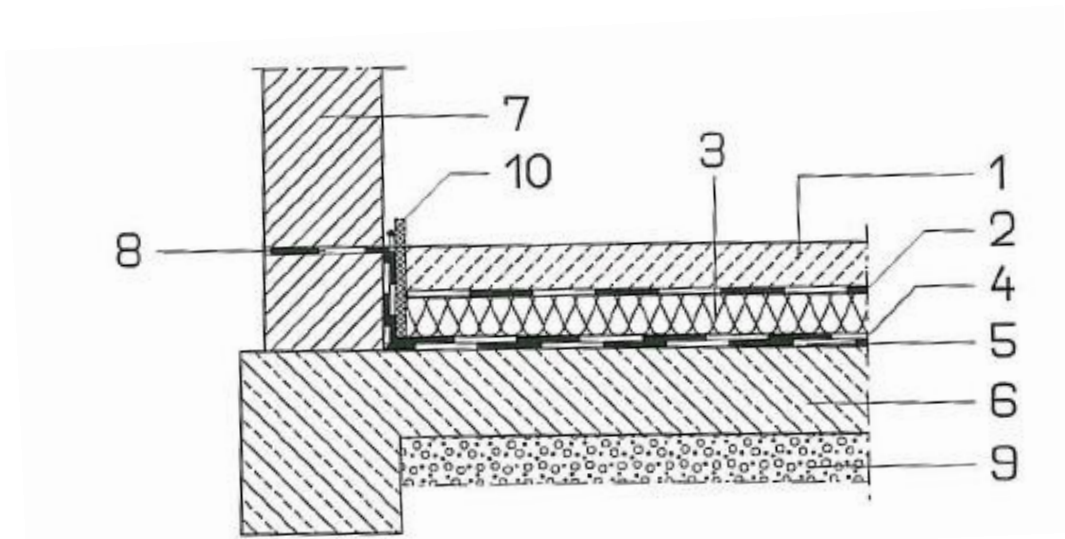
Bild 3: Schnitt im Gebäude

Laut Unterlagen ist der Boden über die Betonsohle folgenderweise aufgebaut (von unten nach oben):

- 10 cm Wärmedämmung
- 6 cm Estrich
- 1 cm Belag

Bei den Bödenbelägen handelt hier sich um einen sogenannten „Lackboden“, das sind Kunststoffbeschichtungen. Diese sind sowohl im Erd- als auch im Obergeschoss auf einem schwimmenden Estrich aufgebracht. Aus diesem Grund kann der Boden sich frei bewegen bzw. schrumpfen.

Die folgende Skizze stellt ein Beispiel aus der Literatur dar. Wie bei dem Bauobjekt vorhanden ist, handelt es sich um eine Bodenplatte mit Wärmedämmung und schwimmenden Estrich.



**Bild 4: Estrich auf Dämmschicht im erdberührten Bereich**

Legende:

- 1: Estrich
- 2: Abdeckung der Dämmschicht als Dampfbremse
- 3: Dämmstoff
- 4: Trennschicht
- 5: Bauwerksabdichtung oder Begrenzung der Dampfdiffusion
- 6: Betonsohle
- 7: Wand
- 8: Abdichtung im Wandbereich
- 9: Erdreich
- 10: Randdämmstreifen

## 3 Beschreibung und Dokumentation der Schäden

### 3.1. Schadensaufnahme im Zuge eines Ortstermins

Die Schäden die in Form von Rissen von den Eigentümern gemeldet waren, wurden bei einem Ortstermin am 13.06.2013 mit dem Ombudsmann und den Eigentümern aufgenommen. In beiden Doppelhaushälften sind verschiedene Schäden in Form von Rissen im Mauerwerk der Innen und Außenwände, im Estrich der Böden und Bauwerksfugen festzustellen.

Die besonderen Rissmerkmale (Verläufe, evtl. Versätze) wurden fotografiert oder mit Hilfe von Handskizzen aufgenommen. An verschiedenen Stellen wurden die Rissbreiten gemessen.

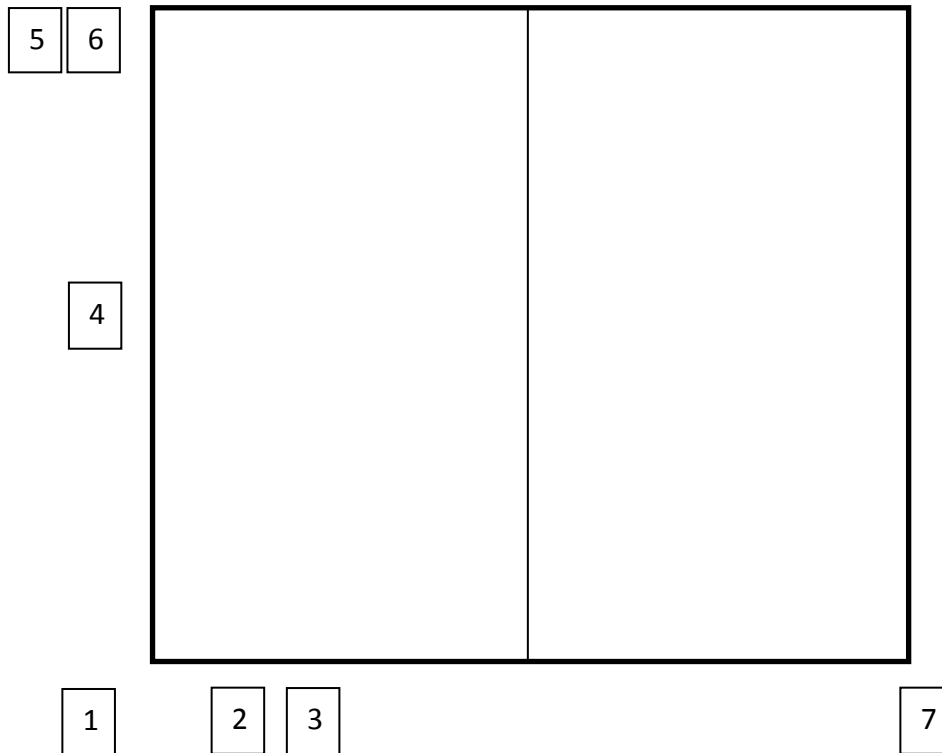
Um eventuelle Hohlstellen für den Putz im Außenbereich zu erkunden, wurden die nebenliegende Stellen der Risse vorsichtig mit dem Holzstiel eines Spachtels angeklopft.

Der Ortstermin hat mit der Begehung des Bauobjektes 1 angefangen. Zuerst wurden alle Risse im Erdgeschoss im Augenschein genommen (Badezimmer, Diele; Wohnzimmer, Esszimmer). Dann wurden das Treppenhaus und den Obergeschoss (Flur, Kinderzimmer, Ankleidungsraum, Elternzimmer, Badezimmer) angeschaut. Zum Ende wurde den Außenbereich betrachtet.

Für das Bauobjekt 2 wurden ebenfalls alle Risse im Innen- und Außenbereich aufgenommen.

Die Schäden sind in der folgenden Beschreibung in Grundrisszeichnungen lokalisiert und mit Hilfe von Einzelbildern in der Anlage A im Detail dargestellt. Im Folgenden werden die Schäden grob beschrieben.

### 3.2. Risschäden auf der Außenfassade



**Bild 5: Rissstellen Außenfassade**

- 1 Horizontaler Fuge entlang des Ringankers in der Ecke zwischen die Süd- und die Westfassade (siehe Bilder A.8, A.9, A.10, A.11, A.12). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Die geschätzte Rissbreite liegt im Millimeterbereich
- 2 Horizontaler Fuge an der Unterkante des Fensters auf die Südfassade (siehe Bild A.13). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Die geschätzte Rissbreite liegt im Millimeterbereich
- 3 Nahezu vertikaler Riss (siehe Bild A.14) in der Südfassade. Rissbreite im Millimeterbereich
- 4 Kurzer horizontaler Riss an der Fensterunterkante (siehe Bild A.15). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Die geschätzte Rissbreite liegt im Millimeterbereich
- 5 Kurzer horizontaler Riss an der Fensterunterkante (siehe Bild A.16). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Die geschätzte Rissbreite liegt im Millimeterbereich
- 6 Kurzer horizontaler Riss (siehe Bild A.17). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Die geschätzte Rissbreite liegt im Millimeterbereich
- 7 Horizontaler Fuge entlang des Ringankers in der Ecke zwischen die Süd- und die Ostfassade (siehe Bilder A.18, A.19, A.20)

### 3.3. Risschäden im Erdgeschoss

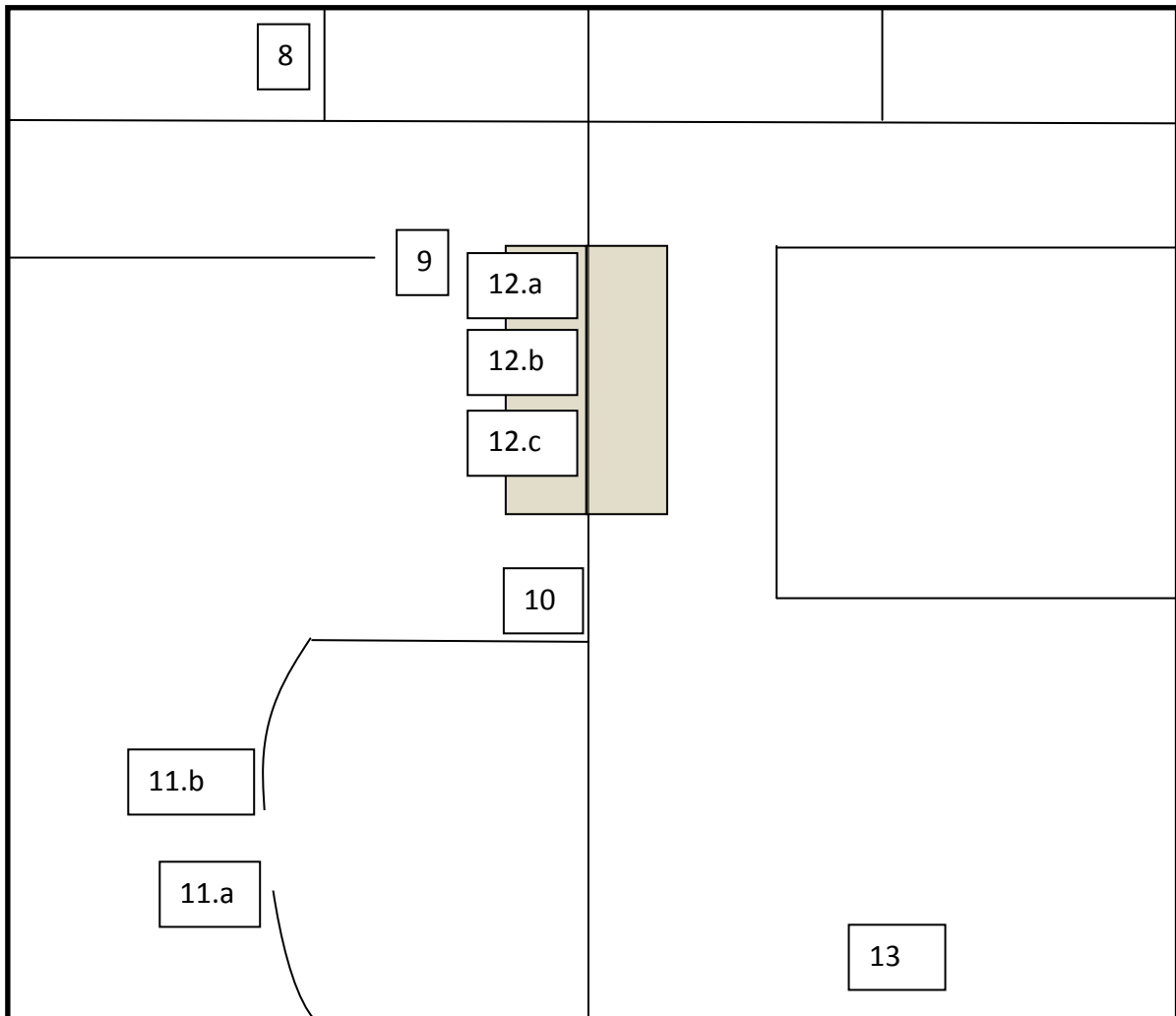


Bild 6: Rissstellen Erdgeschoss

- 8 Vertikaler Riss unter der Farbe (siehe Bild A.24) und horizontaler Riss im Badezimmer, mit einer Länge von ca. 15 cm links von der Armatur und 30 cm rechts von der Armatur (siehe Bild A.25): Rissbreite von 0,2 mm (siehe Bild A.26).
- 9 Schrumpfriss im Boden zwischen die Wanddecke von der Diele und die Fertigteiltreppe (siehe Bild A.28 und A.29). Rissbreite bis zum 0,2 mm (siehe Bild A.30).
- 10 Nahezu horizontal verlaufender Riss an der Zwischenwand von beiden Häusern (siehe Bild A.33). Rissbreite im zehntel Millimeterbereich.
- 11.a Schrumpfriss im Boden des Esszimmers. Anfang ab Glaswand über eine Länge von ungefähr 1,90 m (siehe Bild A.35 und A.36). Rissbreite im zehntel Millimeterbereich.
- 11.b Schrumpfriss im Boden des Esszimmers. Anfang ab Glaswand über eine Länge von ungefähr 15 cm (siehe Bild A.37). Rissbreite im zehntel Millimeterbereich.

- 12.a Kurzer horizontaler Riss in der Fertigteiltreppe (siehe Bild A.39). Rissbreite im zehntel Millimeterbereich.
- 12.b Kürzere Risse in der Fertigteiltreppe (siehe Bild A.40 und A.41). Rissbreite im zehntel Millimeterbereich.
- 12.c Vertikaler Riss zwischen der Fertigteiltreppe und der Wand (siehe Bild A.42). Rissbreite im zehntel Millimeterbereich.
- 13 Vertikaler Riss ab der Rohrunterkante (siehe Bild A.71 und A.72). Man hat schon den Riss neu gestrichen.

Der Boden ist ein Lackboden. Der Estrich ist als schwimmender Estrich gebaut. Aus diesem Grund kann er frei schrumpfen.

An den Stellen 2, 4.a und 4.b, gibt es Wände bzw. Treppe, die diese Schrumpfvorgänge beeinträchtigen. Dort bildet es sich Schrumpfrisse im Estrich, die auch im Lackboden sichtbar sind (siehe auch Teil 3 "Boden im Erdgeschoss").

### 3.4. Risschäden im Obergeschoss

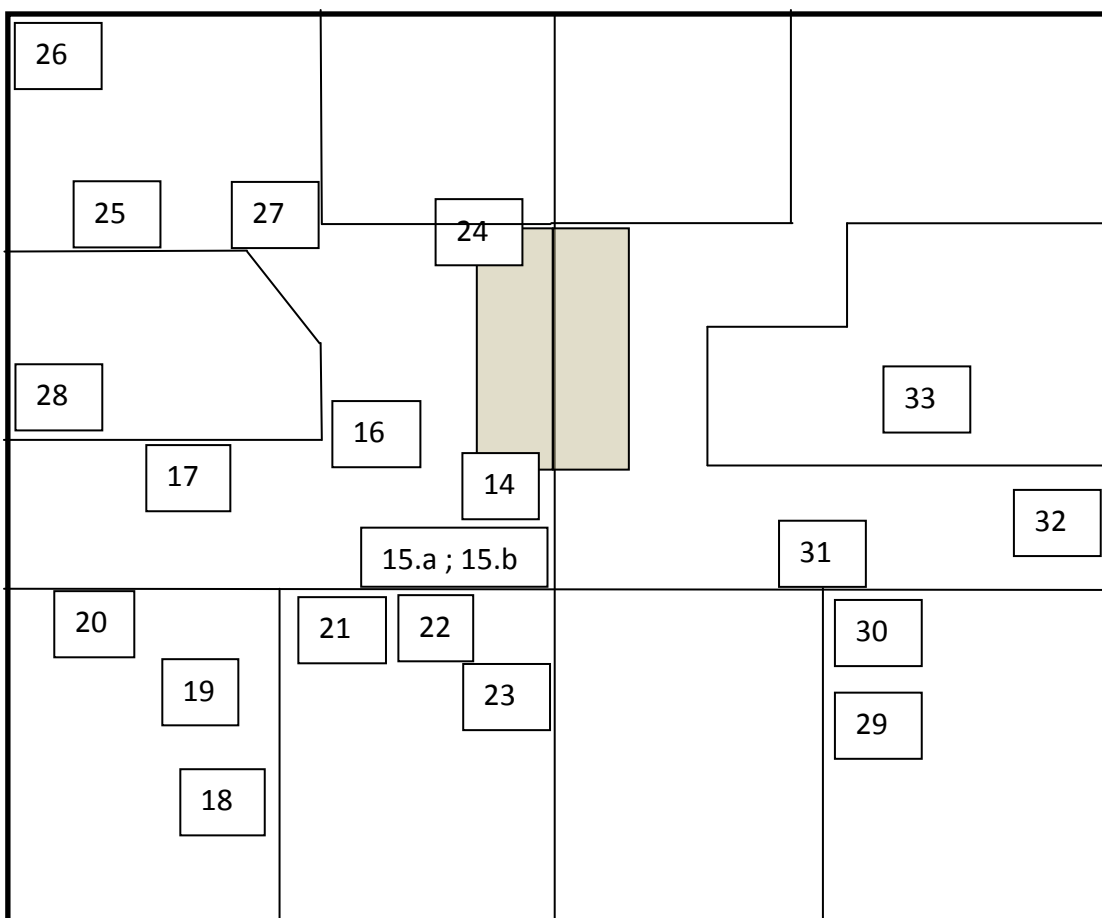


Bild 7: Rissstellen Obergeschoss



- 14 Horizontaler Riss am Ende der Fertigteiltreppe (siehe Bilder A.43, A.44). Die Länge erstreckt sich über der Treppenstufelänge (1,0 m). Rissbreite zwischen 1,8 mm und 2,0 mm (siehe Bild A.45)
- 15.a Horizontal verlaufender Riss im Flur. Die Rissbreite beträgt 0,1 mm (siehe Bild A.48)
- 15.b Diagonaler Riss an der Türecke im Flur. Rissbreite 0,1 mm (siehe Bild A.49)
- 16 Horizontaler Riss in der Flurdecke (siehe Bilder A.50 und A.51). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Geschätzte Rissbreite ca. im zehntel Millimeterbereich
- 17 Vertikaler Riss im Flur. Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich (siehe Bilder A.52 und A.53)
- 18 Vertikaler Riss an der Trennwand zwischen den beiden Kinderzimmern. Verlauf über die halbe Wandhöhe (siehe Bild A.55). Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich.
- 19 Riss in der Decke über eine Länge von ungefähr 1 Meter (siehe Bild A.56). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Die geschätzte Rissbreite liegt im Millimeterbereich
- 20 Vertikaler Riss in der Wand über eine Länge von ca. 1,20 m (siehe Bild A.57). Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich
- 21 Diagonaler Riss ab Türecke über eine Länge von 30 cm. Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich (siehe Bild A.59)
- 22 Nahezu vertikal verlaufender Riss. Die Länge beträgt ungefähr 45 cm. Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich (siehe Bild A.60)
- 23 Treppenförmiger Riss. Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich
- 24 Klaffende, durchgehende diagonal verlaufende Risse (siehe Bilder A.61, A.62 und A.63). Die Rissbreite liegt im Millimeterbereich und die Länge überschreiten an manchen Stellen 1,50 m
- 25 Nahezu vertikal verlaufender Riss in der Wand zwischen das Elternzimmer und das Badezimmer über eine Länge von ca. 1,10 m. Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich (siehe Bilder A.64 und A.65)
- 26 Horizontaler Riss in der Decke (siehe Bild A.66). Rissbreite nicht messbar, weil die Entfernung zu groß ist. Geschätzte Rissbreite ca. im zehntel Millimeterbereich
- 27 Diagonal verlaufender Riss in der Wand zwischen das Elternzimmer und das Ankleidungsraum. Die Länge beträgt ungefähr 0,80 m und die Rissbreite entspricht ein bisschen mehr als 0,1 mm (siehe Bilder A.67 und A.68)
- 28 Klaffender Riss im Boden des Badezimmers mit einer Länge von 9 cm und eine Rissbreite im Millimeterbereich (siehe Bilder A.69 und A.70)
- 29 Treppenförmiger Riss. Die Rissbreite liegt im zehntel Millimeterbereich (siehe Skizze A.73)
- 30 Diagonaler Riss im oberen Bereich der Wand (siehe Bild A.74). Die Risslänge beträgt ca. 70 cm

- 31 Nahezu horizontaler Riss im Bereich zwischen die Türen der beiden Kinderzimmer (siehe Bild A.76)
- 32 Diagonal verlaufender Riss (siehe Bild A.77)
- 33 Vertikale und horizontale Risse im Badezimmer (siehe Bilder A.78 und A.79). Der vertikale Riss verläuft über die halbe Wandhöhe

## 4 Bewertung der möglichen Riss- bzw. Schadensursachen

In Gebäuden des Allgemeinen Hochbaus kommt es je nach Güte der Planung und Ausführung immer wieder zu bauartspezifischen Rissbildungen. Diese können bereits Ursache für die im bewerteten Objekt vorliegenden Schäden sein. Da die Beanspruchungen infolge von Erschütterungen sich mit den bauartspezifischen Beanspruchungen überlagern, ist es nicht einfach, die Schadens- bzw. Rissursachen voneinander klar zu trennen.

In Anlage C werden einige der üblichsten bauartspezifischen Schäden des Mauerwerkbaus aufgezeigt. Die einzelnen Rissursachen können vielfältig sein. Verschiedene Effekte können sich auch überlagern.

Im Folgenden werden einige Einzelschäden vorab behandelt, bei denen die Rissursachen relativ eindeutig auf bauartspezifische Gegebenheiten und sich daraus ergebende Beanspruchungen zurückzuführen sind.

### 4.1. Schäden im Boden des Erdgeschosses

Im Fußboden des Erdgeschosses der ersten Doppelhaushälfte sind im Lack und Estrichuntergrund Risse vorhanden. Diese sind in den folgenden Bildern nochmals dargestellt. Die Risse sind im Untergrund auch an Stellen zu erkennen, an denen der Lackboden noch nicht gerissen ist. Der Lackboden wirkt somit teilweise als rissüberbrückende Beschichtung.



Bild 8: Schaden Nr. 9: Schrumpfriss im Boden



**Bild 9: Schaden Nr. 11.a: Schrumpfriss im Boden – Estrich von der tragenden Stütze an der Glaswand ausgehend**



**Bild 10: Schaden Nr. 11.b: Schrumpfriss im Boden an der Glaswand**

Bei dem Estrich des Erdgeschosses handelt es sich um einen fließenden Estrich (siehe Bild 3). Bei schwimmenden Estrichen ist ein besonderes Augenmerk auf die Möglichkeit der freien das heißt möglichst zwängungsfreien Verformbarkeit des Estriches bei den unvermeidbaren Abbinde- und Austrocknungsvorgängen zu verwenden. In der Regel verwendet man deshalb

entsprechend gestaltete Bewegungsfugen, um die Verformungen zwängungsfrei gewährleisten zu können (siehe Bild 11). Bei dem Bauobjekt wurden jedoch zu wenige Bewegungs- und Scheinfugen zur Gewährleistung dieser zwängungsfreien Verformbarkeit eingebaut. Eine solche Situation führt unvermeidlich zu Rissen. Die vorhandenen Risse liegen an den Stellen des Estriches mit maximalen Querschnittsreduktionen und maximaler Verformungsbehinderung:

- Schaden Nr. 9: Riss zwischen nichttragender Innenwand zwischen Diele und Wohn-/Esszimmer und unteres festes Auflager der Treppe zum Obergeschoss
- Schaden Nr. 11: Glas-Trennwand stellt Unterbrechung des Estriches da. Im Durchgang zur Küche läuft der Estrich durch. Dort konzentrieren sich die Zwangskräfte durch Verformungsbehinderung.

Eine weitere Möglichkeit wäre ein Estrich im Verbund gewesen. Das hätte jedoch eine außenliegende Wärmedämmung zur Folge gehabt. Mit dieser Variante wären die Kräfte direkt in den unteren Schichten abgeleitet worden und die Rissgefährdung der Oberfläche hätte deutlich gesunken.

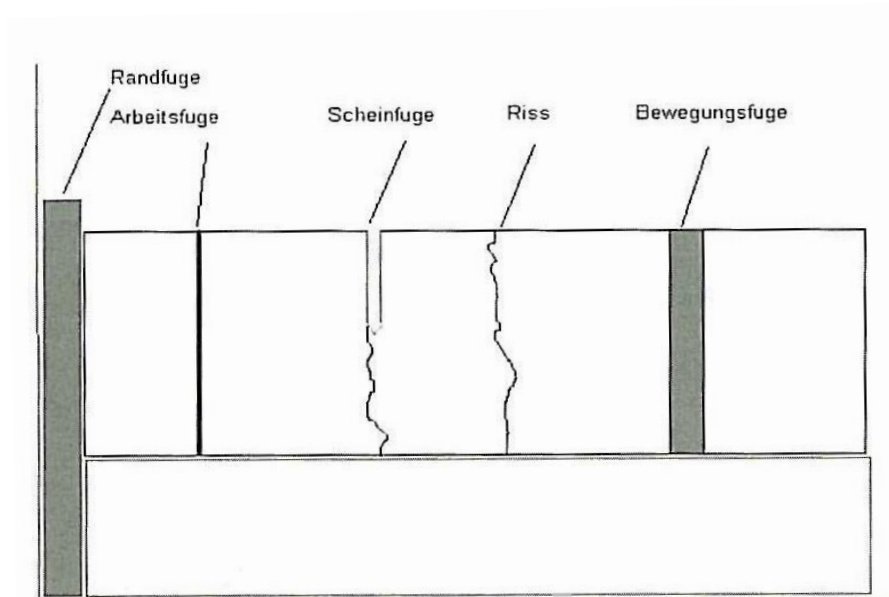
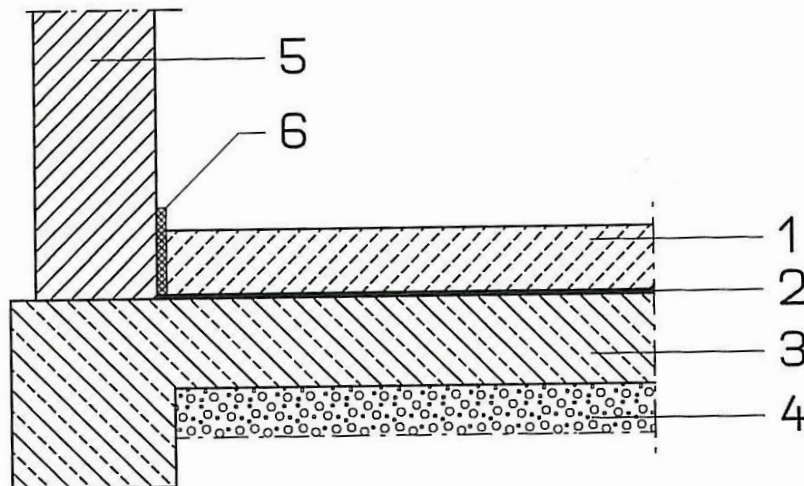


Bild 11: Fugentypen / Riss



**Bild 12: Estrich im Verbund**

Legende:

- 1: Estrich
- 2: Haftbrücke
- 3: Betonsohle
- 4: Erdreich mit außen liegender Wärmedämmung
- 5: Wand
- 6: Randtrennstreifen (nur an gewissen Stellen)

#### **4.2. Schäden im Lack-Boden des Obergeschosses**

In einer Wandnische des Bades im Obergeschoss sind Aufwölbungen und Risse in der Lackbodenbeschichtung vorhanden.



**Bild 13: Schaden Nr. 28: Riss im Boden (Badezimmer)**

In solchen Wandnischen kommt es zu starken Zwängungen im Bereich des schwimmenden Estriches und dessen Belages/Beschichtung, insbesondere dann, wenn sich dieser infolge von Schwinden verformen möchte und die Beschichtung an den angrenzenden Wänden haftet. Der Schaden ist bauartspezifisch bzw. auf die fehlerhafte Ausführung des Anschlussdetails zurückzuführen.

### 4.3. Fertigteiltreppe

Im oberen Treppenaufleger befindet sich ein gerade verlaufender „Abriss“ zwischen der obersten Treppenstufe und dem fugenlos angrenzenden Estrich des Obergeschosses (ebenfalls Lackboden). Es handelt sich um das verschiebliche Auflager der Treppe (siehe Ausschnitte der Konstruktionspläne von Bild 18).



Bild 14: Ansicht Treppe



Bild 15: Schaden Nr.14: Detailaufnahme



Bild 16: Treppenende (Obergeschoss)



Weiterhin finden sich mehrere kleinere Abplatzungen an der Fuge zwischen Wand und Stahlbetontreppe.



Bild 17: Verbindung Wand - Treppe

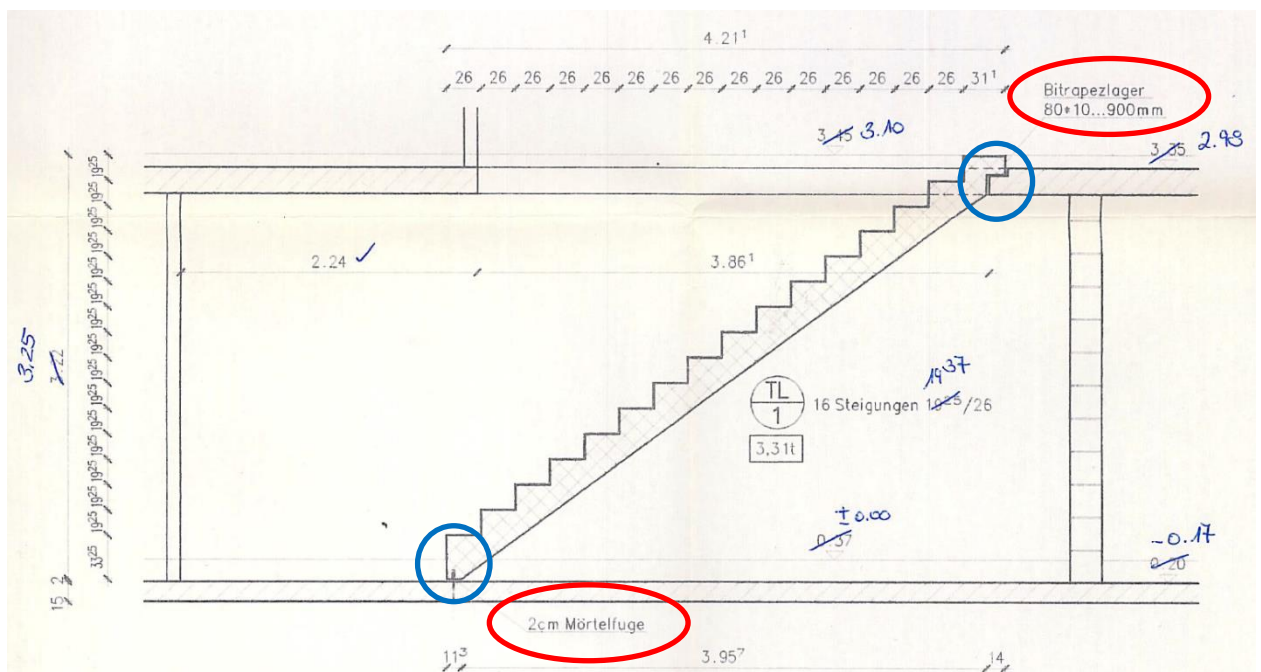


Bild 18: Übersicht Treppenläufe (Schnitt)

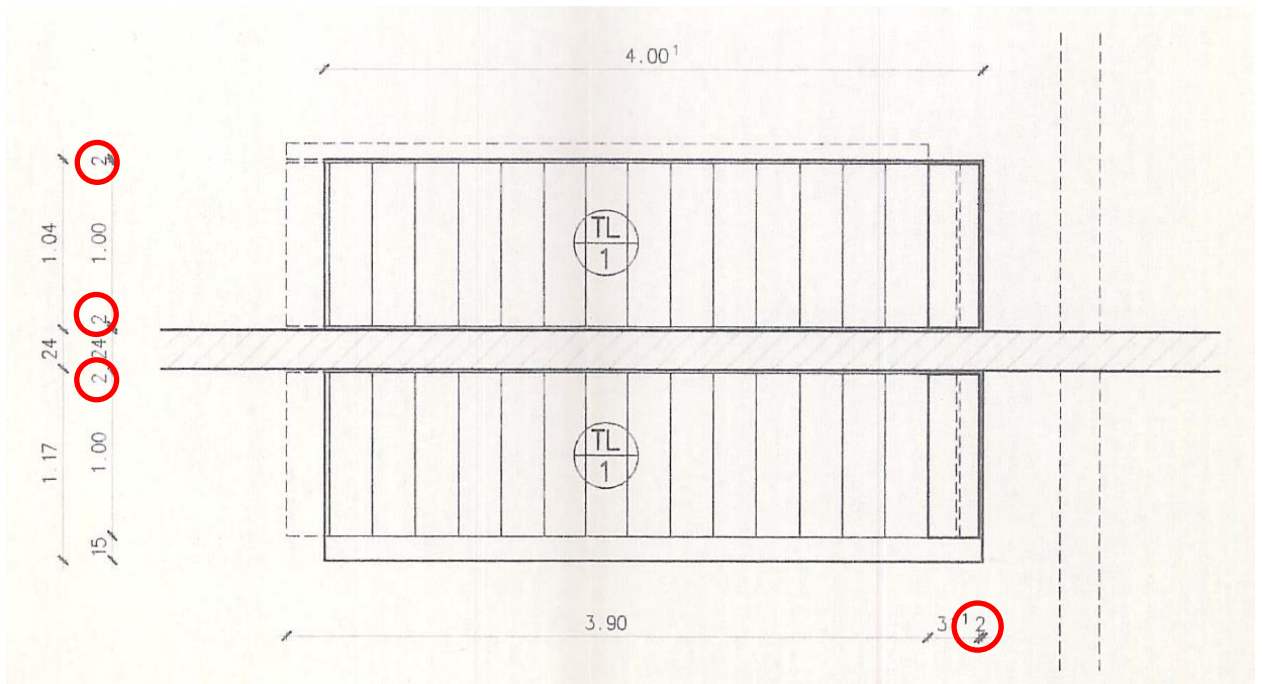


Bild 19: Übersicht Treppenläufe (Draufsicht)

Damit es keinen Riss an dem Übergang zwischen der Fertigteilterasse und der Decke sich bildet, muss man Lager und Fugen einbauen. Laut Pläne sollte / wurde am Treppenende ein Bitrapezlager eingebaut / werden.

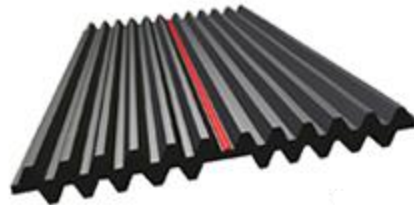


Bild 20: Bitrapezlager

Solche Bitrapezlager haben zwei Hauptfunktionen. Sie dienen zum Einen dem Trittschallschutz bei Treppen und zum Anderen bilden sie eine statisch gelenkige und verschiebliche Lagerung.

Diese Maßnahme allein kann aber noch nicht sichern, dass es keine Risse sich bilden werden. Zusätzlich muss noch eine Fuge zwischen die Treppe und den Estrich eingebaut werden. Auf der Draufsicht waren nach Ende der letzte Stufe (31,1 cm) noch 2 cm für eine Fuge geplant. Auf den Bildern ist keine solche Fuge zu erkennen.

Außerdem ist das Kriechen von Beton unter ständig wirkende Lasten zu berücksichtigen. Unter einer Dauerlast nehmen die Verformungen von Betonbauteilen bei konstant gehaltener Last mit der Zeit zu. Laut Plan wiegt die Fertigteilterasse 3,31 Tonnen, sie ist relativ weit gespannt.

Die vorhandene fugenlose Verbindung zwischen der Wand und der Fertigteilterasse entspricht ebenfalls nicht der Planung und den notwendigen Planungsgrundsätzen. Im Plan ist ein Zwischenraum von 2 cm geplant. Die Bilder zeigen, dass es keine solche konstruktive Trennung in der Wirklichkeit vorhanden ist. Die nicht zu vermeidenden Treppendurchbiegungen und –längenänderungen (elastische, infolge Schwinden und Kriechen) äußern sich in Zwängungen entlang der nicht planmäßigen Verbindung zwischen Treppe und Wand.

Das Aufgehen der Fuge und die optisch störenden Abplatzungen entlang der Wandverbindung waren unter Berücksichtigung der zu erwartenden Schwind- und Kriechverformungen nahezu unvermeidlich.

#### **4.4. Ofenrohrdurchführung**

Im Bereich der Ofenrohrdurchführung durch die Außenwand des Erdgeschosses der zweiten Doppelhaushälfte ist ein nahezu vertikal verlaufender Riss zu erkennen (siehe Bilder A.71 und A.72). Außerdem sind Relativverschiebungen zwischen Rohr und Außenwand zu erkennen.

Die Relativverschiebungen sind unvermeidbar. Es fehlt eine Verbendkappe auf dem Ofenrohr.

Der vertikale Riss ist mit großer Wahrscheinlichkeit auf Temperaturzwängungen durch den Betrieb des Ofens und die lokale starke Erwärmung und Temperaturdehnung des Ofenrohres und die daraus folgenden Zwangsspannungen im unmittelbar umgebenden Ytong-Mauerwerk zurückzuführen.

#### **4.5. Weitere Risse in den Mauerwerkswänden und Anschlussfugen**

Die weiteren Schäden in den nichttragenden Innenwänden und Anschlussfugen zwischen Erdgeschossdecke und Außenwände werden zunächst im Zusammenhang betrachtet. Zunächst wird dabei auf bauartspezifische Ursachen eingegangen. Eine sehr häufig im Mauerwerksbau auftretende Erscheinung sind die durch Deckendurchbiegungen von Stahlbetondecken verursachte Zwängungen und die daraus folgenden Rissbildungen in den darauf befindlichen Mauerwerkswänden.

Mögliche Ursachen infolge von Erschütterungsereignissen werden im Anschluss behandelt und bewertet.

Es ist auffallend, dass die meisten Risse in den nichttragenden Wänden des Obergeschosses aufgetreten sind. Die lastabtragenden Außenwände und tragende Innenwand des Erdgeschosses weisen bis auf die horizontalen Klaffungen entlang der Anschlussfugen zwischen Erdgeschossdecke und Außenwände keine Risse auf.

Nach den zur Verfügung stehenden Bauwerksunterlagen sind die Wände nicht durch Ringanker an deren Kopfende miteinander Zugfest verbunden. Die Innenwände des Obergeschosses müssen den Deckenverformungen der Decke über dem Erdgeschoss folgen. Diese Innenwände müssen keine weiteren als die eigenen Gewichts-Lasten abtragen – weder zusätzliche Vertikallasten aus dem Dach noch Horizontallasten aus der Gebäudeaussteifung.

Eine Rissursache infolge von lastbedingten horizontalen Einwirkungen wie Wind, Erdbeben und auch Erschütterungen infolge des Betriebes der Geothermie ist daher sehr unwahrscheinlich bzw. eigentlich nicht möglich.

Die weiteren Betrachtungen beschränken sich daher auf die vertikalen Einwirkungen auf die Wände. In den folgenden Abschnitten wird versucht, die zu erwartenden Verformungen der Decke über dem Erdgeschoss und der daraus zu erwartenden Konsequenzen für die Mauerwerkswände abzuschätzen. Dabei werden unterschiedliche statische Systeme betrachtet, um das tatsächliche Tragwerksverhalten des Deckensystems näher einzugrenzen.

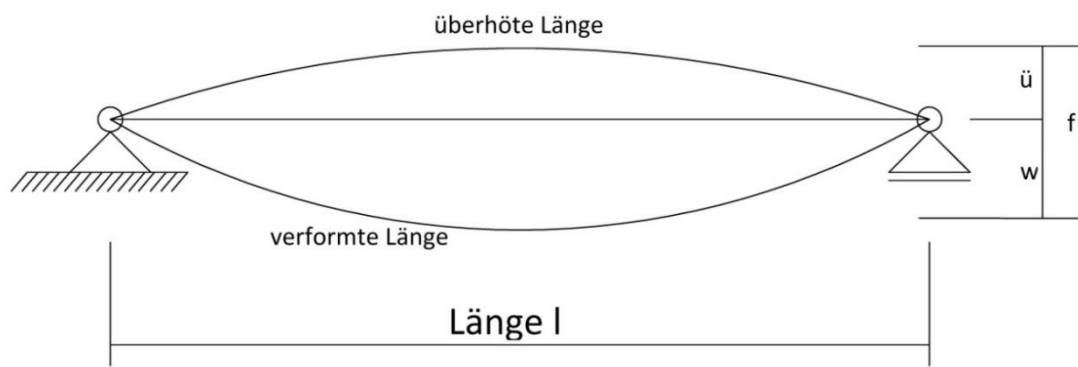
## 5 Verformungen bei Stahlbeton

Wie bei allen Materialien kann sich der Stahlbeton unter Lasten verformen. Damit diese Verformungen die Funktion des Bauteils selbst, die andere Bauteilelemente und die optische Darstellung nicht beeinträchtigen, müssen sie in einem gewisser Bereich bleiben.

Zwei Fachbegriffe müssen erklärt werden, die Durchbiegung und den Durchhang.

Die Durchbiegung ist die vertikale Bauteilverformung, bezogen auf die Systemlinie des Bauteils (bei Schalungsüberhöhung Bezug auf die überhöhte Lage).

Der Durchhang ist auch eine vertikale Bauteilverformung aber bezogen auf die Verbindungslinie zwischen den Unterstützungspunkten.



**Bild 21:** schematische Darstellung Durchhang/ Durchbiegung

Legende:        ü    Überhöhung  
                   w    Durchhang  
                   f    Durchbiegung

Die Europäische Norm Eurocode gibt Maximalwerte, die einzuhalten sind, um eine Beeinträchtigung des optischen Erscheinungsbildes oder der Gebrauchstauglichkeit z.B. durch Rissbildungen in nichttragenden Wandkonstruktionen etc. zu vermeiden. .

Unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination muss den Durchhang eines Bauteils  $1/250$  der Stützweite nicht überschreiten.

Um den Durchhang zu minimieren sind Maßnahmen zugelassen (wie eine Schalungsüberhöhung). Die Überhöhung soll aber nicht  $1/250$  der Stützweite überschreiten.

Im Eurocode steht auch, dass *"Verformungen, die angrenzende Bauteile des Tragwerks beschädigen könnten, sind in der Regel zu begrenzen. Für die Durchbiegung nach Einbau unter quasi-ständigen Einwirkungen darf als Richtwert für die Begrenzung  $1/500$  der Stützweite angenommen werden. Andere Grenzwerte dürfen je nach Empfindlichkeit der angrenzenden Bauteile berücksichtigt werden."*

Hier werden alle Berechnungen linear-elastisch durchgeführt. Der Eurocode sagt dazu:

*"5.4 Linear-elastische Berechnung*

*(1) Die Schnittgrößen von Bauteilen dürfen auf Grundlage der Elastizitätstheorie sowohl für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit bestimmt werden.*

*(2) Zur Bestimmung der Auswirkungen der Einwirkungen darf eine lineare Berechnung unter folgenden Annahmen erfolgen:*

- i) ungerissene Querschnitte,*
- ii) lineare Spannungs-Dehnungs-Linien und*
- iii) Mittelwert des Elastizitätsmoduls."*

Aus der linear-elastischen Berechnung erhält man elastische Verformungen. Diese Verformungen hängen in hohem Maße von der Zusammensetzung (vor allem von der Gesteinskörnung) des Betons, da der Elastizitätsmodul eines Betons von den Elastizitätsmodulen seiner Bestandteile abhängt.

Diese elastischen Verformungen sind dann mit den zeitabhängigen Kriechverformungen zu überlagern.

Die Kriechverformungen können näherungsweise durch die Kriechzahl  $\varphi$  und einen effektiven E-Modul  $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \varphi)$  berücksichtigt werden.

Daraus lässt sich in etwa ableiten:  $f_{c,eff} = f_{cm} * (1 + \varphi)$

*"Die Kriechverformung von Beton  $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$  im Alter  $t = \infty$  bei konstanter Druckspannung  $\sigma_c$  darf mit folgender Gleichung berechnet werden:*

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * (\sigma_c / E_{c0})$$

*wobei  $E_{c0}$  der Sekantenelastizitätsmodul für das Alter  $t_0$  ist."*

Die Kriechzahl  $\varphi$  kann mit Hilfe einer Formel berechnet werden. Der Eurocode sagt aber auch, dass " wenn keine besondere Genauigkeit erforderlich ist, darf der in [dem Nomogramm] angegebene Wert als Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  angesehen werden, vorausgesetzt, der Beton ist zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns  $t = t_0$  keiner Druckspannung von mehr als  $0,45 f_{ck}(t_0)$  ausgesetzt. Die Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  bezieht sich auf  $E_{cm}$  [...]."

Diese Endkriechzahl hängt vom Belastungszeitpunkt, von der wirksamen Bauteildicke, von der Beton- bzw. Zementgüte und von den Umgebungsbedingungen (relativer Luftfeuchte) ab.

Hier wird die Kriechzahl  $\varphi$  aus dem Nomogramm gelesen (siehe folgende Seite).

Dort steht:

$\varphi(\infty, t_0)$  für die Endkriechzahl

$t_0$  für das Alter des Betons bei der ersten Lastbeanspruchung in Tagen

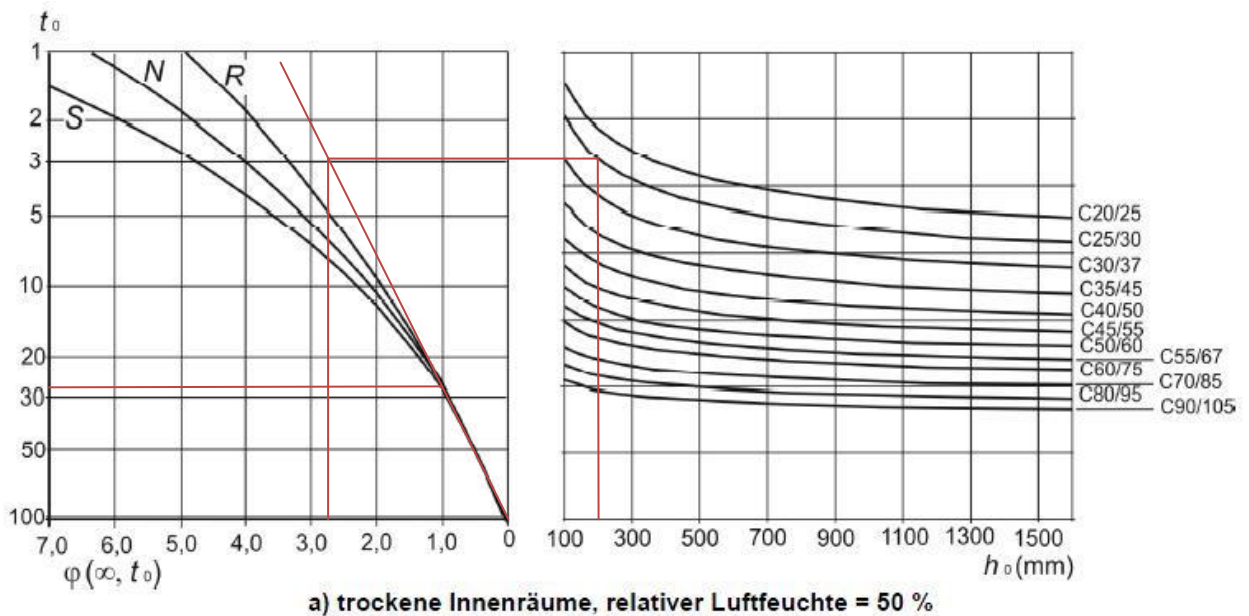
$h_0$  für die rechnerische Größe  $h_0 = 2 * A_c / u$ , wobei  $A_c$  die Querschnittsfläche des Betons ist und  $u$  der Querschnittsumfang der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen

*S* steht für Zement der Klasse *S*

*N* steht für Zement der Klasse *N*

*R* steht für Zement der Klasse *R*

In unserem Fall, hat man eine Decke mit  $h=18$  cm, eine Betongüte C25/30, ein Zement der Klasse *N* und es wird angenommen, dass der Belastungsbeginn nach 28 Tagen ist.



Aus dem Nomogramm erhält man eine Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)=2,8$

Für eine Beton C25/30:  $E_{cm}=31000 \text{ N/mm}^2$  und  $f_{cm}=33 \text{ N/mm}^2$

$$E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{31000 \text{ N/mm}^2}{1 + 2,8} = 8157,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c, eff} = f_{cm} * (1 + \varphi) = 33 \text{ N/mm}^2 * (1 + 2,8) = 125,4 \text{ N/mm}^2$$

Bei Biegesystemen ist unter Umständen auch der Zustand II (Stahlbeton gerissen) zu beachten. Die Biegesteifigkeit bei gerissenen Systemen ist in der Regel deutlich kleiner als im ungerissenen Zustand.

$$f = \zeta * f_{II} + (1 - \zeta) * f_I$$

$f_I$  Durchbiegungen im ungerissenen Zustand (Zustand I)

$f_{II}$  Durchbiegungen im gerissenen Zustand (Zustand II)

$\zeta$  Verteilungsbeiwert (berücksichtigt Bereiche im Tragwerk, die gerissen bzw. ungerissen sind)

Bei üblichen Belastungen geraten Decken in den Einfamilienhäusern selten in den Zustand II.  
Aus diesem Grund wird hier nur den Zustand I betrachtet.



## 6 Tragverhalten von Mauerwerk

### 6.1. Allgemeines

Mauerwerk besteht aus Mauersteinen die eingeordnet und zusammen mit Mörtel befestigt werden.

Grundkenntnisse über diese zwei Materialien sind also notwendig um das Tragverhalten von Mauerwerk zu verstehen.

#### 6.1.1. Die Sorten von Mauersteinen

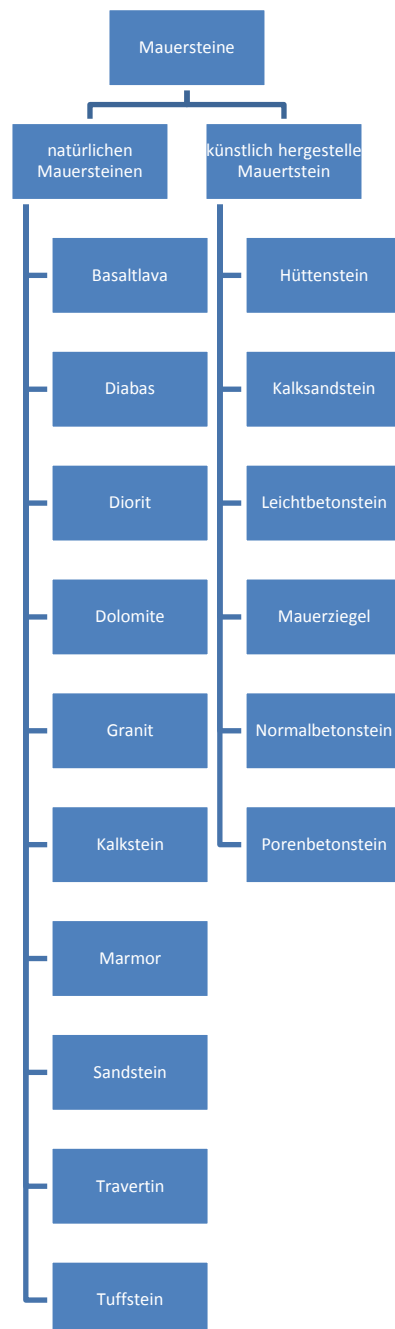
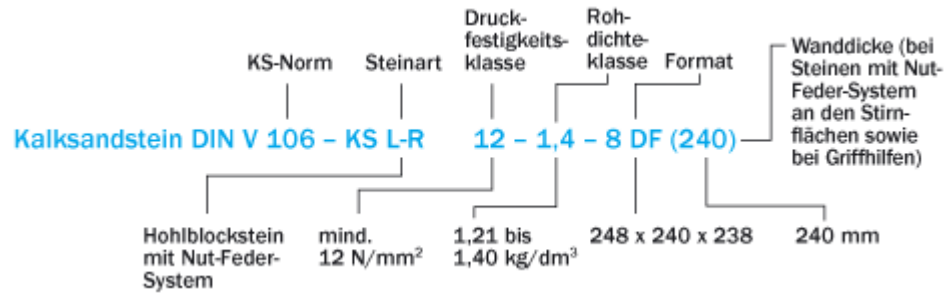


Bild 22: Übersicht über die häufigste Mauersteinsorten

Viele Mauersteine sind genormt aber nicht alle. Manche besitzen keine genormte Maße, Format, Form, Lochausbildung oder Zuschlag. Um diese Steine trotzdem anwenden zu können, benötigt man bauaufsichtlichen Zulassungen.

Die genormten Steine sind immer auf derselben Weise genannt, wie auf diesem Beispiel für ein Kalksandstein erklärt ist:



Die wichtigen Merkmale von Mauersteine sind die Druckfestigkeit, die Trockenrohichte (und die Zugfestigkeit).

Die Druckfestigkeit spielt eine Rolle bei dem statischen Teil. Die Trockendichte ist zwar auch wichtig für die Statik aber ist sehr bedeutend für die Wärmeschutz- und Schallschutzeigenschaften.

Die folgende Tabelle befindet sich in der DIN 1053-1: 1996-11 und gibt die Grundwerte der zulässigen Druckspannungen für Mauerwerk mit Normalmörtel.

Steinfestigkeitsklasse	Grundwerte $\sigma_0$ für Normalmörtel Mörtelgruppe				
	I MN/m <sup>2</sup>	II MN/m <sup>2</sup>	IIa MN/m <sup>2</sup>	III MN/m <sup>2</sup>	IIIa MN/m <sup>2</sup>
2	0,3	0,5	0,5 <sup>1)</sup>	–	–
4	0,4	0,7	0,8	0,9	–
6	0,5	0,9	1,0	1,2	–
8	0,6	1,0	1,2	1,4	–
12	0,8	1,2	1,6	1,8	1,9
20	1,0	1,6	1,9	2,4	3,0
28	–	1,8	2,3	3,0	3,5
36	–	–	–	3,5	4,0
48	–	–	–	4,0	4,5
60	–	–	–	4,5	5,0

<sup>1)</sup>  $\sigma_0 = 0,6 \text{ MN/m}^2$  bei Außenwänden mit Dicken  $\geq 300 \text{ mm}$ .  
Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 6.9.3.

### 6.1.2. Der Mauermörtel

Die DIN 1053-1: 1996-11 für Mauerwerk gibt die folgende Erläuterung über Mauermörtel:

*"Mauermörtel ist ein Gemisch von Sand, Bindemittel und Wasser, gegebenenfalls auch Zusatzstoffen und Zusatzmitteln. Es werden unterschieden:*

- a) Normalmörtel (NM),*
- b) Leichtmörtel (LM) und*
- c) Dünnbettmörtel (DM).*

*Normalmörtel sind baustellengefertigte Mörtel oder Werkmörtel mit Zuschlagarten nach DIN 4226-1 mit einer Trockenrohdichte von mindestens  $1,5 \text{ kg/dm}^3$ . Diese Eigenschaft ist für Mörtel nach Tabelle A.1 gegeben; für Mörtel nach Eignungsprüfung ist sie nachzuweisen.*

*Leichtmörtel sind Werk-Trocken- oder Werk-Frischmörtel mit einer Trockenrohdichte  $< 1,5 \text{ kg/dm}^3$  mit Zuschlagarten nach DIN 4226-1 und DIN 4226-2 sowie Leichtzuschlag, dessen Brauchbarkeit nach den bauaufsichtlichen Vorschriften nachgewiesen ist (siehe Abschnitt 1, Anmerkung).*

*Dünnbettmörtel sind Werk-Trockenmörtel aus Zuschlagarten nach DIN 4226-1 mit einem Größtkorn von  $1,0 \text{ mm}$ , Zement nach DIN 1164-1 sowie Zusätzen (Zusatzmitteln, Zusatzstoffen). Die organischen Bestandteile dürfen einen Masseanteil von  $2 \%$  nicht überschreiten.*

*Normalmörtel werden in die Mörtelgruppen I, II, IIa, III und lila eingeteilt; Leichtmörtel in die Gruppen LM 21 und LM 36; Dünnbettmörtel wird der Gruppe III zugeordnet."*

Zusätzlich gibt die DIN 1053-1 : 1996-11 Mittelwerte für die minimale Festigkeit von Mörtel in Abhängigkeit der Mörtelgruppe.

**Tabelle A.2: Anforderungen an Normalmörtel**

1	2	3	4
Mörtelgruppe	Mindestdruckfestigkeit <sup>1)</sup> im Alter von 28 Tagen Mittelwert		Mindesthaftscherfestigkeit im Alter von 28 Tagen <sup>4)</sup> Mittelwert
MG	bei Eignungsprüfung <sup>2), 3)</sup> N/mm <sup>2</sup>	bei Güteprüfung N/mm <sup>2</sup>	bei Eignungsprüfung N/mm <sup>2</sup>
I	–	–	–
II	3,5	2,5	0,10
IIa	7	5	0,20
III	14	10	0,25
IIIa	25	20	0,30

<sup>1)</sup> Mittelwert der Druckfestigkeit von sechs Proben (aus drei Prismen). Die Einzelwerte dürfen nicht mehr als 10 % vom arithmetischen Mittel abweichen.  
<sup>2)</sup> Zusätzlich ist die Druckfestigkeit des Mörtels in der Fuge zu prüfen. Diese Prüfung wird z. Z. nach der "Vorläufigen Richtlinie zur Ergänzung der Eignungsprüfung von Mauermörtel; Druckfestigkeit in der Lagerfuge; Anforderungen, Prüfung" durchgeführt. Die dort festgelegten Anforderungen sind zu erfüllen.  
<sup>3)</sup> Richtwert bei Werkmörtel  
<sup>4)</sup> Als Referenzstein ist Kalksandstein DIN 106 – KS 12 – 2,0 – NF (ohne Lochung bzw. Grifföffnung) mit einer Eigenfeuchte von 3 bis 5 % (Masseanteil) zu verwenden, dessen Eignung für diese Prüfung von der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen beim Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Nienburger Straße 3, 30617 Hannover, bescheinigt worden ist.  
Die maßgebende Haftscherfestigkeit ergibt sich aus dem Prüfwert multipliziert mit dem Prüffaktor 1,2.

### 6.1.3. Verbindung

Es ist zu achten, dass jede Baustoffe und jedes Typ von Mauerstein sein eigenes Verhalten infolge Kriechen, Schwinden und Temperaturänderung besitzt.

Falls die Verbindung starr ist und die Materialien unterschiedliche Eigenschaften besitzen, können wesentliche Zwängungen entstehen auf Grund Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen. Dies kann infolge von Spannungsumlagerungen zu erhebliche Schäden im Mauerwerk führen.

Man muss sicher sein, dass diese Vorgänge die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit des Gebäudes nicht unzulässig beeinträchtigen.

Die Steine, die Mörtelart und die Mörtelgruppe sind bei Berechnungen anzugeben.

Wie die folgende Tabelle der Norm DIN 1053-1: 1996-11 gibt, wo für verschiedene Arten von Mauersteine Verformungskennwerte für Kriechen, Schwinden, Temperaturänderung sowie Elastizitätsmodulen gegeben sind, streuen die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten.

Mauersteinart	Endwert der Feuchteänderung (Schwinden, chemisches Quellen) <sup>1)</sup>		Endkriechzahl		Wärmedehnungskoeffizient		Elastizitätsmodul	
	$\varepsilon_{fm}$ <sup>2)</sup>		$\varphi_{\infty}$ <sup>2)</sup>		$\alpha_T$		$E$ <sup>3)</sup>	
	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich
	mm/m				$10^{-6}/K$		MN/m <sup>2</sup>	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mauerziegel	0	+ 0,3 bis - 0,2	1,0	0,5 bis 1,5	6	5 bis 7	$3500 \cdot \sigma_o$	$3000 \text{ bis } 4000 \cdot \sigma_o$
Kalksandsteine <sup>4)</sup>	- 0,2	- 0,1 bis - 0,3	1,5	1,0 bis 2,0	8	7 bis 9	$3000 \cdot \sigma_o$	$2500 \text{ bis } 4000 \cdot \sigma_o$
Leichtbetonsteine	- 0,4	- 0,2 bis - 0,5	2,0	1,5 bis 2,5	$\frac{10}{8}$ <sup>5)</sup>	8 bis 12	$5000 \cdot \sigma_o$	$4000 \text{ bis } 5500 \cdot \sigma_o$
Betonsteine	- 0,2	- 0,1 bis - 0,3	1,0	-	10	8 bis 12	$7500 \cdot \sigma_o$	$6500 \text{ bis } 8500 \cdot \sigma_o$
Porenbetonsteine	- 0,2	+ 0,1 bis - 0,3	1,5	1,0 bis 2,5	8	7 bis 9	$2500 \cdot \sigma_o$	$2000 \text{ bis } 3\ 000 \cdot \sigma_o$

1) Verkürzung (Schwinden): Vorzeichen minus; Verlängerung (chemisches Quellen): Vorzeichen plus  
2)  $\varphi_{\infty} = \varepsilon_{k,w} / \varepsilon_{cl}$ ;  $\varepsilon_{k,w}$  Endkriechdehnung;  $\varepsilon_{cl} = \sigma / E$   
3)  $E$  Sekantenmodul aus Gesamtdehnung bei etwa 1/3 der Mauerwerksdruckfestigkeit;  $\sigma_o$  Grundwert nach Tabellen 4a, 4b und 4c.  
4) Gilt auch für Hüttensteine  
5) Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag

## 6.2. Tragverhalten von Mauerwerk

### 6.2.1. Allgemeines

Mauerwerk eignet sich für tragende und nichttragende Wände.

Die nichttragenden Wände haben keine statische Funktion in der Hinsicht auf dem Gebäude. Sie müssen nur ihre Eigengewicht und geringere Lasten, die auf diese wirken in den anliegenden Bauteilen weiterleiten.

Die tragenden Wände haben eine statische Funktion. Ihre Aufgabe ist die Lasten bis zum Gebäudefundament zu übertragen.

Diese Lasten kommen entweder in der Ebene der Wand oder senkrecht zu dieser. Es bildet sich also entweder eine "Scheibenbeanspruchung" oder eine "Plattenbeanspruchung", manchmal auch beide.

Die Wand selbst kann gewisse Spannungen aufnehmen, sogenannte Bruchspannungen. Die Druck-, Zug-, Biegezug- und Schubspannungen, die infolge Vertikal- und Horizontallasten über die Querschnittsfläche stammen, müssen kleiner als Bruchspannungen sein. Aus diesem Grund sind immer ein Druckspannungsnachweis, Zug-/ Biegezugnachweis, Schubnachweis und Kombinationen erforderlich.

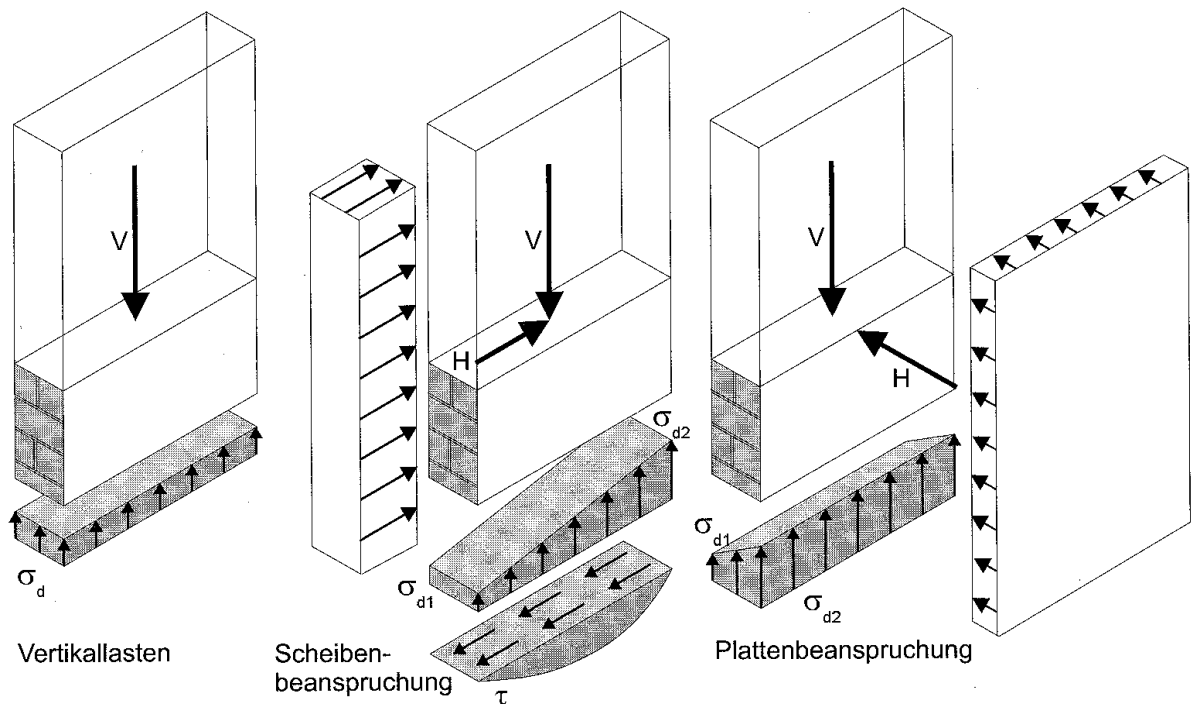


Bild 23: Beanspruchungsmöglichkeiten von tragenden Wänden

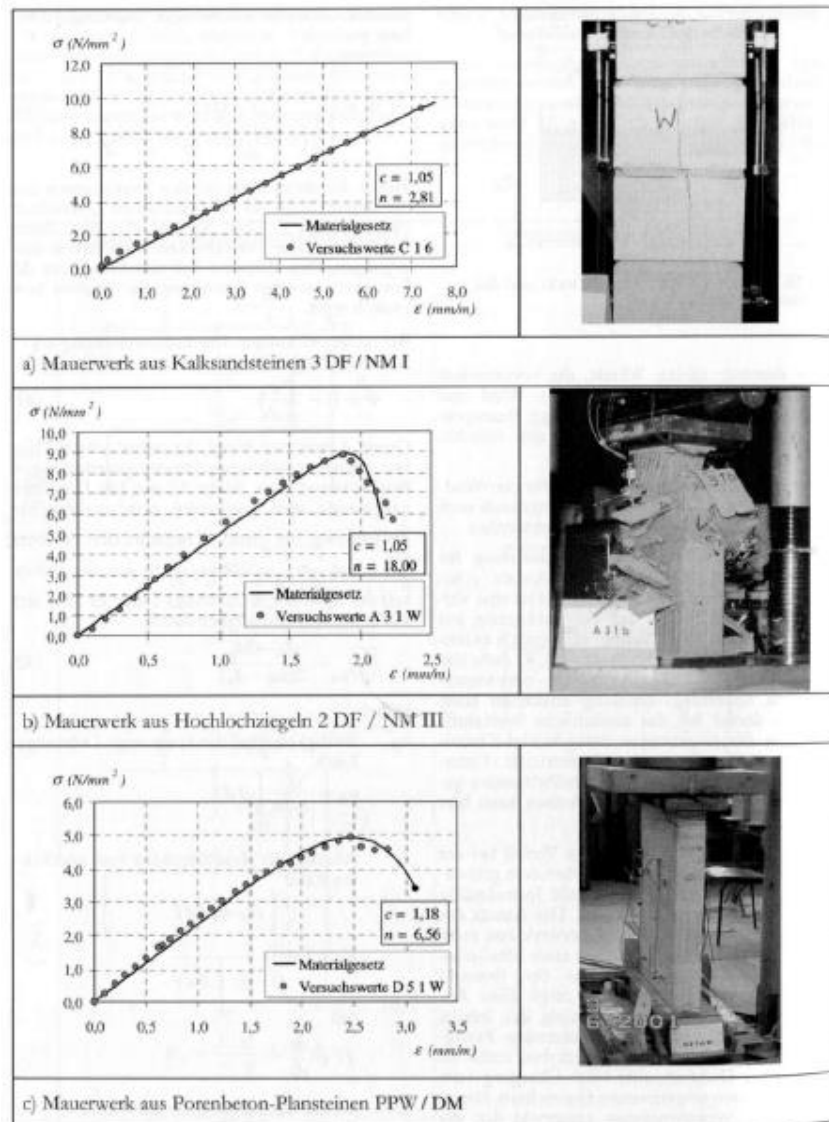
### 6.2.2. Druckbeanspruchung bei Mauerwerk

Mauerwerk beweist eine gute Druckfestigkeit aber eine schlechte Zug bzw. Biegezugfestigkeit. Deswegen werden Mauerwerkswände nur bei Druck-beanspruchten Bauteilen eingebaut.

### 6.2.3. Druckversagen der Stein

Im Mauerwerksbau gibt es verschiedene Arten von Steinen, die auch ein abweichendes Verhalten gegen Druckpressungen haben.

In der unterliegenden Tabelle, sind drei Arten von Steinen und Ihren Spannungs-Dehnungsverhalten unter eine Druckbelastung dargestellt.



**Bild 24:** Verschiedene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, gemessen an weggesteuert gefahrenen Versuchen mit 4-Stein-Prüfkörpern unter zentrischer Belastung

Um diese Spannungs-Dehnungs-Diagramme besser zu verstehen und interpretieren zu können ist dem folgenden Bild wichtig.

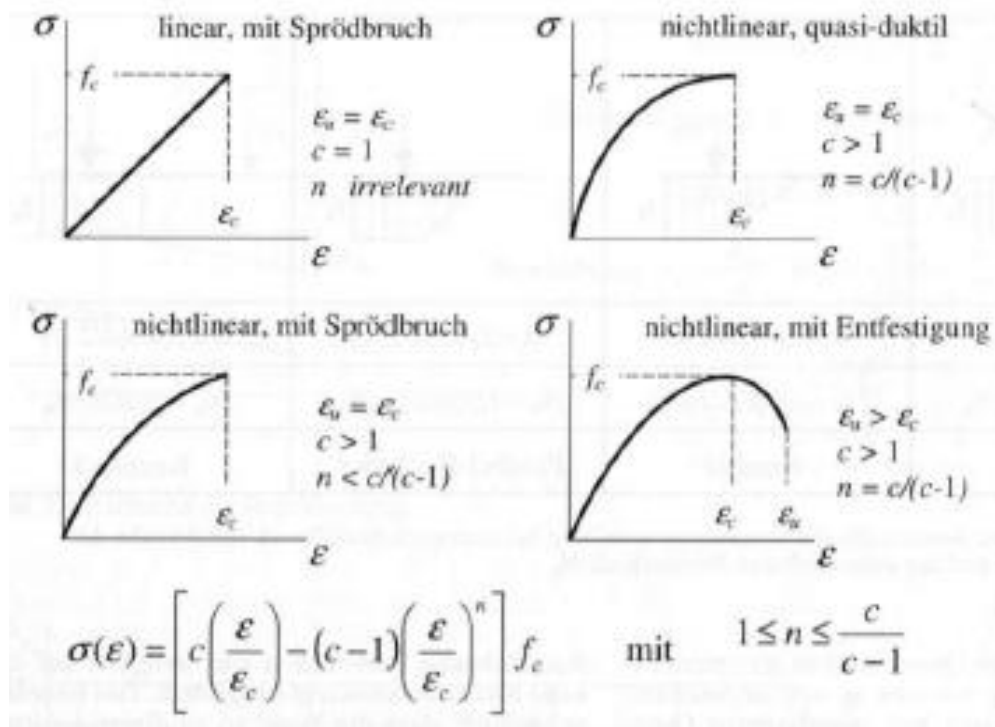


Bild 25: Kategorisierung und mathematische Beschreibung möglicher Verläufe von Spannungs-Dehnungs-Linien von heute üblichem Mauerwerk

Diese Kurve stammen aus einer Dissertation von Pflücke, T. aus der Technische Universität Dresden.

Man kann danach sagen, dass Kalksandsteinen 3 DF / NM1 einen linear mit Sprödbruch Verhalten besitzen, Hochlochziegeln 2 DF / NM II und Porenbeton-Planstein PPW/DM einen nichtlinear mit Entfestigung Verhalten aufweisen.

#### 6.2.4. Verhalten Stein-Mörtel

Die Steine und den Mörtel haben nicht dieselbe Querverformbarkeit. Unter Druckbeanspruchung will den Mörtel, der sich in den Lagerfugen befindet, auf Grund seiner größeren Querverformbarkeit gegenüber dem Mauerstein starker querverformen. Ein seitliches Ausweichen des Mörtels ist wegen des Stein-Mörtel-Verbunds nicht möglich. Dies führt zu Querdruckspannungen im Mörtel, die aufgrund der Physik in Querkzugspannung im Stein führt.



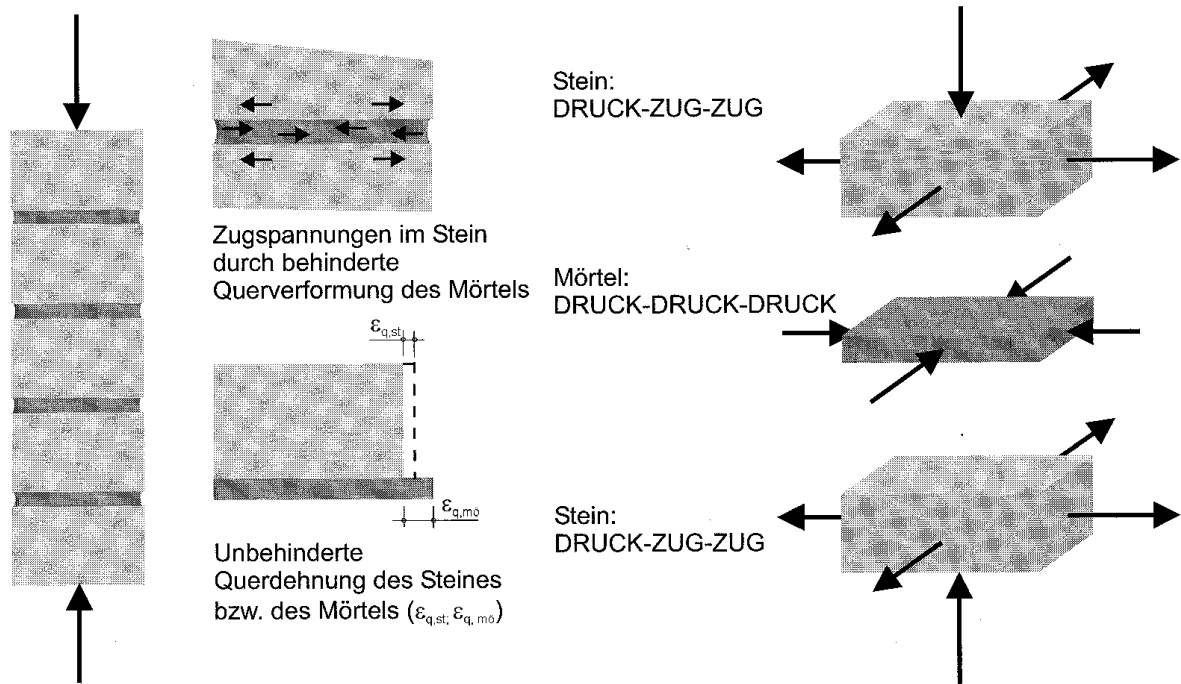


Bild 26: Verhalten Stein-Mörtel

Weitere Elemente können auch die Drucktragfähigkeit von Mauerwerk beeinflussen wie: die Steinhöhe, die Art des Mauerwerkverbandes, die Dicke der Lagerfugen, das Lochbild der Mauersteine, das Typ des Mörtels.

### 6.2.5. Mauerwerksverhalten infolge ausmittiger Drucklast

Wie schon früher erklärt wird tragendes Mauerwerk zuerst gebaut um vertikale Lasten an den darunter liegenden Bauteilen weiterzuleiten. Biegemoment lassen aber sich nicht aufgrund exzentrischer Lastenleitungen und/oder horizontal wirkende Lasten vermeiden. Sogar mit Überlagerung einer gleichzeitig wirkenden Normaldruckkraft in bestimmten Schnitten des Bauteils kann man Zugspannungen nicht ausschließen.

Der Mörtel, der in den Fugen eingebaut ist kann keine Zugspannungen aufnehmen. Dies führt zu einem Ausfall der Zugzone durch Rissbildung.

Als tragend bleibt nur ein dreiecksförmiger Druckspannungskeil. Infolge des Gleichgewichts müssen die Länge und die maximale Druckspannung am Querschnittsrand sich neu einstellen. Alle Lasten müssen jetzt durch den verbleibenden Teil des Querschnitts unter dem Druckspannungskeil übertragen werden.

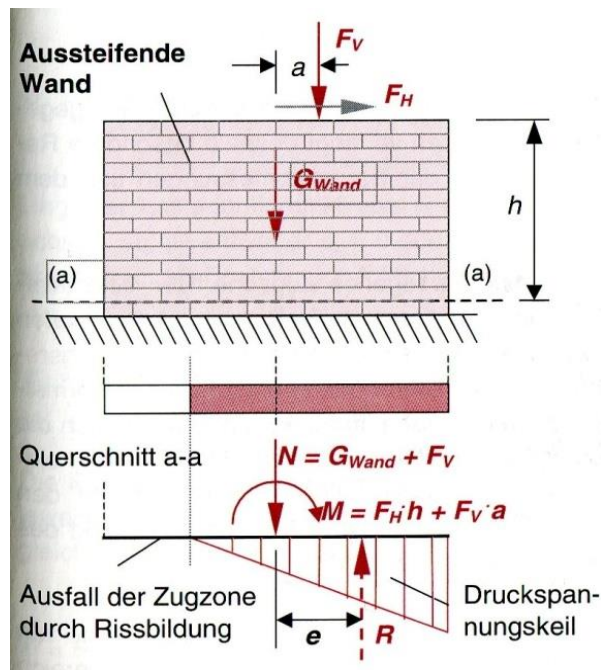


Bild 27: Darstellung der exzentrisch wirkenden Normalkraft und versagender Zugzone

### 6.2.6. Zug- und Biegezugbeanspruchung

Zug- und Biegezugfestigkeit streuen stärker als die Druckfestigkeit. Per Festlegung wird es ausgeschlossen, dass Zugspannungen rechtwinklig zur Lagerfugen sich bilden. Das heißt, dass bei Standsicherheitsnachweis von tragenden Wänden keine Zugfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge ausgenutzt werden darf. Die Zugspannungen verlaufen nur parallel zur Lagerfuge, über diese und den Stein.

Sobald es eine Stoßfuge gibt, folgt keine Spannungsübertragung. In der Tat, sind die Stoßfugen oft schlecht vermörtelt und den Fugenmörtel reißt durch Schwinden. Dies folgt zur keine Übertragung der Spannungen. Außerdem sind oft die Stoßflächen der Steine glatt. Folglich gibt es eine geringe Haftung zwischen den Mörtel und den Stein.

Laut Regeln der Festigkeitslehre beweist Mauerwerk, zumindest bis zum Bruch, ein linear elastisches Verhalten (siehe Druckversuche und Spannungs-Dehnungs-Diagramm).

Das folgende Bild (Bild 28) stellt die zwei mögliche Versagensfälle: links das Versagen der Lagerfuge und rechts das Versagen des Steins.

"Dabei wird wieder der Übergang vom homogenen zum inhomogenen Material vollzogen. Das Versagen tritt entweder durch Gleiten der Lagerfuge oder durch Zerreißen des Steins unberücksichtigt. Die in der Norm angegebenen Werte gelten als abgesichert."

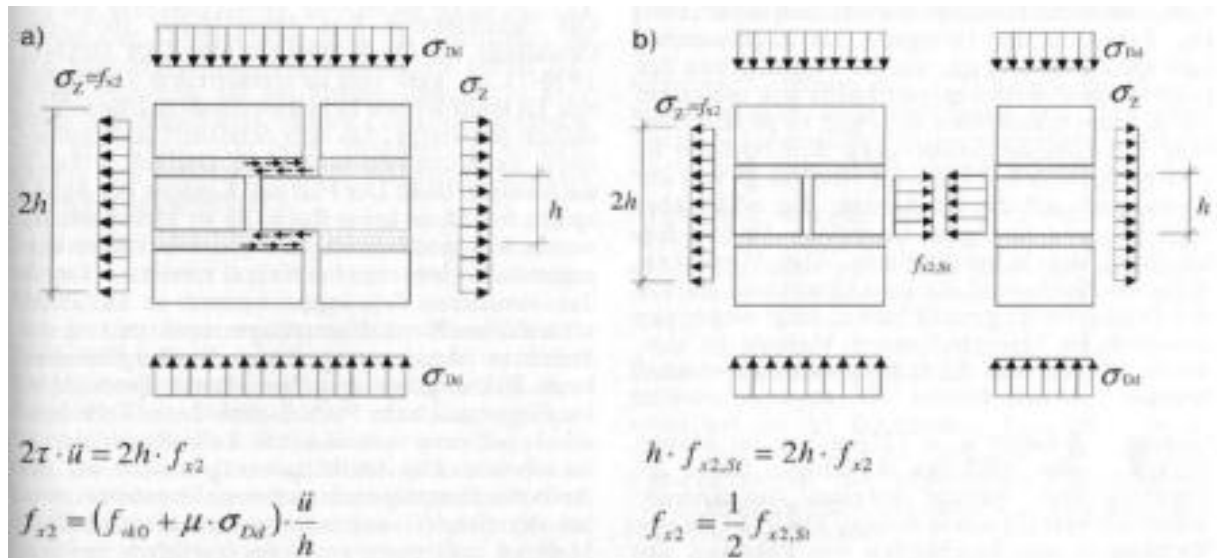


Bild 28: Versagensarten und deren Beschreibung bei Zug- und Biegezugbeanspruchung (Links a. Versagen der Fuge / Rechts b. Versagen der Stein)

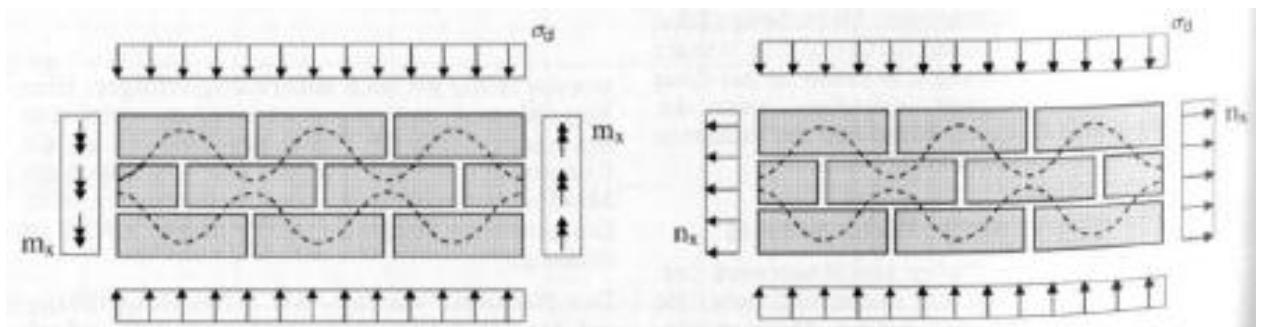


Bild 29: Spannungsfluss beim Lastabtrag in Mauerwerk unter Zug- bzw. Biegezugbeanspruchung parallel zu den Lagerfugen

Bei einer Spannungsübertragung senkrecht zur Lagerfuge versagt am meistens das Mauerwerk infolge eine Überschreitung der Haftzugfestigkeit zwischen Stein und Mörtel.

Die Haftzugfestigkeit zwischen Mörtel und Stein ist von der Qualität der Ausführung und vom Schwindmaß sehr Abhängig. Die Norm DIN 1053-1 lässt also nicht zu, dass die Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge angesetzt werden darf.

Bei einer Spannungsübertragung parallel zur Lagerfuge versagt am meistens das Mauerwerk entweder infolge eine Überschreitung der Scherfestigkeit in den Lagerfugen oder/und zur Überschreitung der Steinzugfestigkeit.

Zur erste Variante folgen das Versagen des Verbundes und dem Versagen der Reibung abhängig von Kohäsion und vertikaler Auflast. Zur zweite folgt das Versagen der Steine auf Zug.

Dies wird durch mehrere Parameter beeinflusst, wie die Steinzugfestigkeit bzw. Steinbiegezugfestigkeit, die Art des Mauerwerkverbands, die Überbindelänge  $\ddot{u}$  der Mauersteine von Schicht zu Schicht, die Haftscherfestigkeit zwischen Stein und Mörtel oder eine vorhandene Auflast.

### 6.2.7. Schub- und Scherbeanspruchung

Es ist wichtig, dass man bei einer Schubbeanspruchung zwischen Scheibenschub und Plattenschub unterscheidet.

Die Länge der Wand spielt auch eine Rolle bei der Schubspannungsverteilung.

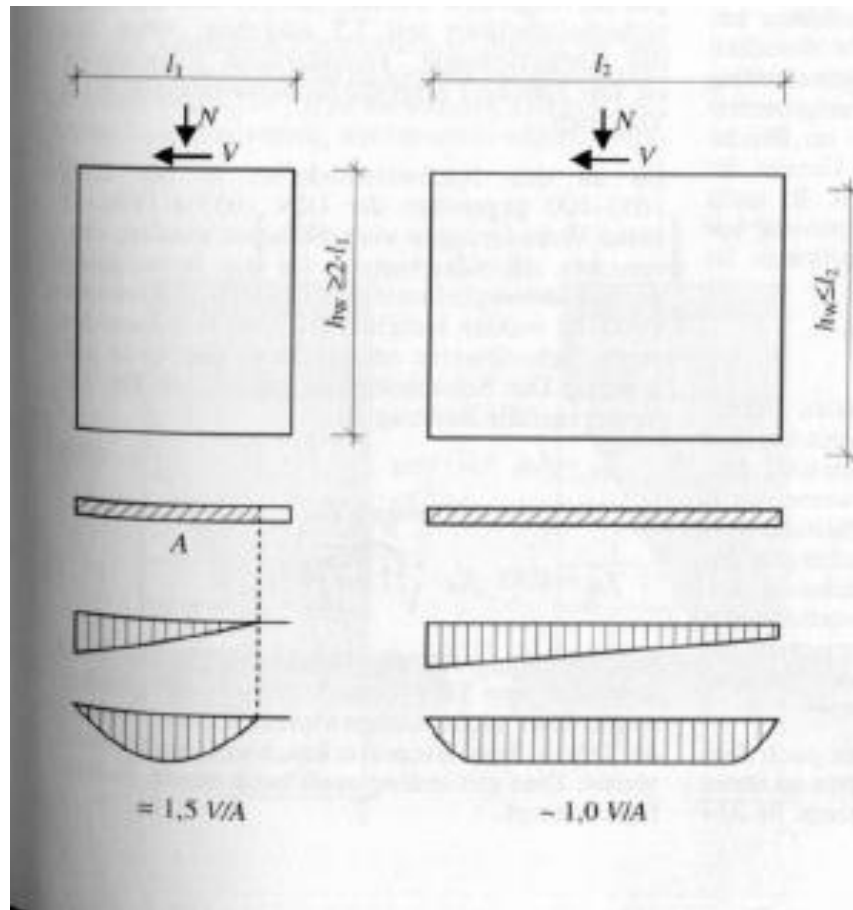


Bild 30: Schubspannungsverteilung in kurzen und in langen Wänden

Man soll wissen, dass aufgrund der Mörtel Ausführung (Mörtel nicht unbedingt überall verteilt), der Randablösungen infolge Schwinden und der Reibung, die nicht mitspielt, weil senkrecht zur Stoßfuge keine Druckspannungen vorhanden sind, nur kleine Schubspannungen in den Stoßfugen übertragen werden können.

In den Lagerfugen sind Schubspannungen vorhanden. Sie erzeugen aber ein Drehmoment am Einzelstein. Um den Gleichgewicht zu behalten soll dieses Phänomen durch Kräfte verhindert werden.

Die Schubfestigkeit ist von verschiedenen Parametern beeinflusst, wie die Druck- und Zugfestigkeit des Mauerwerks, die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Mauerwerkstein und der Wert der Auflast, da es Auswirkungen auf die Reibung hat.

### 6.2.8. Versagensfälle

Man erkennt drei Möglichkeiten von Versagenfällen unterscheiden:

- das Versagen des Mauerwerks auf Druck
- das Versagen der Mauersteine auf Schub- bzw. Zugbeanspruchung (Steinversagen)
- das Versagen der Lagerfuge auf Abscheren (Fugenversagen)

Ein Versagen des Mauerwerks auf Druck kommt aus erheblichen Lasten die zu einem Bruch infolge der Überschreitung der Druckfestigkeit des Steines führen.

Ein Steinversagen tritt oft, wenn die Schubspannungen nicht entlang der Stoßfuge übertragen werden können. Diese müssen "theoretisch" von den Mauersteinen abgenommen werden aber die Mauersteine versagen wegen zu Höhe Zugkräften.

Sogar bei geringeren Lasten kann ein Versagen auftreten. In der Tat sind in diesem Fall die Druckspannungen kleiner, da diese kleiner sind, ist aber die mobilisierbare Reibung auch deutlich kleiner. Dies führt zum Versagen der Fuge durch eine Überschreitung der Scherfestigkeit zwischen Mörtel und Stein.

In dem unteren Bild sind die möglichen Versagen dargestellt.

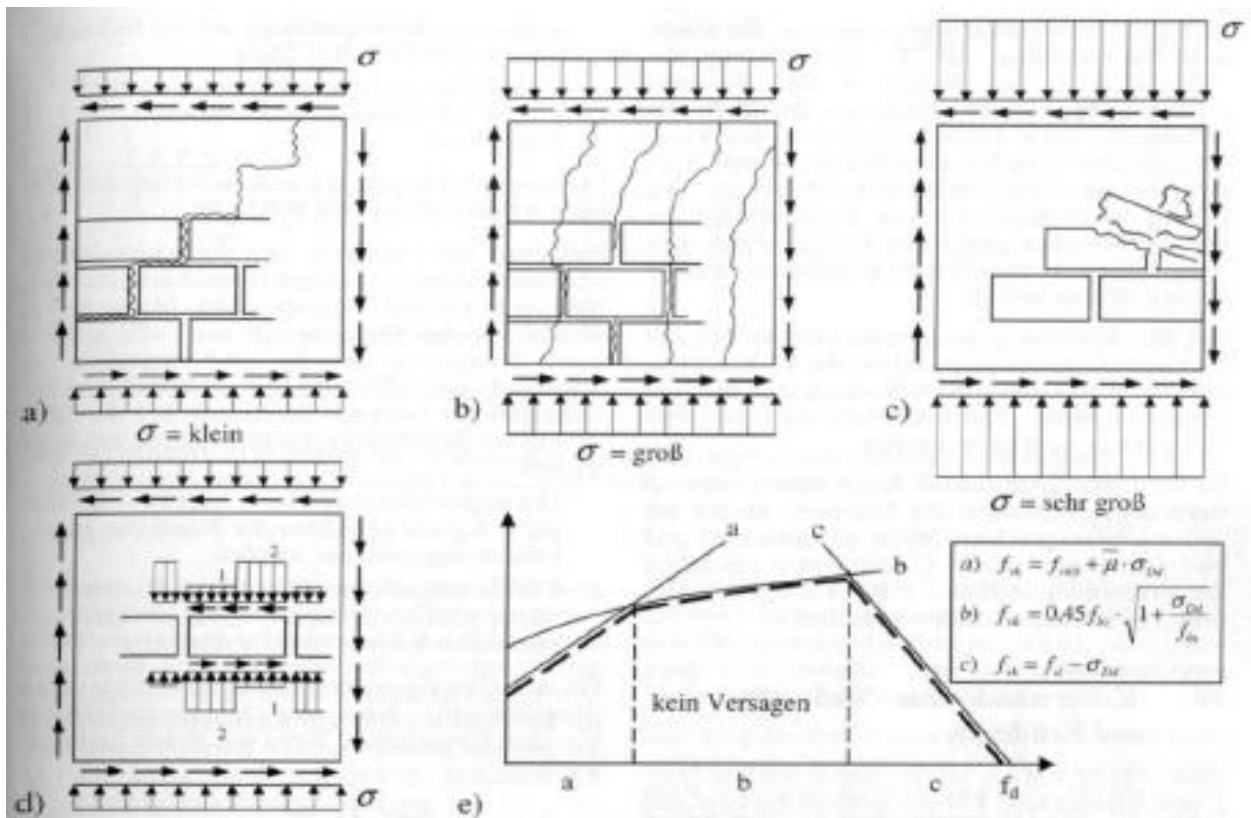


Bild 31: Unterschiedliche Versagensarten bei Schubbeanspruchung und zugehörige Schubfestigkeiten (nach Mann/Müller)

Das Diagramm e) und die folgende Abbildung zeigen die Abhängigkeit zwischen die Schubspannung  $\tau$  und die Normalspannungen  $\sigma$  (Druckspannungen  $\sigma_D$  bzw. Biegezugspannungen  $\sigma_Z$ ).

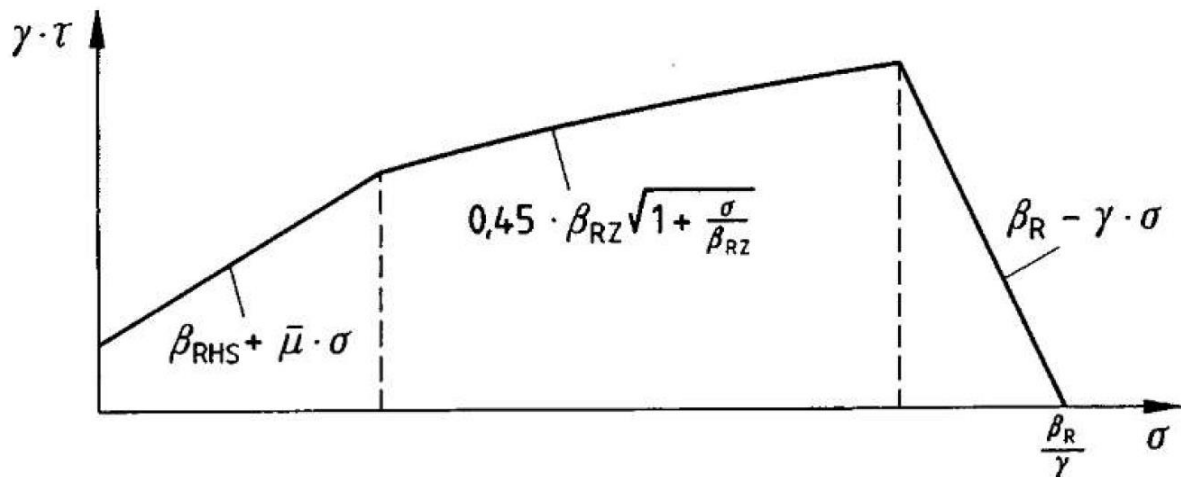


Bild 32: Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub

### 6.2.9. Schubnachweis nach DIN 1053-1

Die DIN 1053-1 gibt den folgenden Schubnachweis:

"Die Schubspannungen sind nach der technischen Biegelehre bzw. nach der Scheibentheorie für homogenes Material zu ermitteln, wobei Querschnittsbereiche, in denen die Fugen rechnerisch klaffen, nicht in Rechnung gestellt werden dürfen. Die unter Gebrauchslast vorhandenen Schubspannungen  $\tau$  und die zugehörige Normalspannung  $\sigma$  in der Lagerfuge müssen folgenden Bedingungen genügen:

Scheibenschub:

$$\gamma * \tau \leq \beta_{RHS} + \bar{\mu} * \sigma$$

$$\gamma * \tau \leq 0,45 * \beta_{RHS} * \sqrt{1 + \sigma / \beta_{RZ}}$$

Plattenschub:

$$\gamma * \tau \leq \beta_{RHS} + \mu * \sigma$$

Hierin bedeuten:

$\beta_{RHS}$  Rechenwert der abgeminderten Haftscherfestigkeit.

Es gilt  $\beta_{RHS} = 2 * \sigma_{oHS}$  mit  $\sigma_{oHS}$  Tabelle 5. Auf die erforderliche Vorbehandlung von Steinen und Arbeitsfugen entsprechend 9.1 wird besonders hingewiesen.

$\mu$  Rechenwert des Reibungsbeiwertes.

Für alle Mörtelarten darf  $\mu = 0,6$  angenommen werden.

$\bar{\mu}$  Rechenwert des abgeminderten Reibungsbeiwertes.

Mit der Abminderung wird die Spannungsverteilung in der Lagerfuge längs eines Steins berücksichtigt. Für alle Mörtelgruppen darf  $\bar{\mu} = 0,4$  gesetzt werden.

$\beta_{RZ}$  Rechenwert der Steinzugfestigkeit. Es gilt:

$$\beta_{RZ} = 0,025 * \beta_{NST} \text{ für Hohlblocksteine}$$

$$\beta_{RZ} = 0,033 * \beta_{NST} \text{ für Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen oder Grifflöchern}$$

$$\beta_{RZ} = 0,040 * \beta_{NST} \text{ für Vollsteine ohne Grifföffnungen oder Grifflöcher}$$

$\beta_{NSL}$  Nennwert der Steindruckfestigkeit (Steindruckfestigkeitsklasse)

$\gamma$  Sicherheitsbeiwert nach 7.9.1

Bei Rechteckquerschnitten genügt es, den Schubnachweis für die Stelle der maximalen Schubspannung zu führen. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist außerdem der Nachweis am Anschnitt der Teilquerschnitte zu führen."

Das folgende Diagramm stellt auch die Abhängigkeit zwischen die Schubspannung  $\tau$  und die Normalspannungen  $\sigma$  (Druckspannungen  $\sigma_D$  bzw. Biegezugspannungen  $\sigma_Z$ ). Zusätzlich sind die drei Bereiche deutlich getrennt.

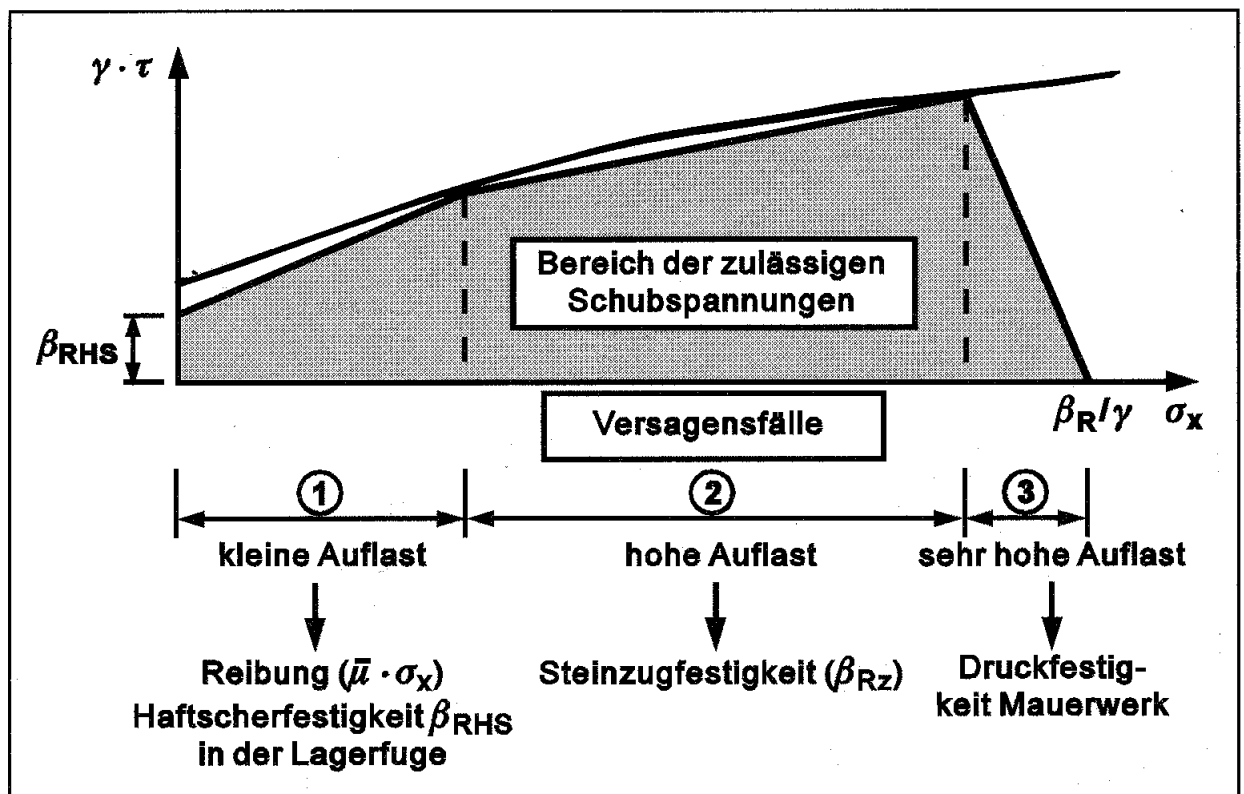


Bild 33: Hüllkurvendiagramm bei Schubbeanspruchung

## 7 Decke

### 7.1. Allgemeines

Die statischen Nachweise und maßgeblichen Konstruktionspläne zu den beiden Doppelhaushälften liegen nicht vor. Die Modellierung der Decken wird demnach aus Plausibilitätsüberlegungen heraus gewählt. Die Grundrisse der beiden Doppelhaushälften sind in den Bildern 34 und 35 dargestellt. Die angesetzten tragenden Strukturen, d.h. die Auflagerwände und Stützen für die Decke über dem Erdgeschoss sind zusätzlich kenntlich gemacht.

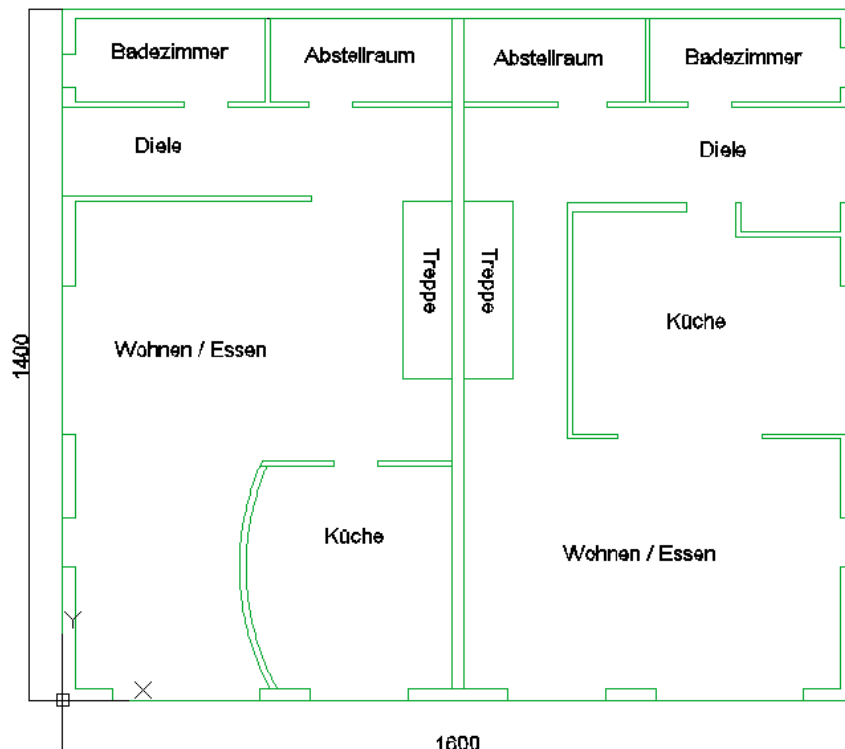


Bild 34: Grundriss Erdgeschoss

Es werden folgende Untervarianten der Berechnungen durchgeführt:

#### **Variante 1**

Starre vertikale Auflagerung der Erdgeschossdecke (beide Doppelhaushälften), Liniengelenk entlang der tragenden Wände des Erdgeschosses, keine Zugübertragung entlang der Linienlager, keine Berücksichtigung der Innenwände des Obergeschosses

#### **Variante 2**

Wie Variante 1, jedoch Berücksichtigung der Innenwände des Obergeschosses als Linienlasten

#### **Variante 3**

Wie Variante 2, vertikale Steifigkeit der Wände des Erdgeschosses durch Linienfedern (horizontale Steifigkeit ist fest)



### Variante 4

Wie Variante 3, Federsteifigkeit (in vertikale und horizontale Richtung) der Wände des Erdgeschosses werden programmintern berechnet.

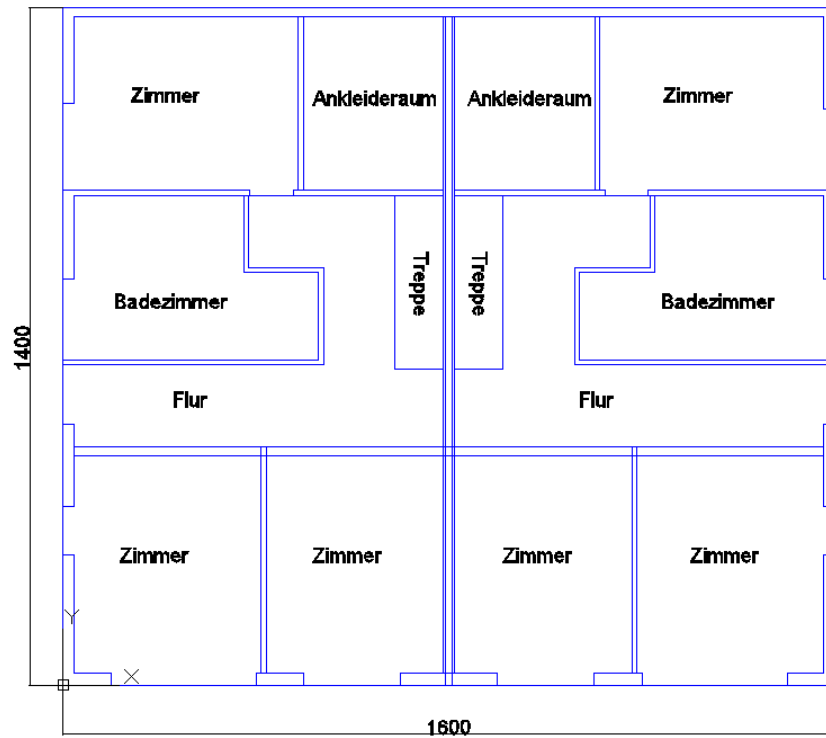


Bild 35: Grundriss Obergeschoss

## 7.2. Einwirkungen und Materialkenngrößen

Die in den folgenden statischen Berechnungen angesetzten Einwirkenden Größen werden im Folgenden zusammengestellt. Da sich die Berechnungen auf die tatsächlich auftretenden Verformungen und Belastungsgrößen erstrecken werden mit den charakteristischen Einwirkungsgrößen gerechnet (keine Teilsicherheitsbeiwerte).

<b>Eigengewicht</b>	Decke	Deckenstärke = 18 cm	$g_1$ (vom Programm berechnet)
		<i>Betongüte C25/30 nach DIN 1045-1 : 2008-08</i>	
	Estrich		$g_2 = 2,40 \text{ kN/m}^2$

<b>Innenwände</b>	$d = 11,5 \text{ cm}$	$g_x = 10 \text{ kN/m}$
-------------------	-----------------------	-------------------------

<b>Nutzlast</b>	$p_1 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
-----------------	-----------------------------

<b>Teilsicherheitsbeiwert Einwirkungen</b>	$\gamma = 1,0$
(Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)	

### Materialkennwerte Beton C25/30 nach DIN 1045-1 : 2008-08

#### Haupt-Kennwerte

Elastizitätsmodul	E	2670.00	$\text{kN/cm}^2$
Schubmodul	G	1112.50	$\text{kN/cm}^2$
Poissonsche Zahl (Querdehnzahl)	$\nu$	0.200	
Spezifisches Gewicht	$\gamma$	25.00	$\text{kN/m}^3$
Temperaturdehnzahl (Wärmedehnzahl)	$\alpha$	1.0000E-05	$1/^\circ\text{C}$

#### Zusätzliche Kennwerte

Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit	$f_{ck}$	2.50	$\text{kN/cm}^2$
Charakteristische Würfeldruckfestigkeit	$f_{cu,k}$	3.00	$\text{kN/cm}^2$
Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit	$f_{cm}$	3.30	$\text{kN/cm}^2$
Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit	$f_{ctm}$	0.26	$\text{kN/cm}^2$
5%-Quantil der zentrischen Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.05}$	0.18	$\text{kN/cm}^2$
95%-Quantil der zentrischen Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.95}$	0.33	$\text{kN/cm}^2$
Mittelwert des Elastizitätsmoduls	$E_{cm}$	2670.00	$\text{kN/cm}^2$
Grenzdehnung bei zentrischem Druck	$\epsilon_{c1}$	-2.200E-03	
Bruchdehnung	$\epsilon_{c1u}$	-3.500E-03	
Exponent der Parabel	n	2.000	
Grenzdehnung bei zentrischem Druck	$\epsilon_{c2}$	-0.002	
Bruchdehnung	$\epsilon_{c2u}$	-3.500E-03	
Grenzdehnung bei zentrischem Druck	$\epsilon_{c3}$	-1.350E-03	
Bruchdehnung	$\epsilon_{c3u}$	-3.500E-03	
Wert nach Tabelle 29 der Norm DIN 1045-1	$\rho$	0.001	

### 7.3. Statische Berechnung Decke über EG

Die Berechnungen sind linearelastisch ausgeführt.

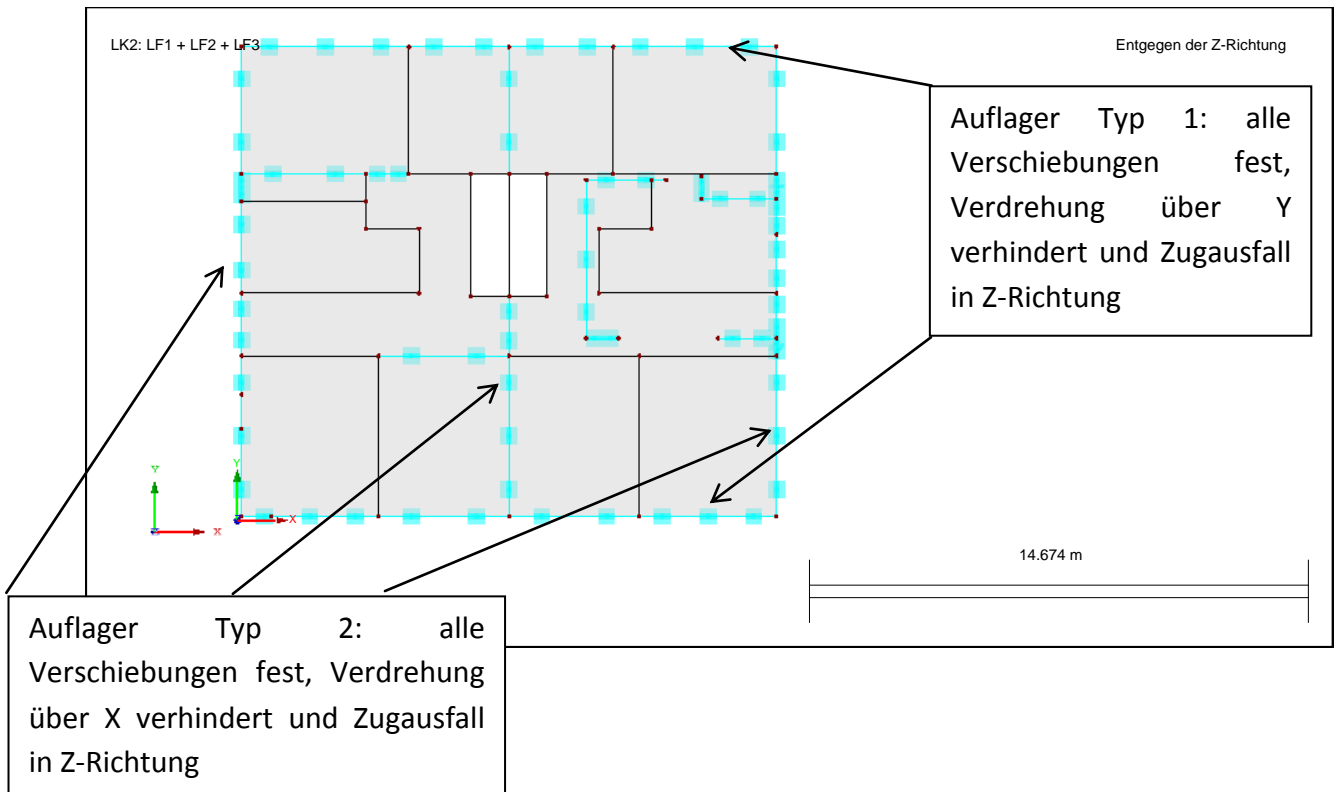
Die Verformung  $u$  stellt immer die absolute Gesamtverschiebung dar.

Die Hauptmomente werden aus den Momenten  $m_x$ ,  $m_y$  und Drillmomenten  $m_{xy}$  mit den folgenden Formeln ermittelt:

$m_1$	<p>Biegemoment in Richtung der Hauptachse 1</p> $\frac{1}{2} \left( m_x + m_y + \sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4 \cdot m_{xy}^2} \right)$
$m_2$	<p>Biegemoment in Richtung der Hauptachse 2</p> $\frac{1}{2} \left( m_x + m_y - \sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4 \cdot m_{xy}^2} \right)$

## 7.4. Variante 1: Ohne Wände von OG

### 7.4.1. Statisches System



An den Treppen befinden sich Öffnungen in der Decke.

An den Fenstern des Erdgeschosses sind Unterzüge berücksichtigt.

Die Wände des Erdgeschosses sind als Linienauflager ohne Aufnahme von Zug berücksichtigt.

Die Kräfte werden mit den entsprechenden Sicherheitsfaktoren kombiniert, um das Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erhalten.

### 7.4.2. Lasten

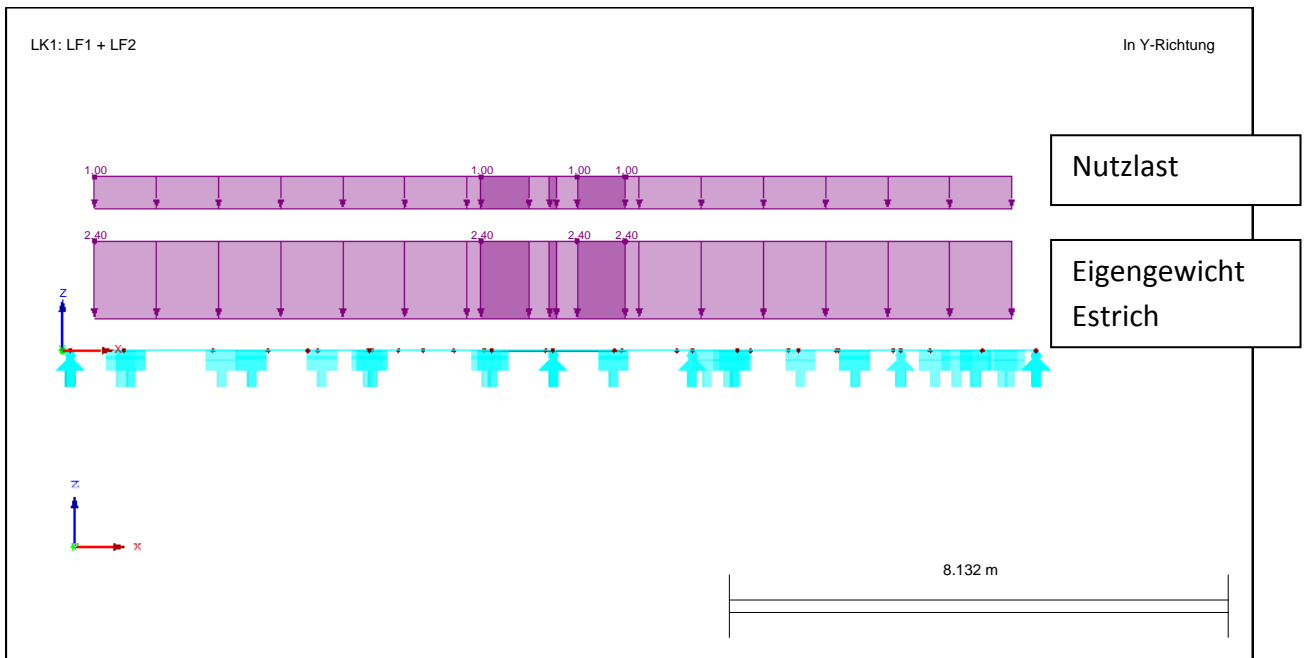


Bild 36: Eigengewicht Estrich + Nutzlast

### 7.4.3. Ergebnisse

#### Verformungen

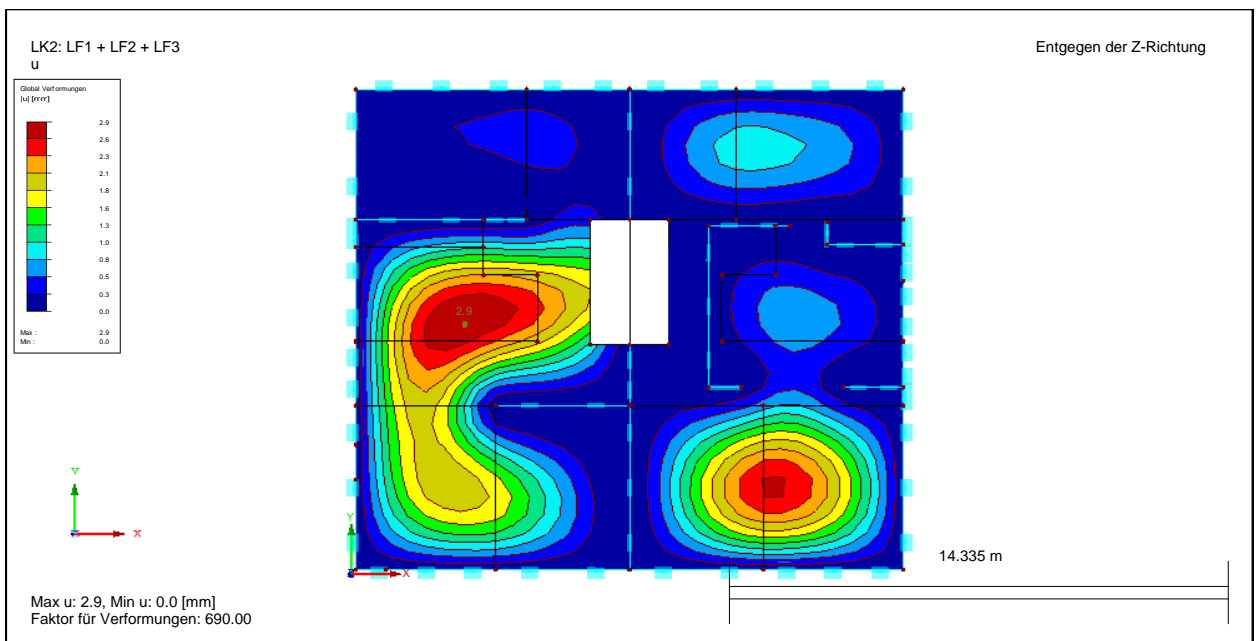
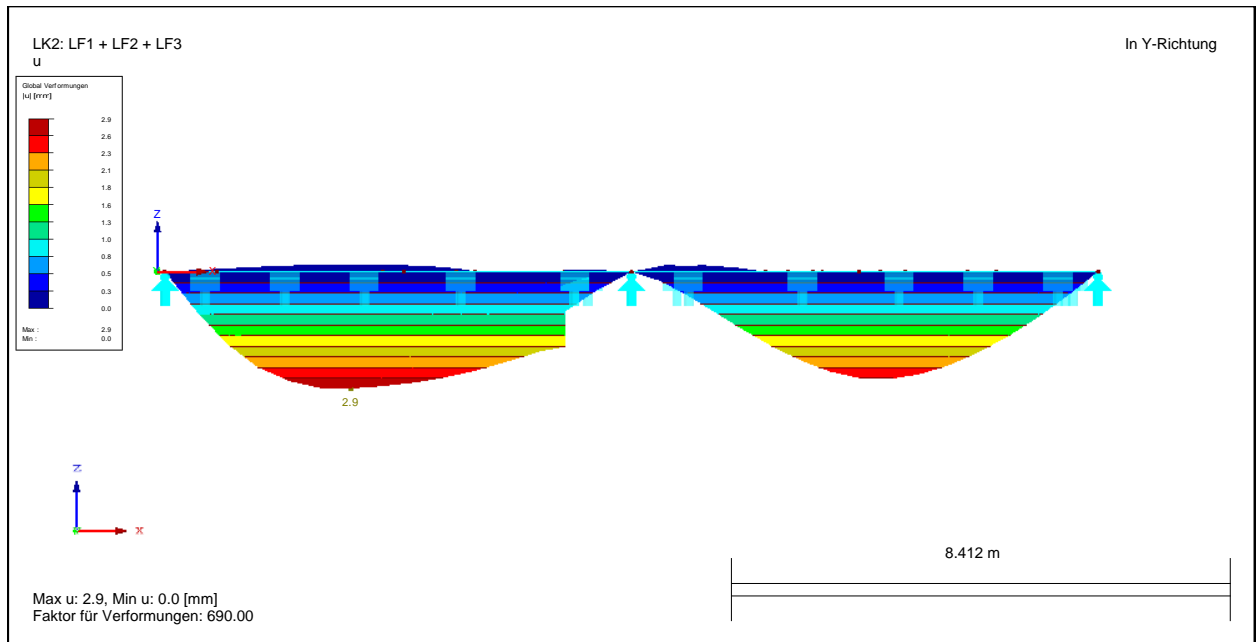
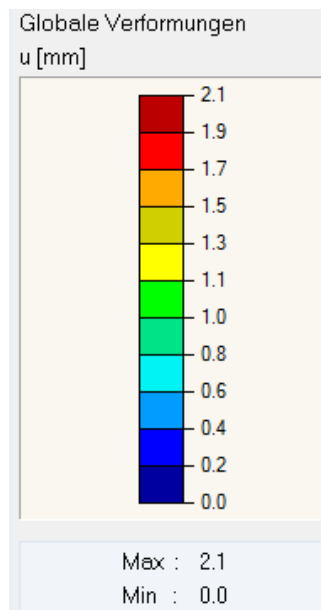


Bild 37: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung)



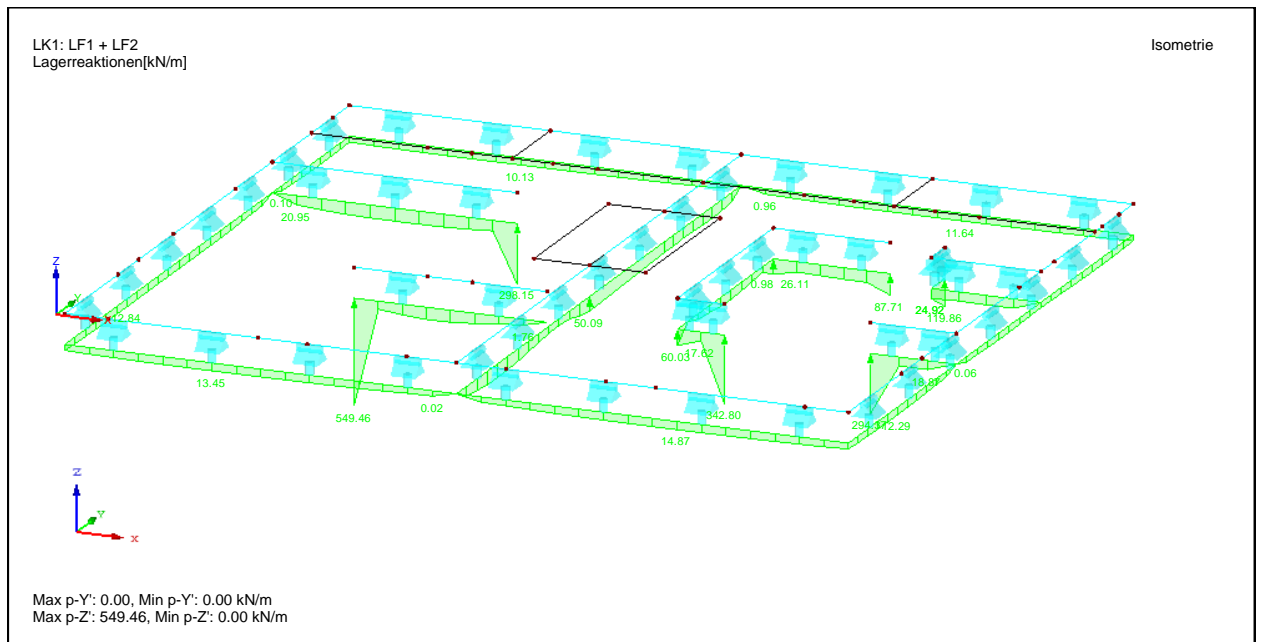
**Bild 38: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung)**



**Bild 39: Farbskala Durchbiegung**

Bei diesem statischen Modell liegt die maximale Durchbiegung bei 2,1 mm.

## Auflagerreaktionen



**Bild 40: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht)**

## Hauptmomente

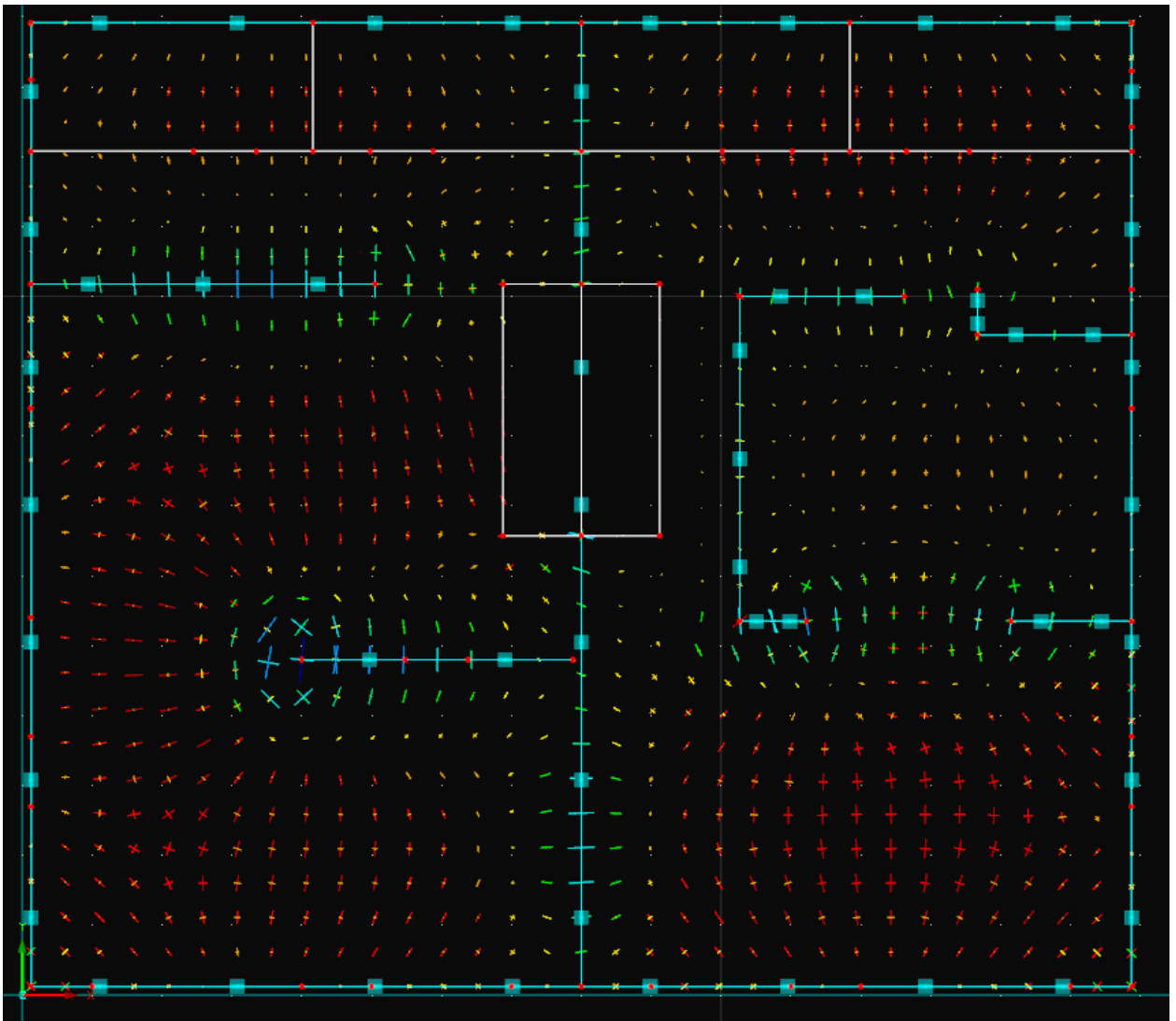


Bild 41: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung)

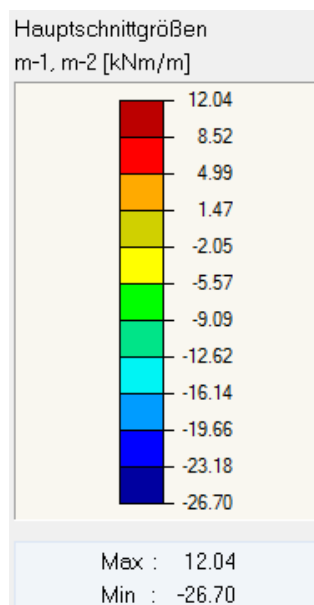
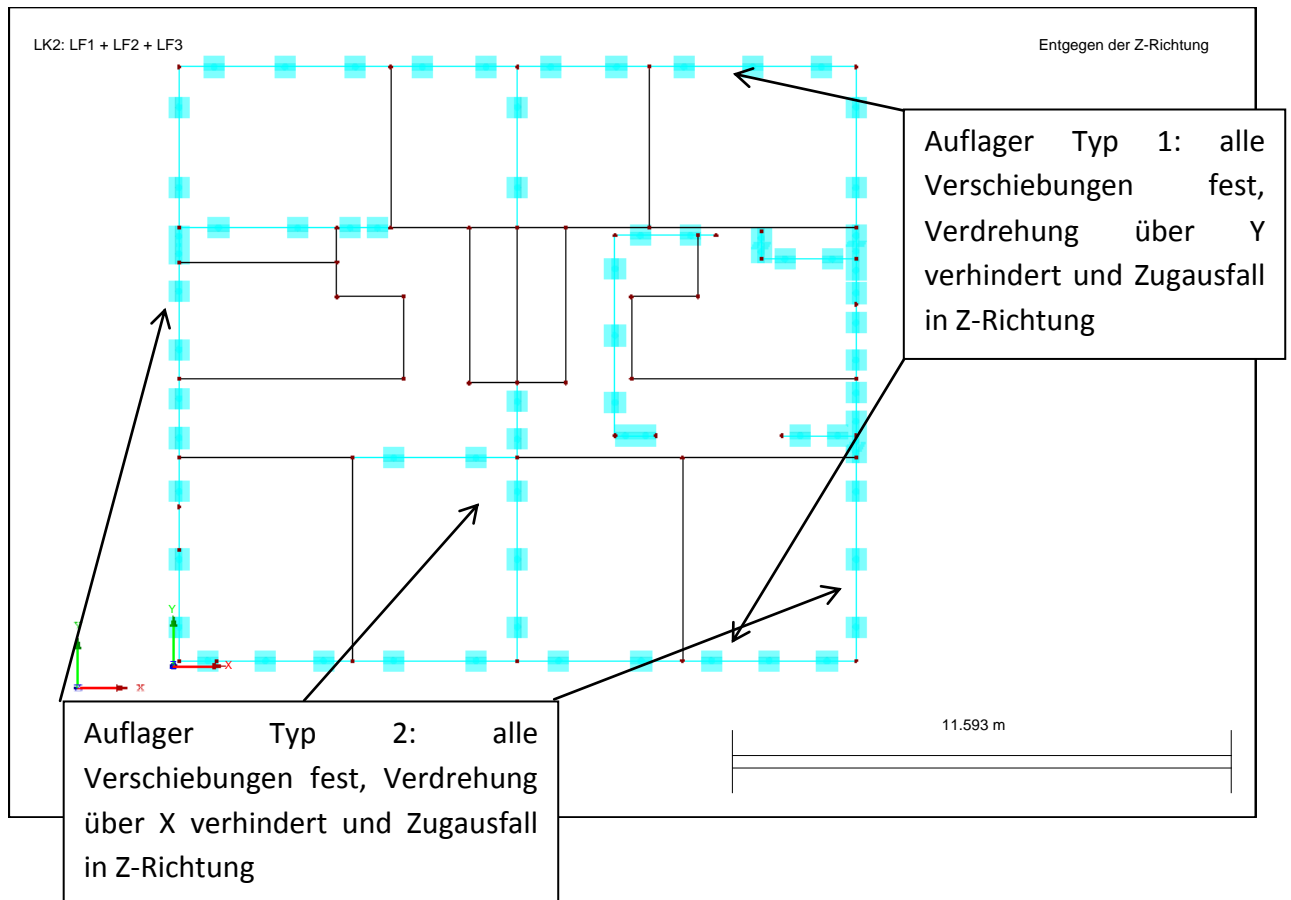


Bild 42: Farbskala Hauptmomente



## 7.5. Variante 2: Wände OG als Linienlast

### 7.5.1. Statisches System



An den Treppen befinden sich Öffnungen in der Decke.

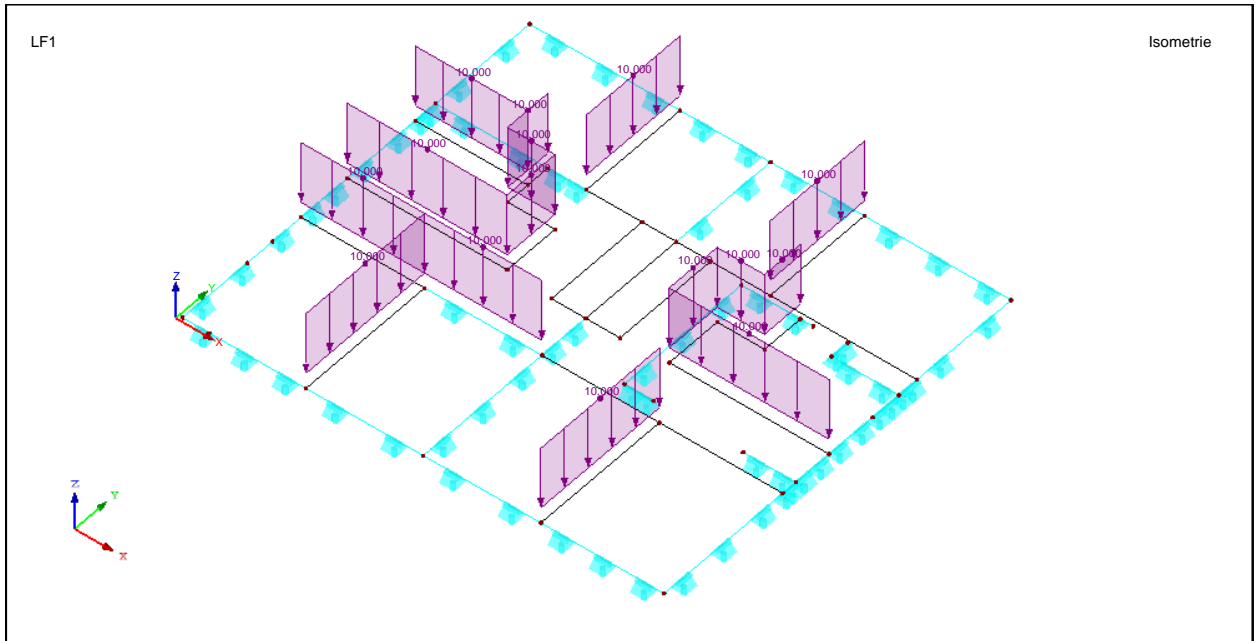
An den Fenstern des Erdgeschosses sind Unterzüge berücksichtigt.

Die Wände des Erdgeschosses sind als Linienauflager ohne Aufnahme von Zug berücksichtigt.

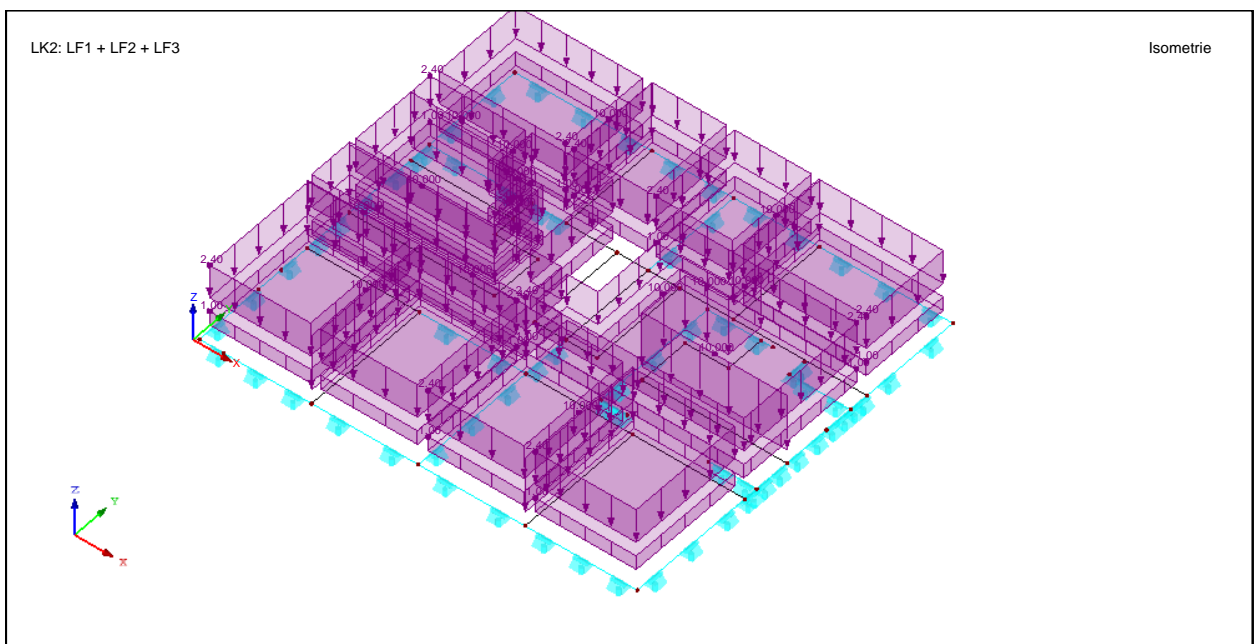
Zusätzlich wirken die Eigengewichtslasten der Wände des Obergeschosses.

Diese werden über Linienlasten von 10 kN/m berücksichtigt.

### 7.5.2. Lasten



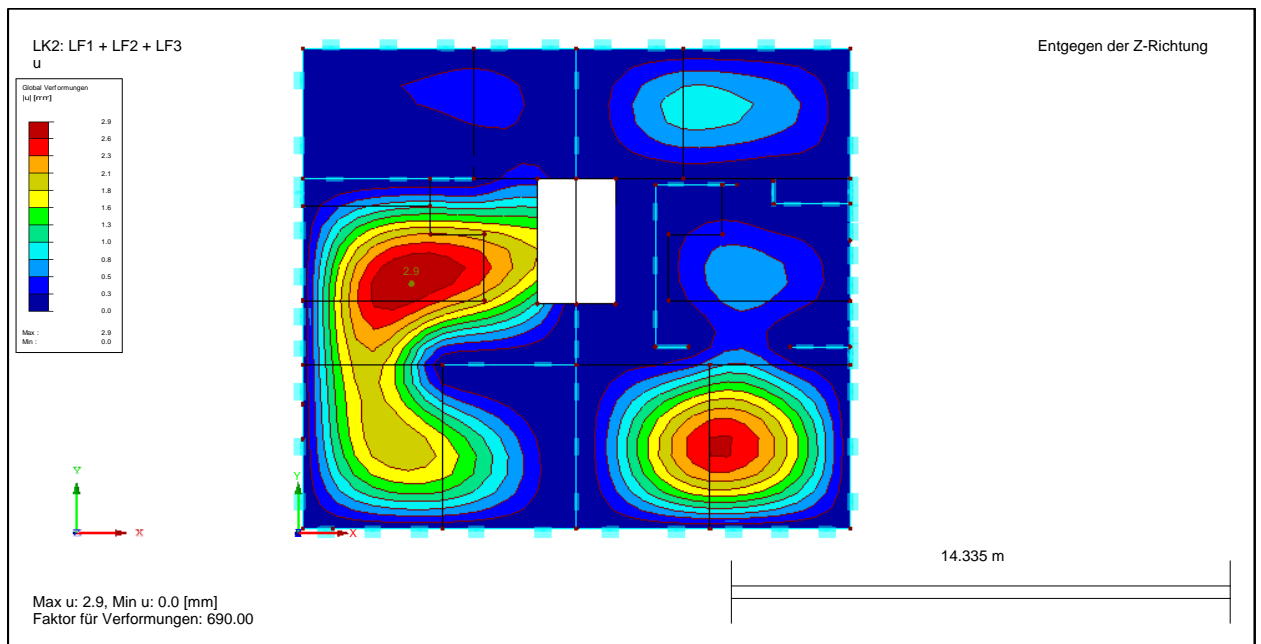
**Bild 43: Linienlasten aus den Wänden im Obergeschoss**



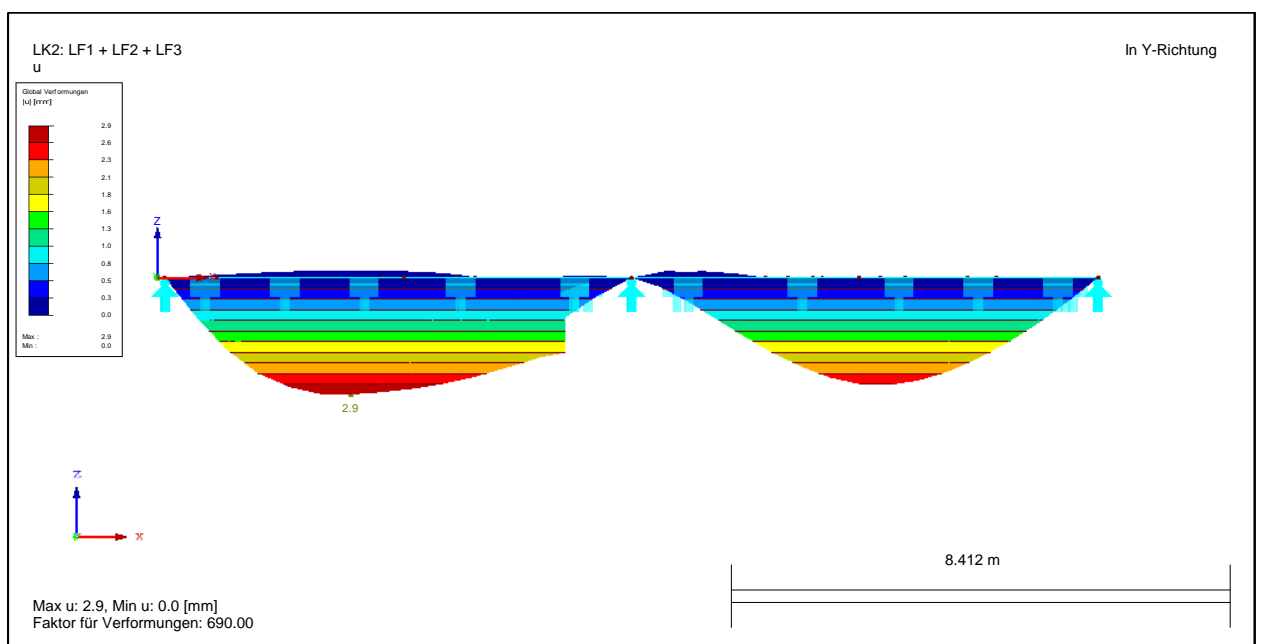
**Bild 44: Eigengewicht Estrich + Nutzlast + Wände**

### 7.5.3. Ergebnisse

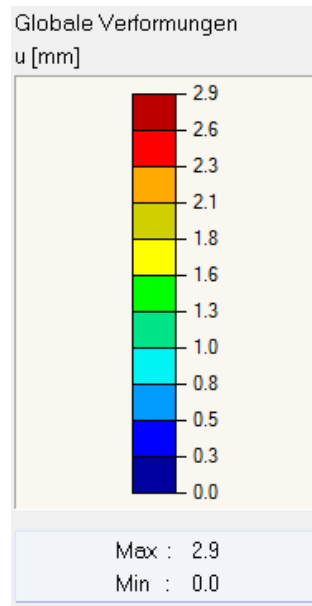
#### Verformungen



**Bild 45: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung)**



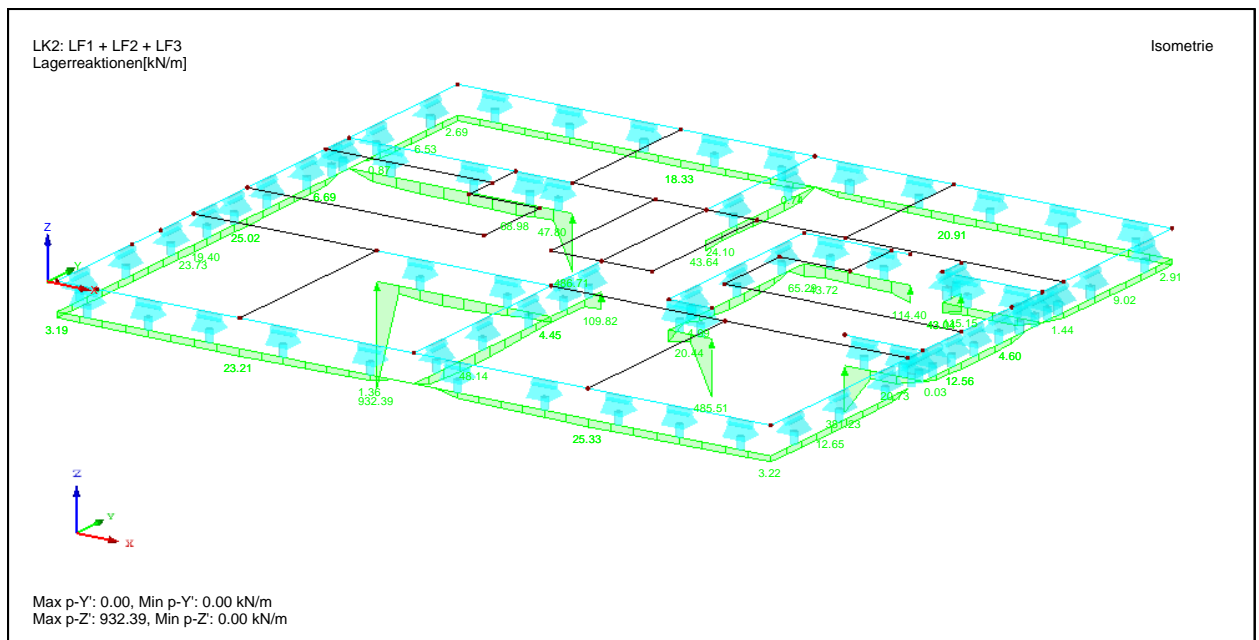
**Bild 46: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung)**



**Bild 47: Farbskala Durchbiegung**

Bei diesem statischen Modell liegt die maximale Durchbiegung bei 2,9 mm. Aufgrund der zusätzlichen Lasten aus den Innenwänden des Obergeschosses sind die Durchbiegungen etwas größer.

### Auflagerreaktionen



**Bild 48: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht)**

## Hauptmomente

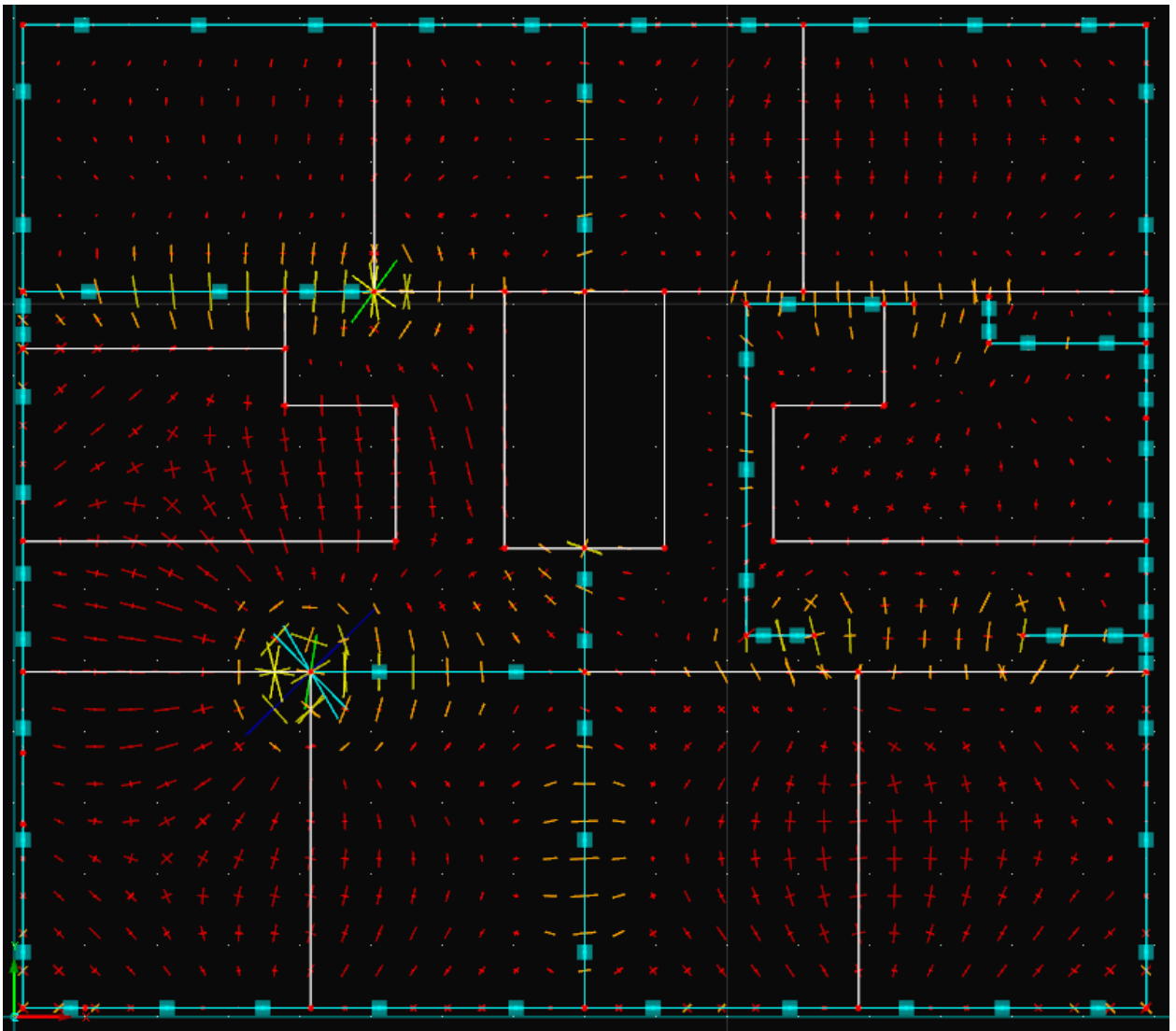


Bild 49: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung)

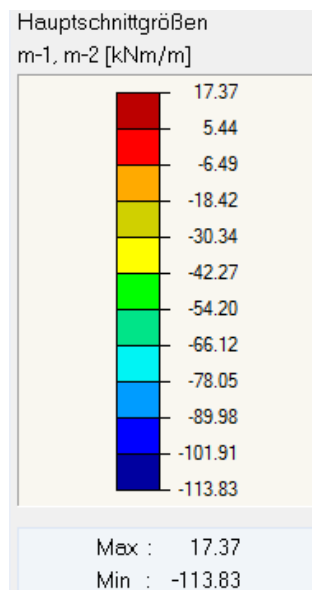
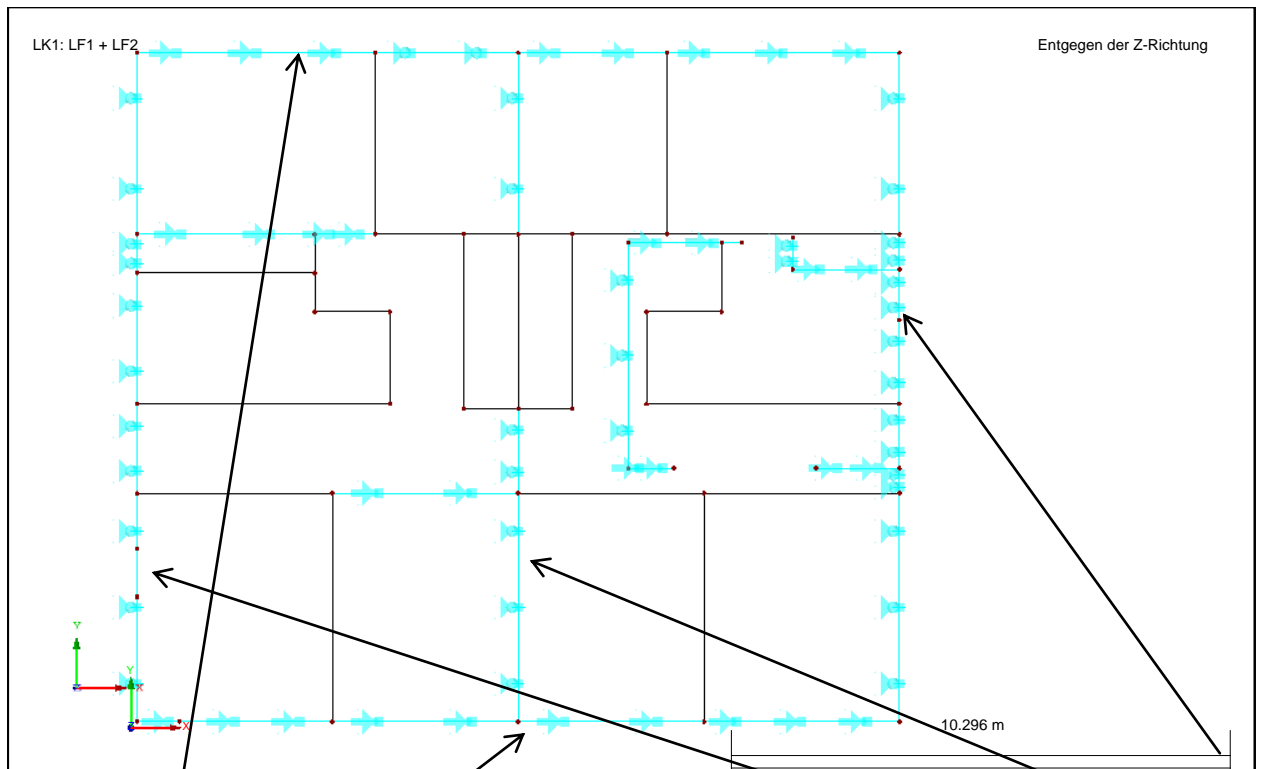


Bild 50: Farbskala Hauptmomente

## 7.6. Variante 3: Wände OG als Linienlast, Auflager als Feder

### 7.6.1. Statisches System



Auflager Typ 1: Verschiebungen in X und Y-Richtungen fest, Federkonstante von  $110895 \text{ kN/m}^2$  mit Zugausfall in Z-Richtung. Verdrehung in Y verhindert.

Auflager Typ 2: Verschiebungen in X und Y-Richtungen fest, Federkonstante von  $110895 \text{ kN/m}^2$  mit Zugausfall in Z-Richtung. Verdrehung in X verhindert.

An den Treppen befinden sich Öffnungen in der Decke.

An den Fenstern des Erdgeschosses sind Unterzüge berücksichtigt.

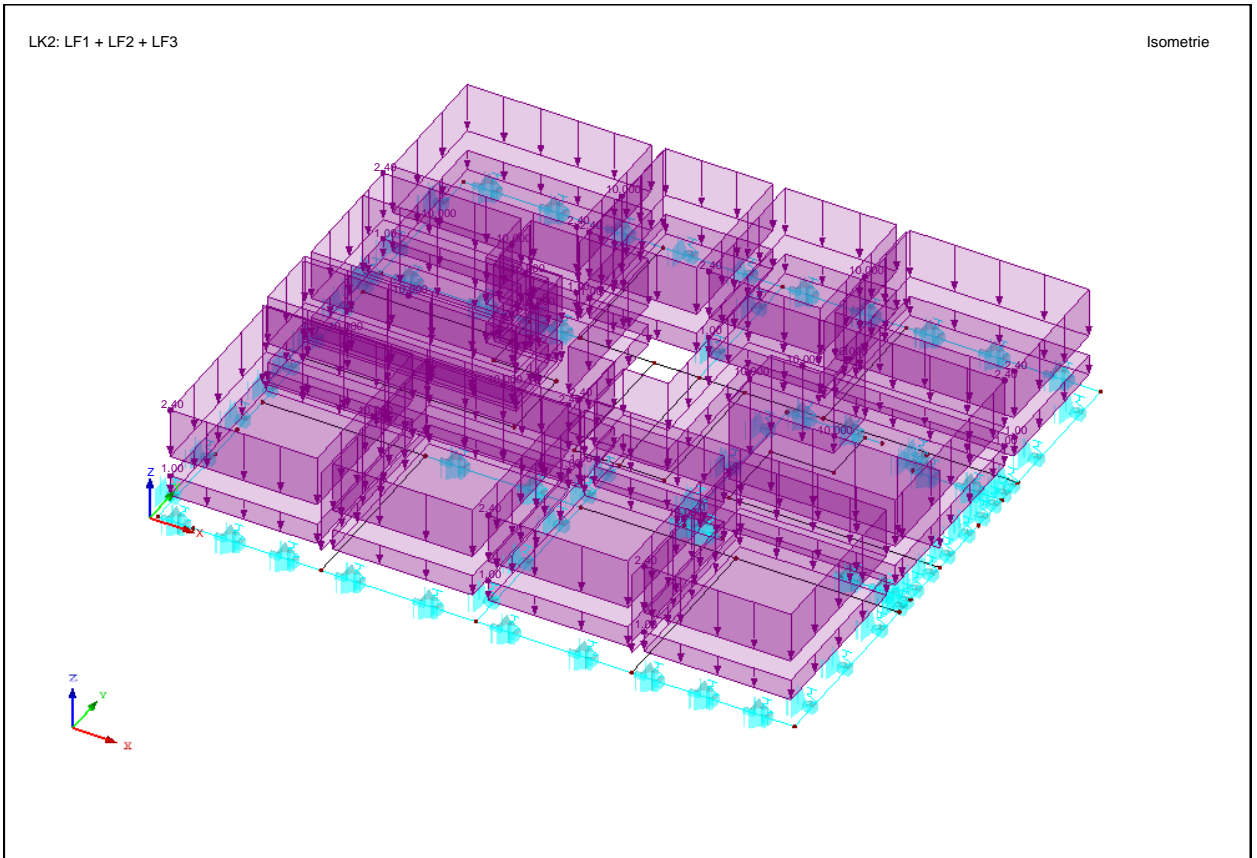
Die Wände des Erdgeschosses sind als Linienauflager ohne Aufnahme von Zug berücksichtigt.

Die Linienauflager sind aber nicht mehr in der Z-Richtung starr sondern werden als Feder mit einer Federsteifigkeit von  $EA/I=110895 \text{ kN MN/m}^2$  angesetzt mit  $E=114 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$ ,  $A=\text{Wanddicke} \cdot 1\text{m}$  und  $I=\text{Wandhöhe}$

Zusätzlich wirken die Eigengewichtslasten der Wände des Obergeschosses.

Diese werden über Linienlasten von  $10 \text{ kN/m}$  berücksichtigt.

## 7.6.2. Lasten



**Bild 51: Eigengewicht Estrich + Nutzlast + Wände**

### 7.6.3. Ergebnisse

#### Verformungen

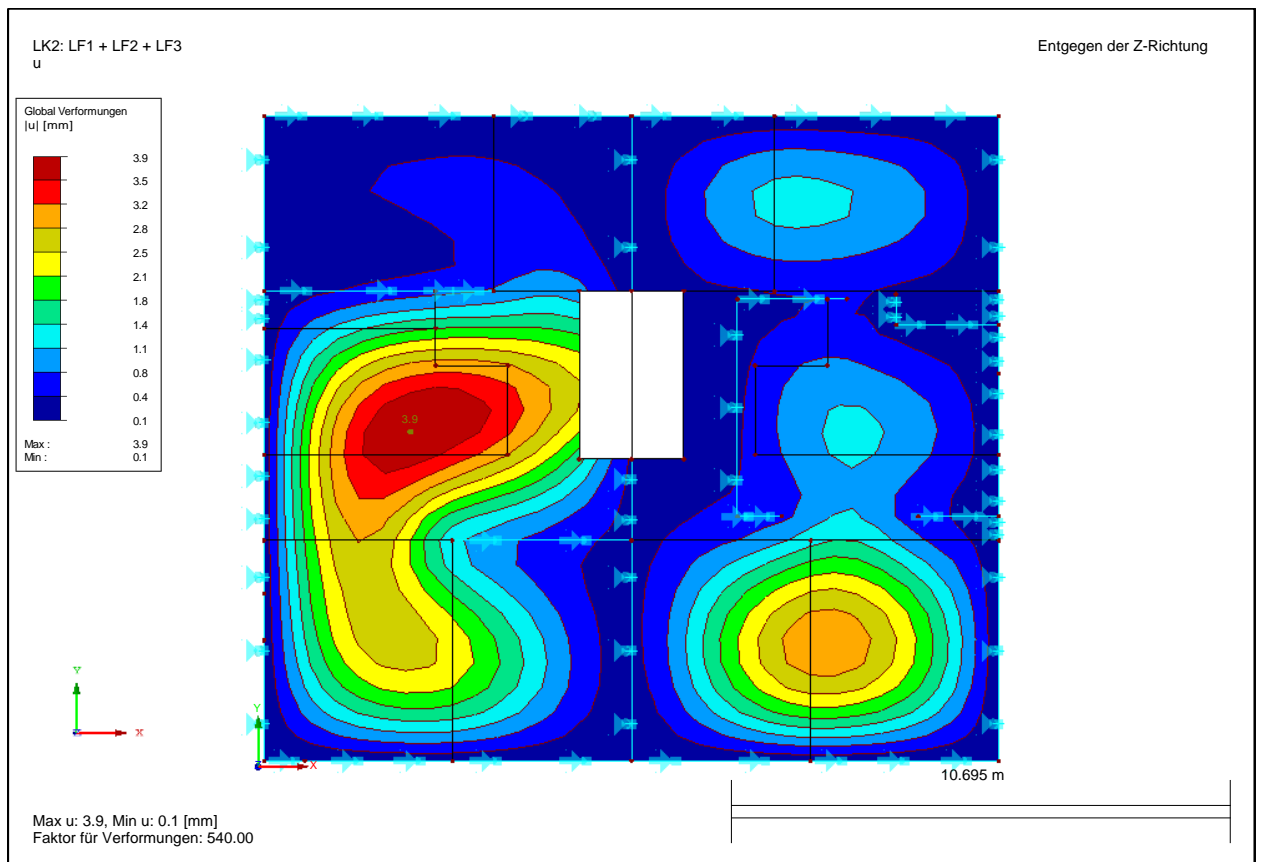
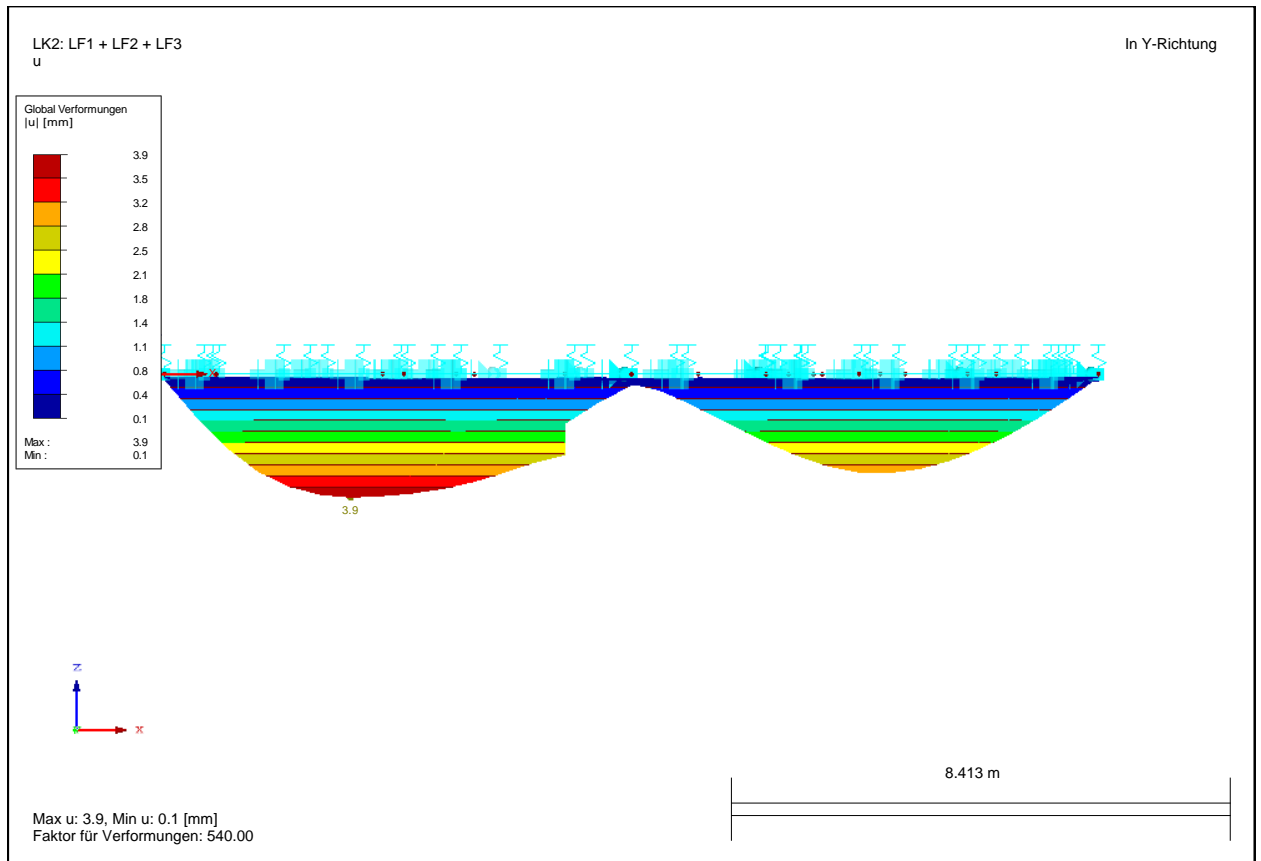
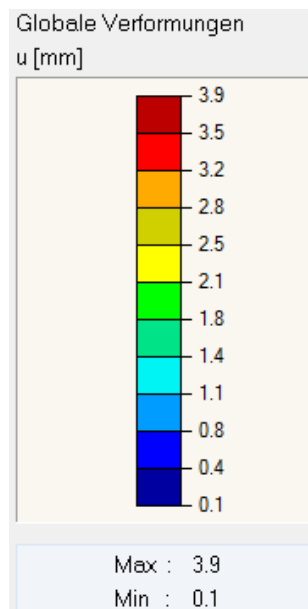


Bild 52: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung)





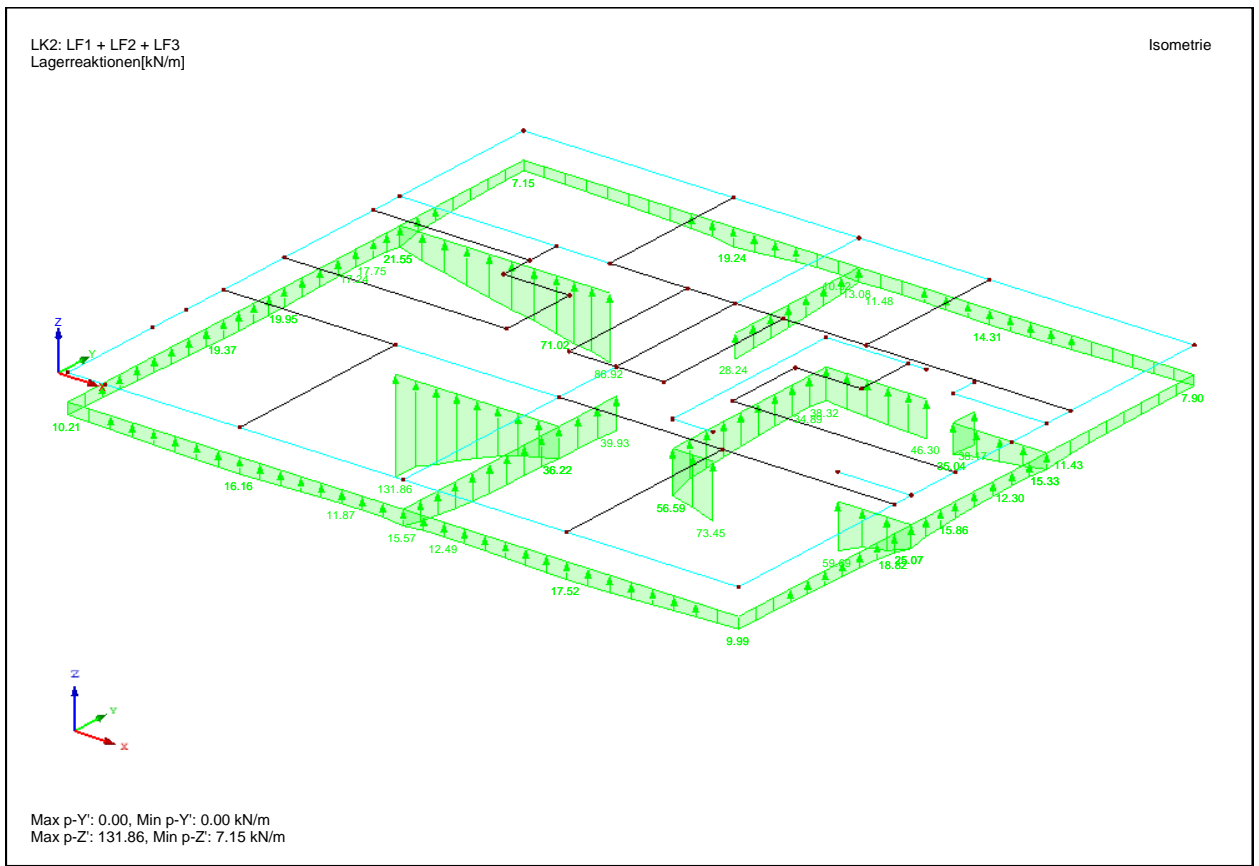
**Bild 53: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung)**



**Bild 54: Farbskala Verformungen**

Bei diesem statischen Modell liegt die maximale Durchbiegung bei 3,9 mm.

## Auflagerreaktionen



**Bild 55: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht)**

Wie auf alle vorherigen Modellen zu erkennen ist, entstehen an Durchbrüchen, Bereiche unterbrochener Linien-Stützungen, Wandenden im Inneren einer Platte und einspringenden Ecken, Singularitäten. Die Kräfte, die an diesen Stellen vorhanden sind, gehen gegen unendlich.

## Hauptmomente

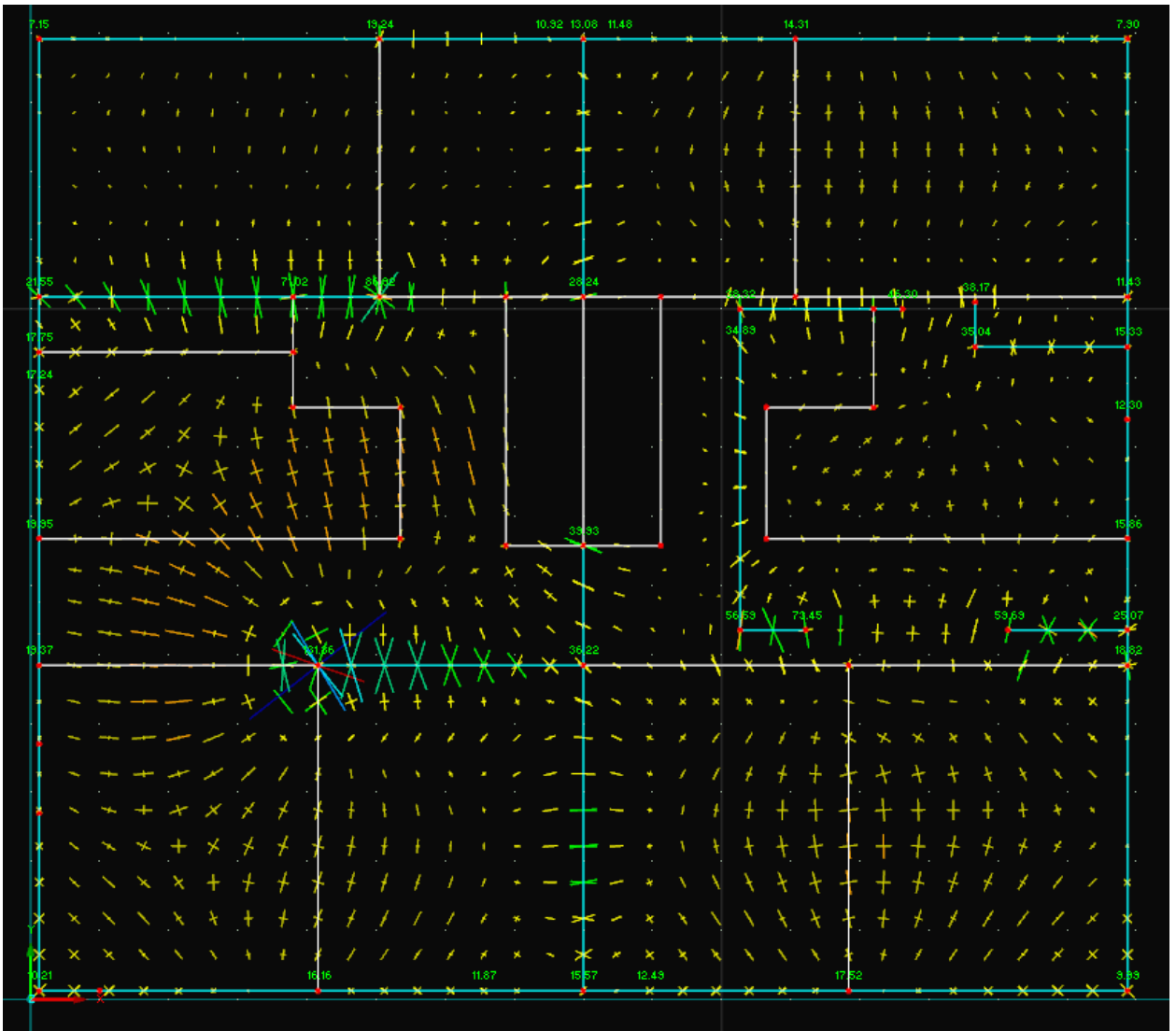


Bild 56: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung)

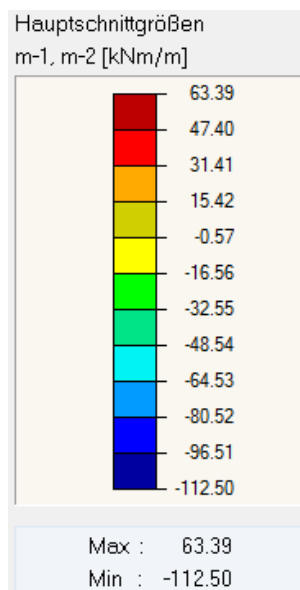
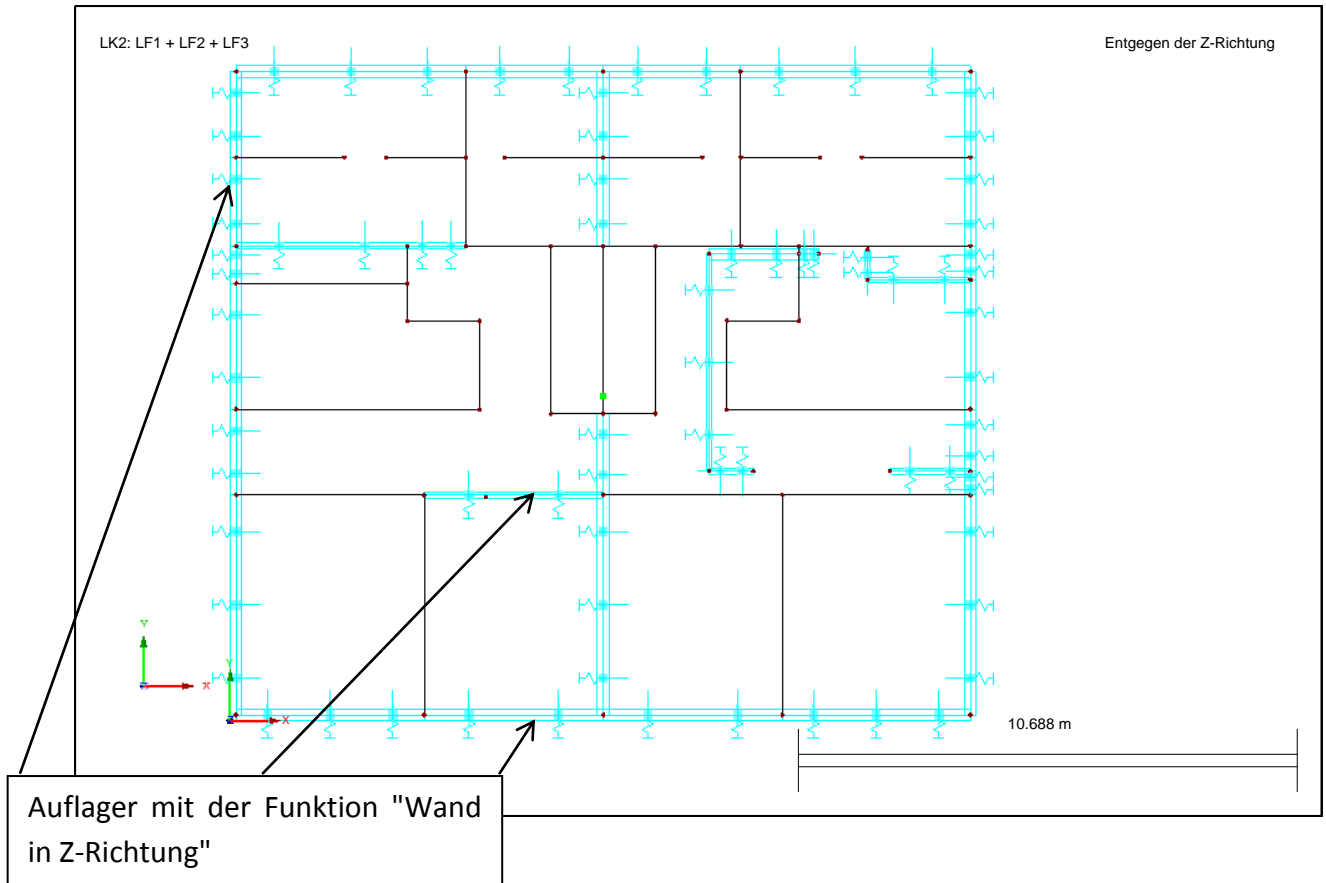


Bild 57: Farbskala Hauptmomente

## 7.7. Variante 4: Wände OG als Linienlast, Auflager als Feder mit der Mauerwerkfunktion des Programms

### 7.7.1. Statisches System



An den Treppen befinden sich Öffnungen in der Decke.

An den Fenstern des Erdgeschosses sind Unterzüge berücksichtigt.

Die Wände des Erdgeschosses sind als Linienauflager ohne Aufnahme von Zug berücksichtigt.

Um Singularität zu vermeiden und um die Realität besser zu nähern erfolgt die Lagerung mit Hilfe der Funktion "Wand in Z-Richtung". Als Material wird ein Mauerwerk mit den folgenden Charakteristiken gewählt:

Elastizitätsmodul	$E = 90 \text{ kN/cm}^2$
Schubmodul	$G = 72 \text{ kN/cm}^2$
Querdehnzahl	$\nu = -0,375$

Die Funktion "Wand in Z-Richtung" beeinflusst auch die Lagerung in horizontale Richtung. An den Auflagern werden auch Feder in X und Y Richtung eingesetzt mit Federkonstante, die man nicht ändern kann.

Hier die Erklärung (vom Dlubal) über den Vorteil eines solchen Moduls:

"Falls eine Fläche auf einer Wand gelagert ist, so liegt eine elastische Bettung vor, die von der Steifigkeit der Wand abhängt. Ein festes Linienlager würde die Nachgiebigkeit nicht korrekt abbilden. Für diese Lagerungsart kann eine Wand definiert werden, aus deren Material und Geometrie RFEM die Konstanten der Weg- und Drehfedern errechnet. Damit lassen sich insbesondere bei 2D-Platten Singularitäten vermeiden, die bei einer festen Stützung der Linie entstünden."

Zusätzlich wirken die Eigengewichtslasten der Wände des Obergeschosses.

Diese werden über Linienlasten von 10 kN/m berücksichtigt.

### 7.7.2. Lasten

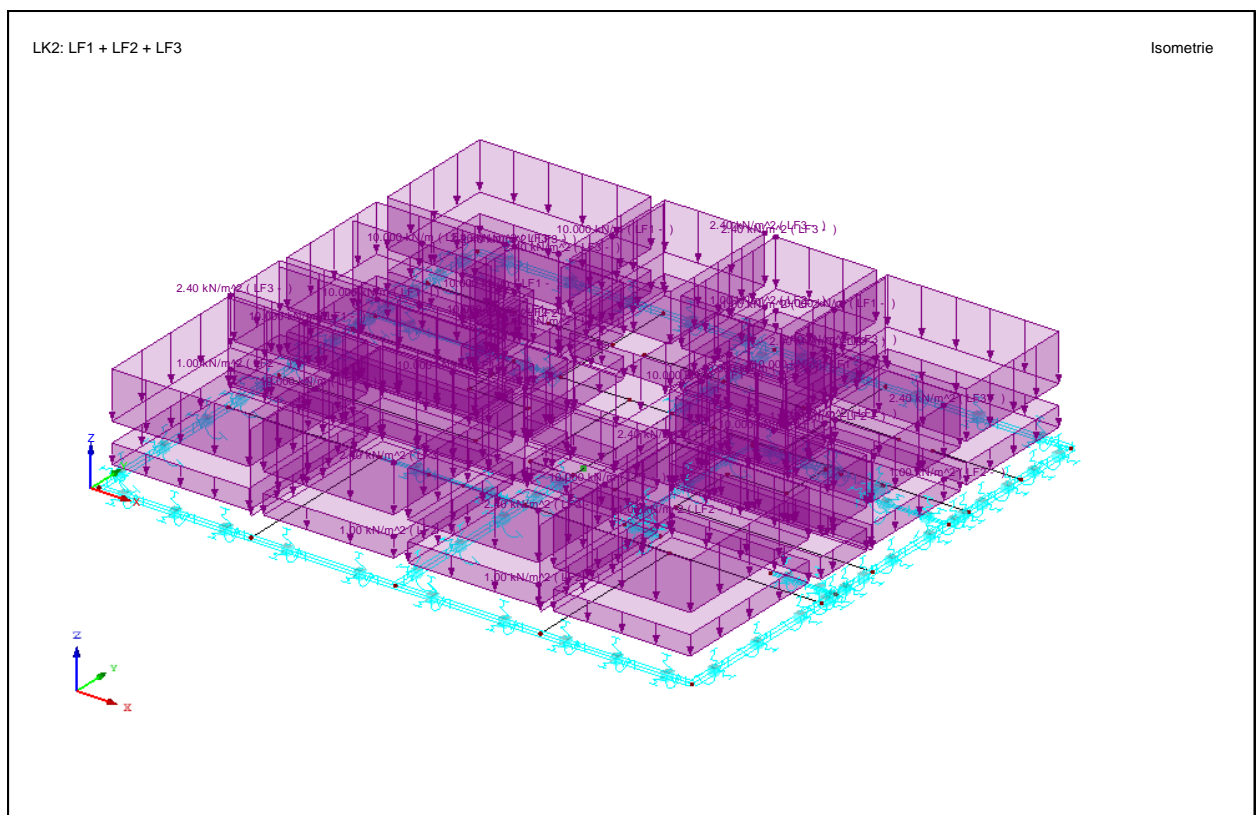
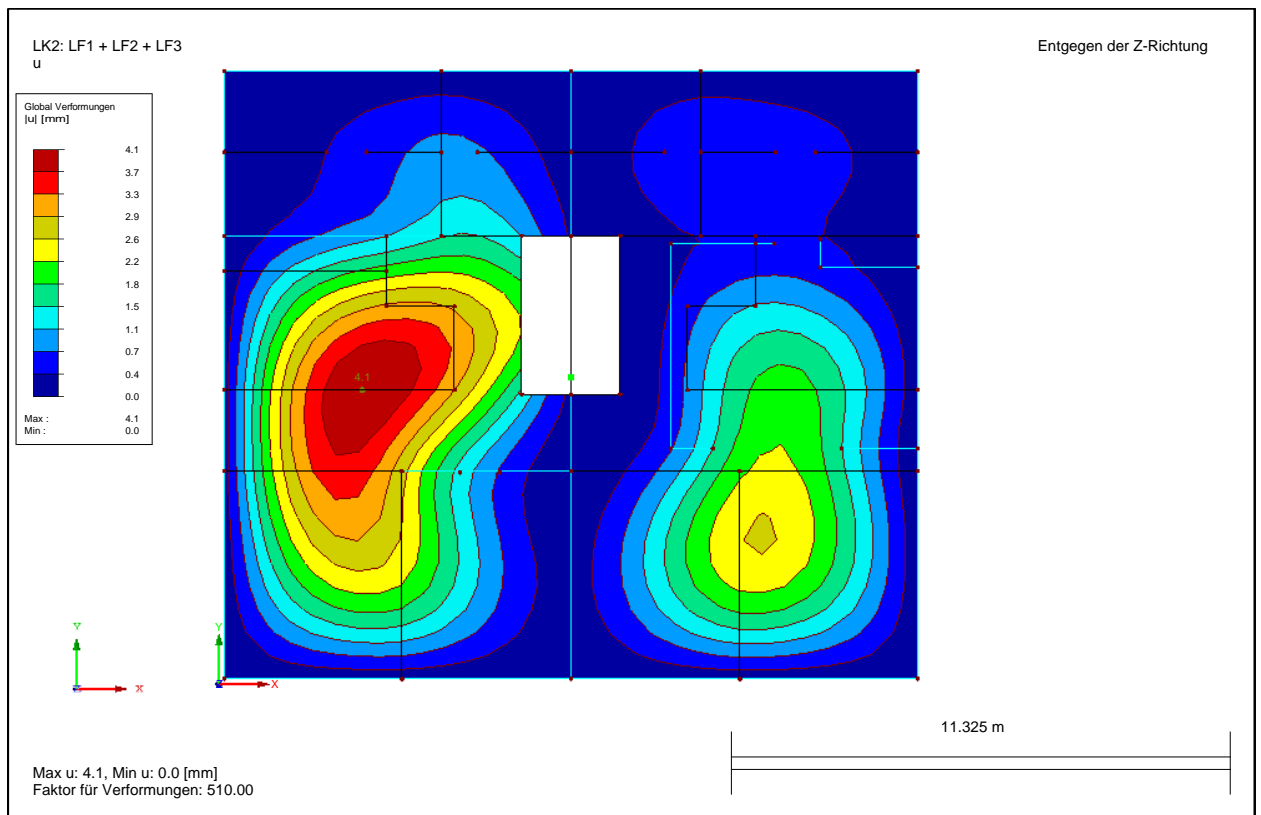


Bild 58: Eigengewicht Estrich + Nutzlast + Wände

### 7.7.3. Ergebnisse

#### Verformungen



**Bild 59: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung)**

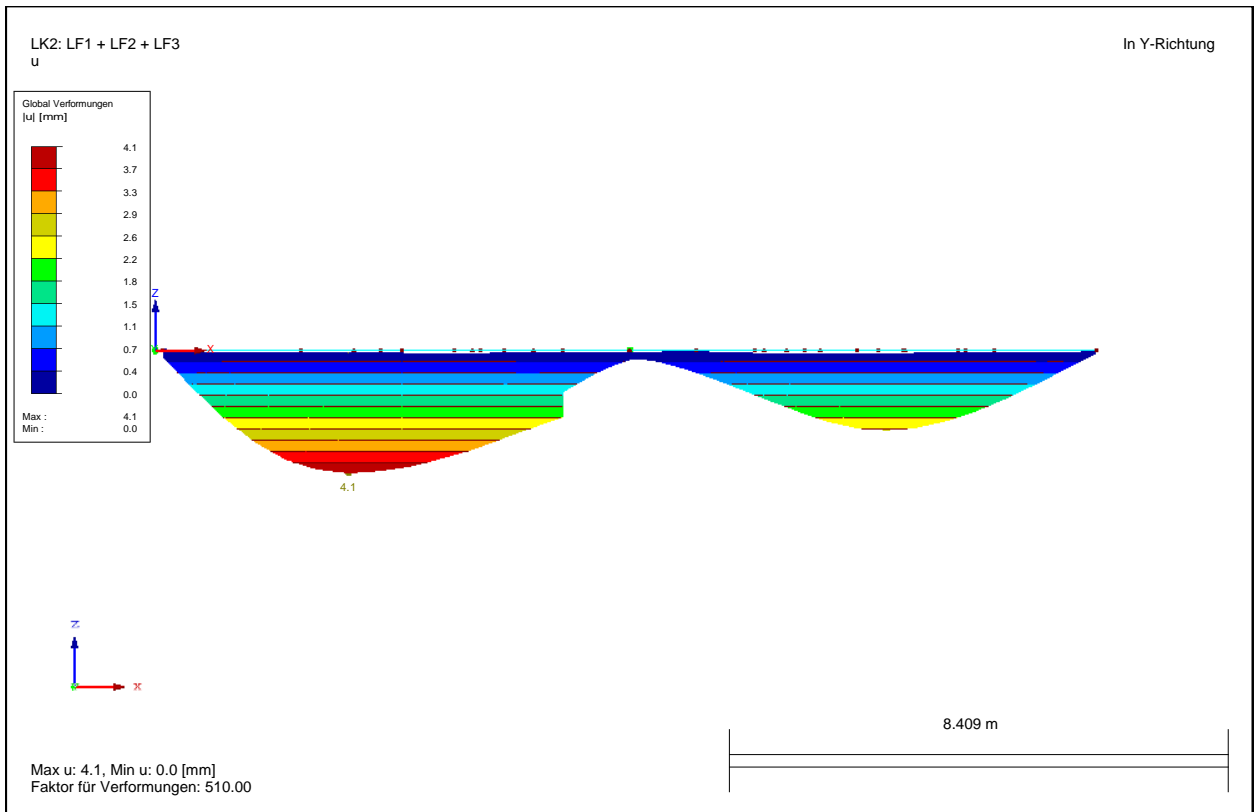


Bild 60: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung)

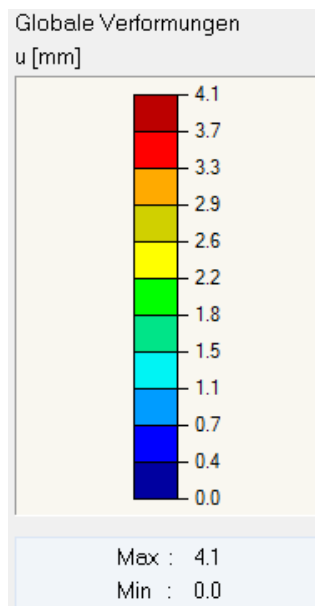
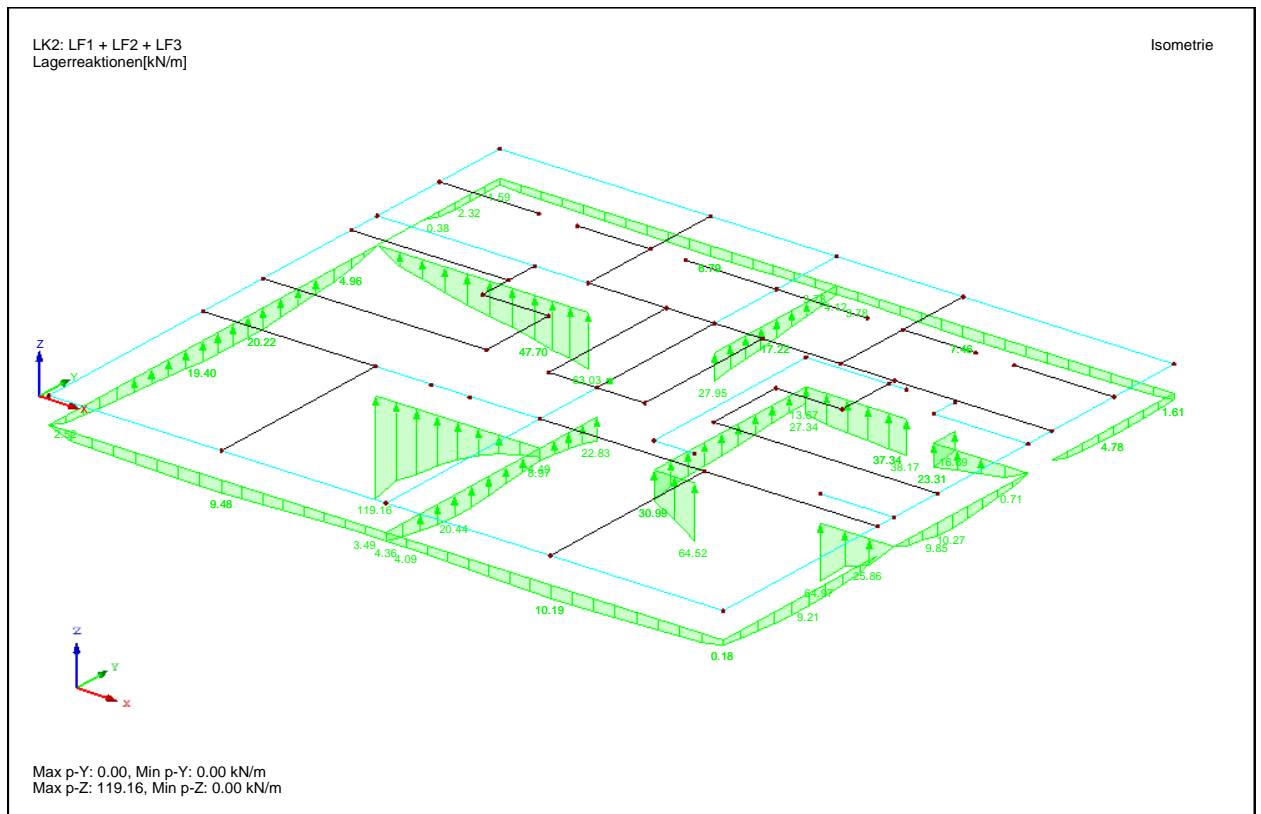


Bild 61: Farbskala Verformungen

Bei diesem statischen Modell liegt die maximale Durchbiegung bei 4,1 mm.

## Auflagerreaktionen



**Bild 62: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht)**

Mit diesem statischen Modell werden die Auflagerbedingungen am realistischsten angenähert. Die Singularitäten sind weniger ausgeprägt.



## Hauptmomente

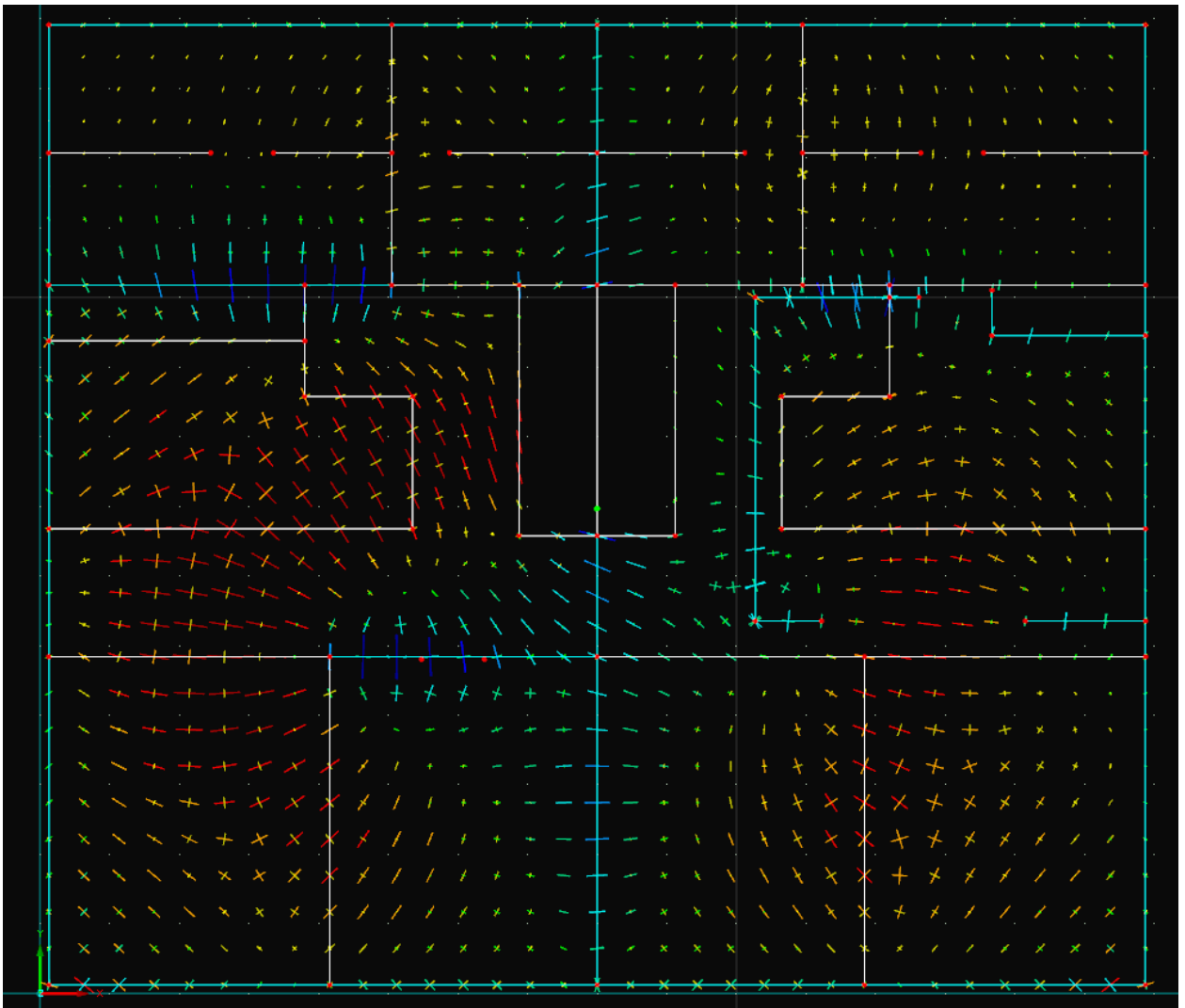


Bild 63: Hauptmomente (Ansicht in Z-Richtung)

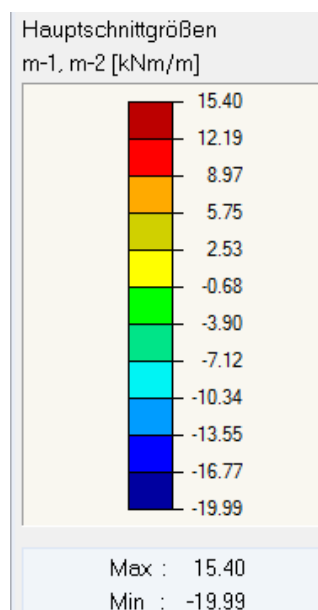


Bild 64: Farbskala Hauptmomente

## 7.8. Zusammenfassung

Diese Berechnungen berücksichtigen den Einfluss vom Kriechen nicht.

Modell	Lasten	Max. Durchbiegung (ohne Kriechen) [mm]	Max. Hauptmoment [kN/m]	Min. Hauptmoment [kN/m]
1	Eigengewicht der Decke Estrich Nutzlast	2,1	12,04	-26,70
2	Eigengewicht der Decke Estrich Nutzlast Wände 1. Obergeschoss	2,9	17,37	-113,83
3	Eigengewicht der Decke Estrich Nutzlast Wände 1. Obergeschoss Lagerung mit Feder	3,9	63,39	-112,50
4	Eigengewicht der Decke Estrich Nutzlast Wände 1. Obergeschoss Lagerung mit Mauerwerk	4,1	15,40	-19,99

Diese Ergebnisse zeigen, dass die Art der Lagerung, die Verformung und die Hauptmomente beeinflusst.

Die maximale Durchbiegung die in der obigen Tabelle zusammen gefasst sind beziehen das Kriechen des Betons nicht ein. Um die Durchbiegung infolge Kriechen zu berücksichtigen, kann man die maximale berechnete Durchbiegung mit einem Faktor zwischen 2,8 und 3,8 multiplizieren.

In der unteren Tabelle sind jeweils die zwei Grenzwerte (mit dem Faktor 2,8 bzw. 3,8) angegeben. Man kann davon ausgehen, dass die Endverformung infolge Kriechen in diesem Bereich liegen wird.

Modell	Max. Durchbiegung (ohne Kriechen) [mm]	Max. Durchbiegung (mit Kriechen Faktor 2,8) [mm]	Max. Durchbiegung (mit Kriechen Faktor 3,8) [mm]
1	2,1	5,88	7,98
2	2,9	8,12	11,02
3	3,9	10,92	14,82
4	4,1	11,48	15,58

Die maximale Spannweite in Y-Richtung beträgt 527,5 cm (bzw. 5,275 m).

Im Eurocode steht, dass "Verformungen, die angrenzende Bauteile des Tragwerks beschädigen könnten, sind in der Regel zu begrenzen. Für die Durchbiegung nach Einbau unter quasi-

ständigen Einwirkungen darf als Richtwert für die Begrenzung  $1/500$  der Stützweite angenommen werden. Andere Grenzwerte dürfen je nach Empfindlichkeit der angrenzenden Bauteile berücksichtigt werden."

$$\frac{5275}{500} = 10,55 \text{ mm (bzw. 1,055 cm)}$$

Falls die Durchbiegung 10,55 mm (bzw. 1,055 cm) überschreitet, können Risse auftreten.

Die Decke wird linear elastisch berechnet. Er wird also im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht beeinträchtigt. Vielleicht nur die Verformungen aus Gebrauchstauglichkeitsgründen z.B. Optik müssen begrenzt werden.

Im Gegenteil werden die Wände sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Verformungen beeinträchtigt.

Die Auflagerbedingungen und Auflagerorte des letzten statischen Modells nähern am besten die Realität. Aus diesem Grund werden die herausgefundenen Werte von diesem Modell als maßgebend genommen.

Dieses Modell weist die maximale Durchbiegung auf.

Nach Kriechvorgängen kann man Werte zwischen 11,48 mm und 15,58 mm erwarten. Diese liegen deutlich über der Grenze von 10,55 mm wo die Bauteile schadensfrei sind.

Risse werden deswegen in Gebäudeteilen auftreten.

Diese Endkriechzahl hängt vom Belastungszeitpunkt, von der wirksamen Bauteildicke, von der Beton- bzw. Zementgüte und von den Umgebungsbedingungen (relativer Luftfeuchte) ab.

Im Abschnitt 5 "Verformungen bei Stahlbeton" hat man eine Kriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)=2,8$  aus dem Nomogramm erhalten. Wie schon genannt, können die Kriechverformungen näherungsweise durch die Kriechzahl  $\varphi$  und einen effektiven E-Modul  $E_{c,eff}=E_{cm}/(1+\varphi)$  berücksichtigt werden.

Daraus lässt sich in etwa ableiten:  $f_{c,eff}=f_{cm}*(1+\varphi)$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{31000 \text{ N/mm}^2}{1 + 2,8} = 8157,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,eff} = f_{cm} * (1 + \varphi) = 33 \text{ N/mm}^2 * (1 + 2,8) = 125,4 \text{ N/mm}^2$$

(für ein Beton C25/30)

## 8 Fassade

In der Außenfassade sind an verschiedenen Stellen im Bereich der Decke über dem Erdgeschoss horizontale Risse vorhanden (siehe Schäden Nr. 1 und 7 Bild 65 – Bild 67). Die deutlichste Rissbildung mit horizontalen Versätze in den Rissen ist in den Gebäudeecken zu verzeichnen.

Rissbildungen entlang der Übergänge von Stahlbetondecke und Mauerwerk sind bauartspezifisch Schwindverformungen der Deckenscheibe und/oder Deckendurchbiegungen zuordenbar. Die einzelnen Mechanismen sind den Abbildungen Bild C.25, Bild C.26, Bild C.27, Bild C.28, Bild C.29, Bild C.32 in Anlage C zu entnehmen. Risse entlang der Fuge oberhalb der Deckenscheibe stellen sich ein, wenn die Decke sich verdreht (siehe Bild C.33).

Die Deckendurchbiegungen machen sich insbesondere dann in Form von Rissbildungen bemerkbar, wenn keine ausreichend Auflasten aus darüber liegenden Geschosse vorhanden sind, die die horizontale Fuge überdrücken.



Bild 65: Schaden Nr.1 :Risse in der Ecke infolge Zugkräfte

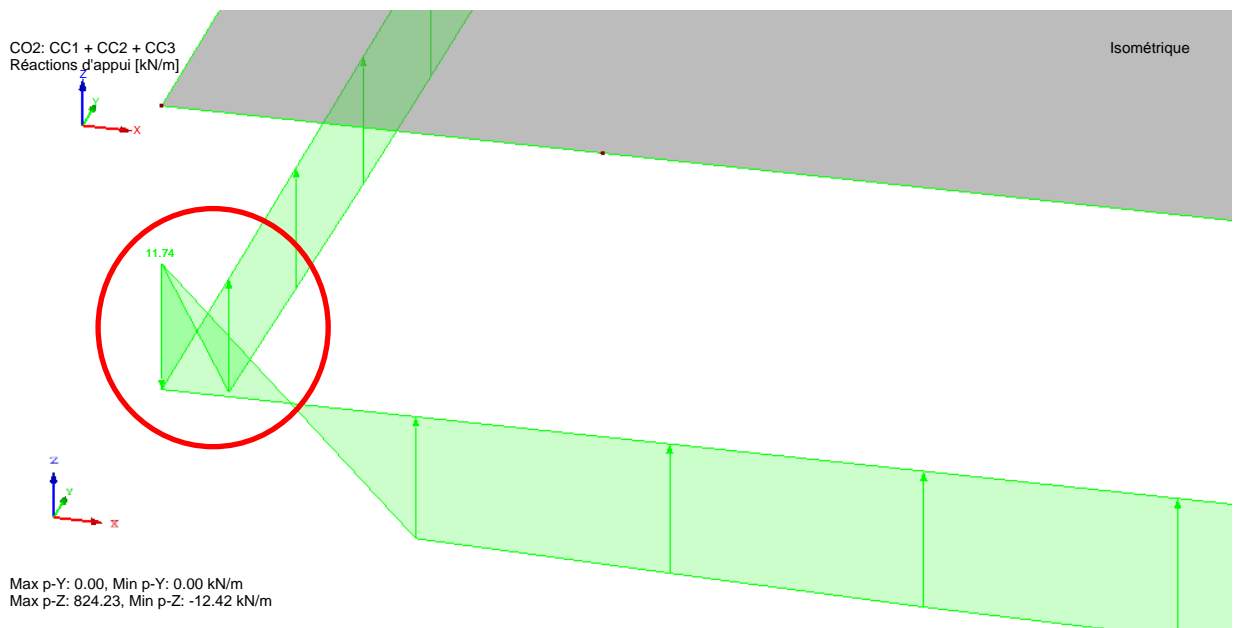


**Bild 66: Schaden Nr.1 : Risse in der Wand infolge Zugkräfte**

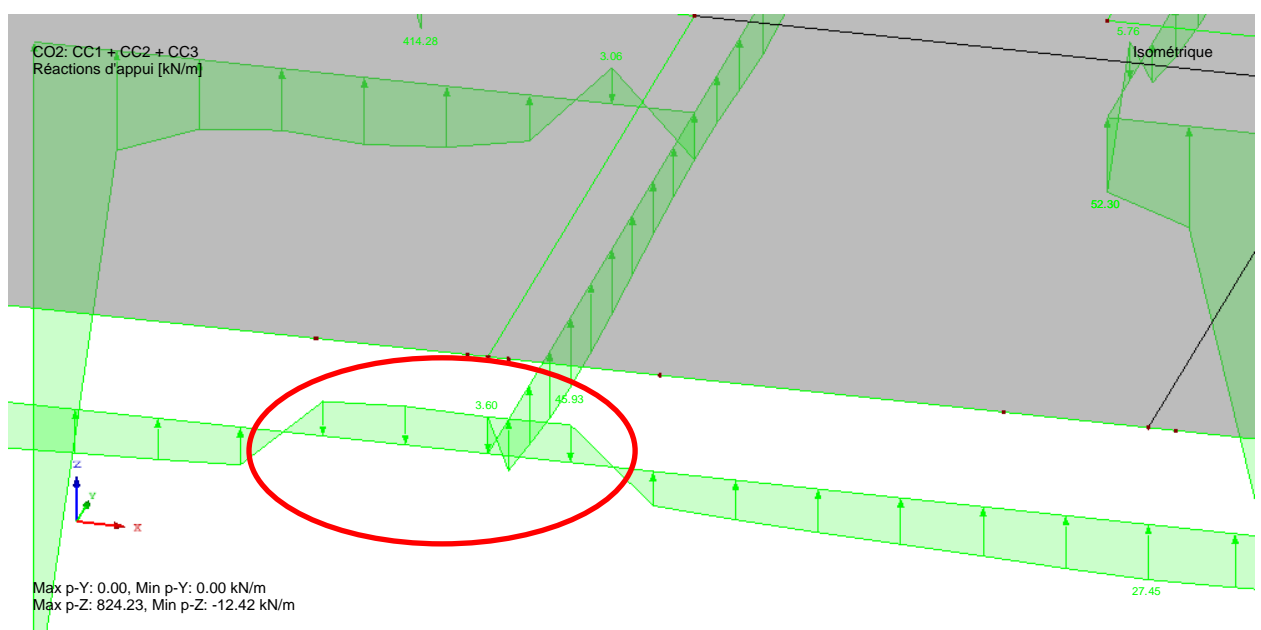


**Bild 67: Schaden Nr.7 : Risse in der Ecke infolge Zugkräfte**

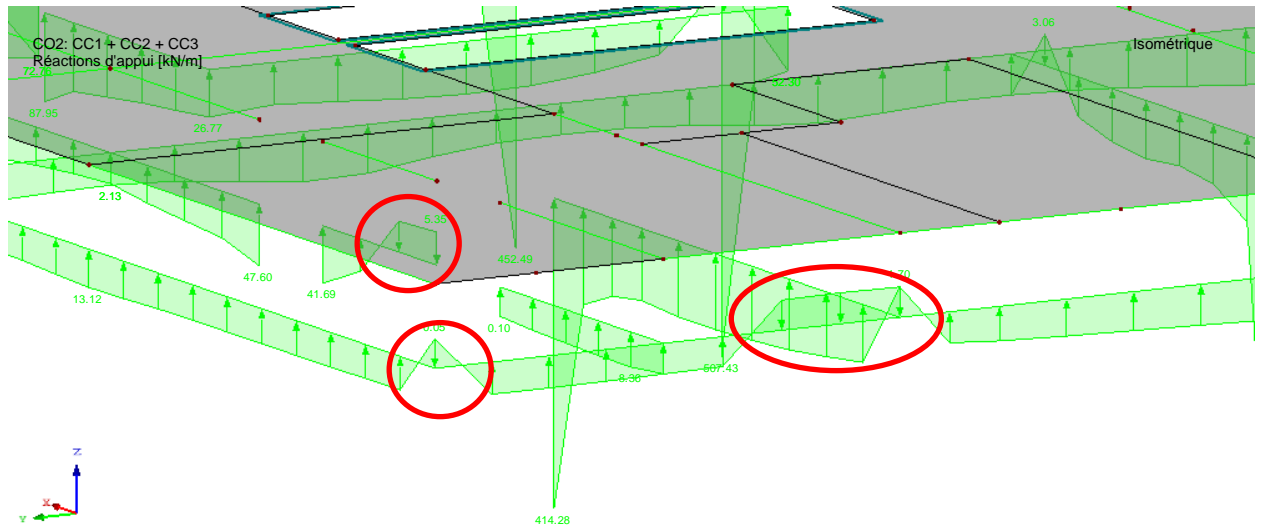
Bei den Berechnungen in Kapitel 8 wurde eine Zugübertragung entlang der Deckenaufleger ausgeschlossen. Damit sind die Trageeffekte infolge der Drillsteifigkeit der Deckenplatte im Wesentlichen ausgeschlossen (bis auf Überdrückung infolge Eigengewicht der Außenwand und Dachlasten). Um den Einfluss der Drillsteifigkeit zu betrachten wurde in einer weiteren Berechnung die Zugübertragung entlang der Auflagerlinien zugelassen und in den durchgeführten Berechnungen die Auflagerkräfte ausgewertet (siehe Bild 68 – Bild 70). Wie auf den folgenden Grafiken der Berechnung, gibt es tatsächlich an manchen Auflagerstellen Bereiche an denen die Decke versucht sich abzuheben, was Zugkräfte in den Ecken oder an Wandenden erzeugen würde (falls Zugkraftübertragung möglich wäre).



**Bild 68: Außenecke mit Zugkräften**



**Bild 69: Wand mit einer Zugstelle**



Max p-Y: 0.00, Min p-Y: 0.00 kN/m  
Max p-Z: 824.23, Min p-Z: -12.42 kN/m

#### Bild 70: Zugstellen

Falls keine entsprechenden konstruktiven Maßnahmen (z.B. Zugverankerungen) getroffen sind oder entsprechende Auflasten vorhanden sind, um diese abhebende Kräfte aufzunehmen, können diese zu den oben angesprochenen Rissbildungen führen.

## 9 Wände Obergeschoss

### 9.1. Einwirkungen und Materialkennwerte

<b>Eigengewicht</b>	Decke	Deckenstärke = 18 cm	$g_1$ (vom Programm berechnet)
		Betongüte C25/30 nach DIN 1045-1 : 2008-08	
	Estrich		$g_2 = 2,40 \text{ kN/m}^2$

<b>Wände</b>	$d = 11,5 \text{ cm}$	$g_x$ (vom Programm berechnet)
--------------	-----------------------	--------------------------------

<b>Nutzlast</b>	$p_1 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
-----------------	-----------------------------

<b>Teilsicherheitsbeiwert</b> (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit)	$\gamma = 1,0$
---	----------------

#### Materialkennwerte Beton C25/30 nach DIN 1045-1 : 2008-08

Siehe Einwirkungen über die Decke

#### Materialkennwerte Mauerwerk (Kalksandstein, Vollsteine ohne Grifflöcher oder Grifföffnungen, LM 36, 0.35, 2) nach DIN 1053-100

##### Haupt-Kennwerte

Elastizitätsmodul	E	114.00	$\text{kN/cm}^2$
Schubmodul	G	51.82	$\text{kN/cm}^2$
Poissonsche Zahl (Querdehnzahl)	$\nu$	0.100	
Spezifisches Gewicht	$\gamma$	5.39	$\text{kN/m}^3$
Temperaturdehnzahl(Wärmedehnzahl)	$\alpha$	8.0000E-06	$1/^\circ\text{C}$
Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma_M$	0.00	

##### Zusätzliche Kennwerte

Mauersteinart		Kalksandstein		
Steinform		Vollsteine	ohne	Grifflöcher oder
Grifföffnungen				
Steinfestigkeitsklasse		2.000		
Rohdichteklasse		0.350		
Mörtelgruppe		LM 36		
Vermörtelung		Ja		
Charakteristische Druckfestigkeit	$f_k$	0.12		$\text{kN/cm}^2$
Reduzierte Haftscherfestigkeit	$f_{vk0}$	0.02		$\text{kN/cm}^2$
Haftscherfestigkeit	$f_{vk}$	0.00		$\text{kN/cm}^2$
Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge	$f_{x2}$	0.00		$\text{kN/cm}^2$
Steinzugfestigkeit	$f_{bz}$	0.00		$\text{kN/cm}^2$
Endkriechzahl	$\varphi$	1.500		



## 9.2. Variante 1: Wände und Decke gebunden

### 9.2.1. Statisches System

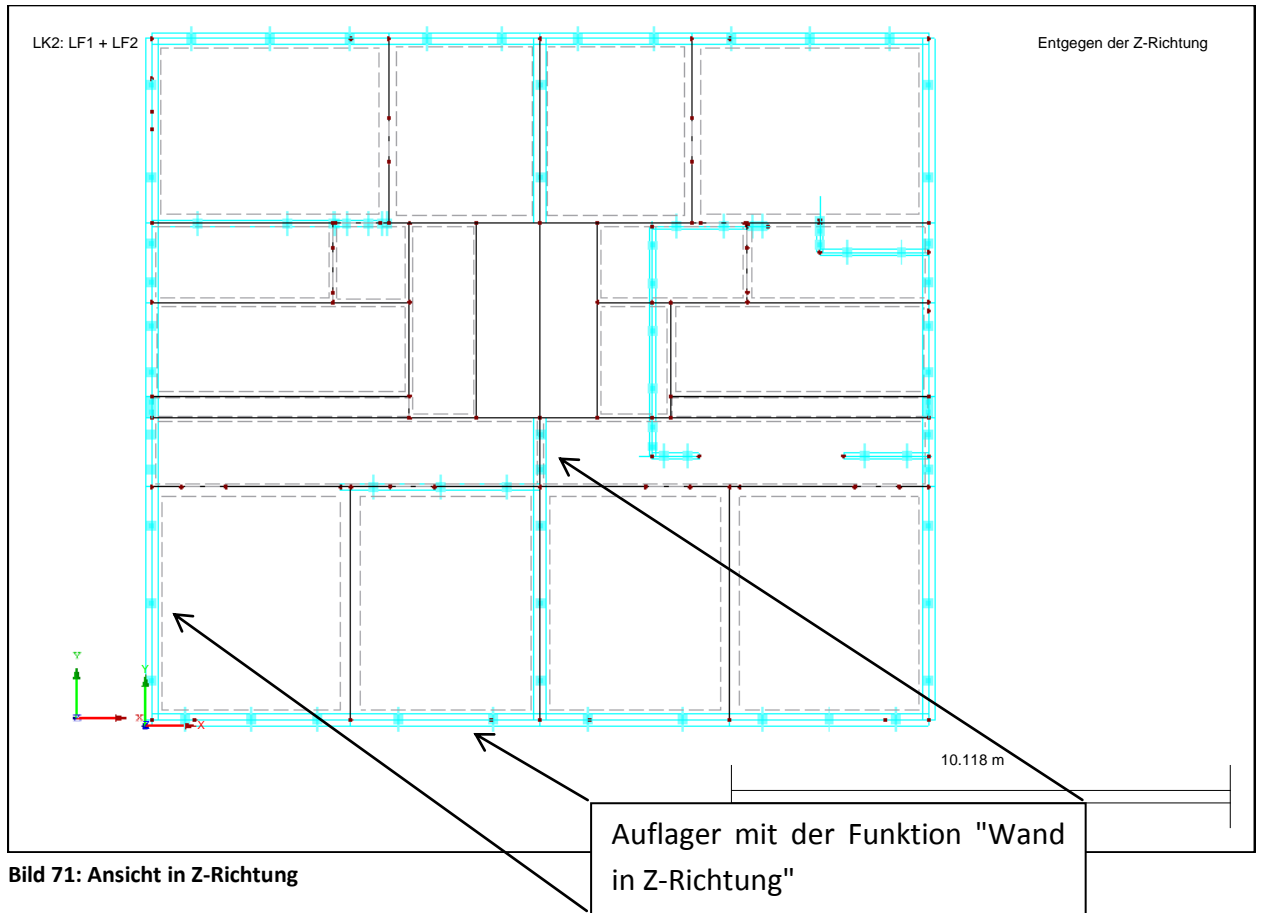


Bild 71: Ansicht in Z-Richtung

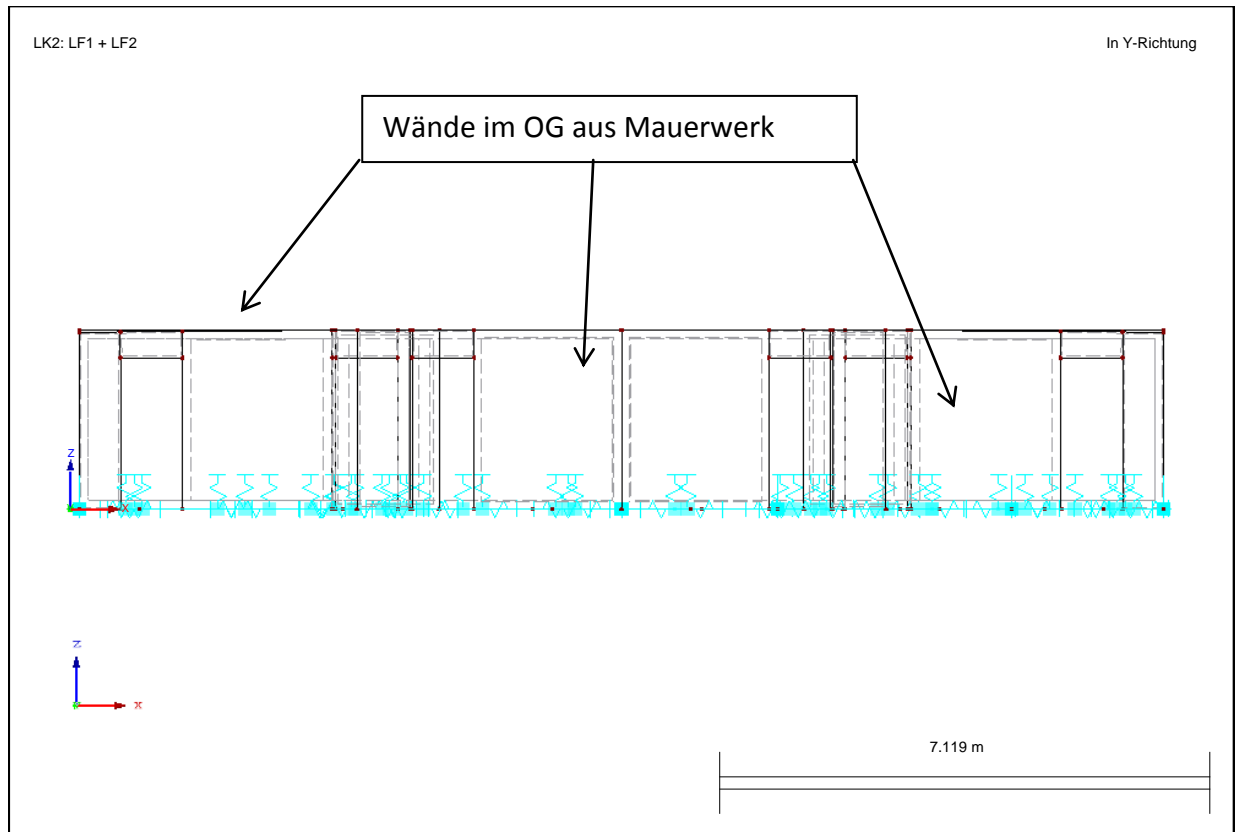


Bild 72: Ansicht in Y-Richtung

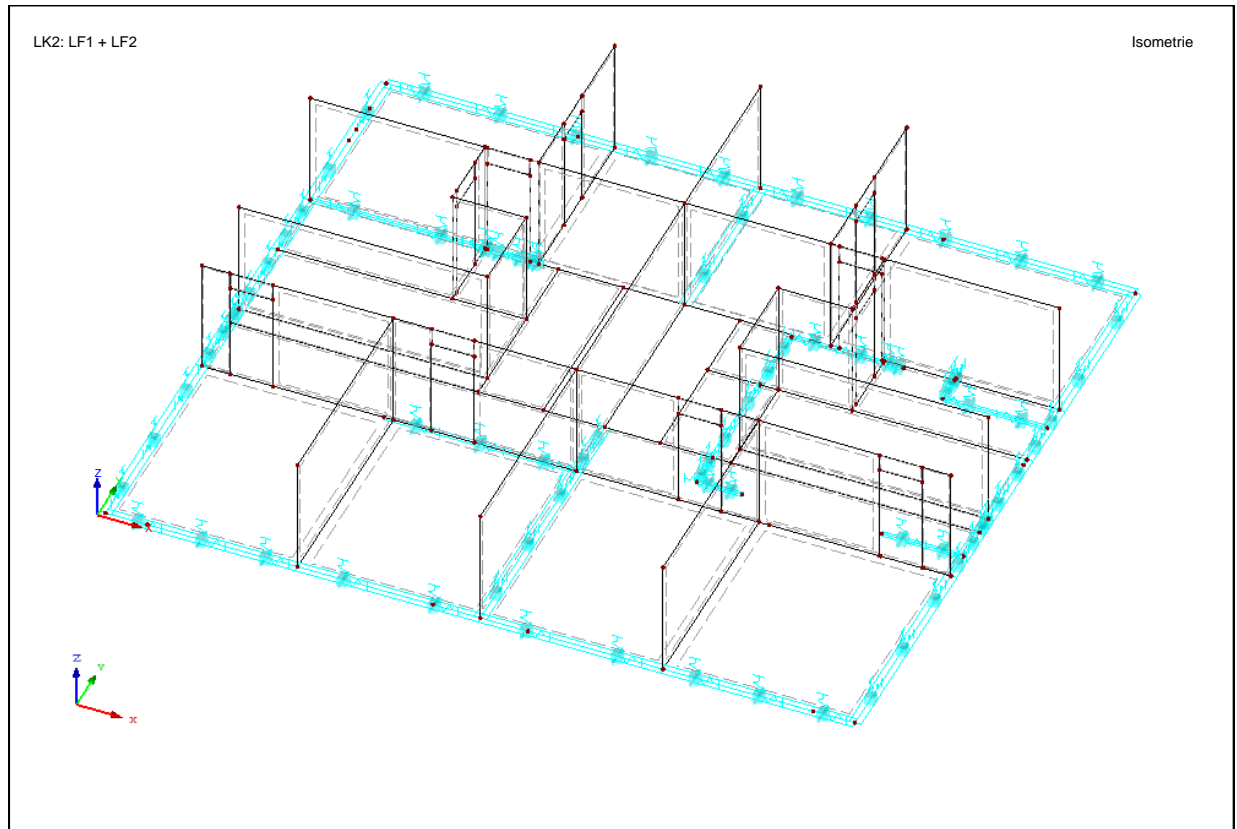


Bild 73: Isometrische Ansicht

### 9.2.2. Lasten

Die folgende Darstellung zeigt die eingegebenen Flächen und Linienlasten.

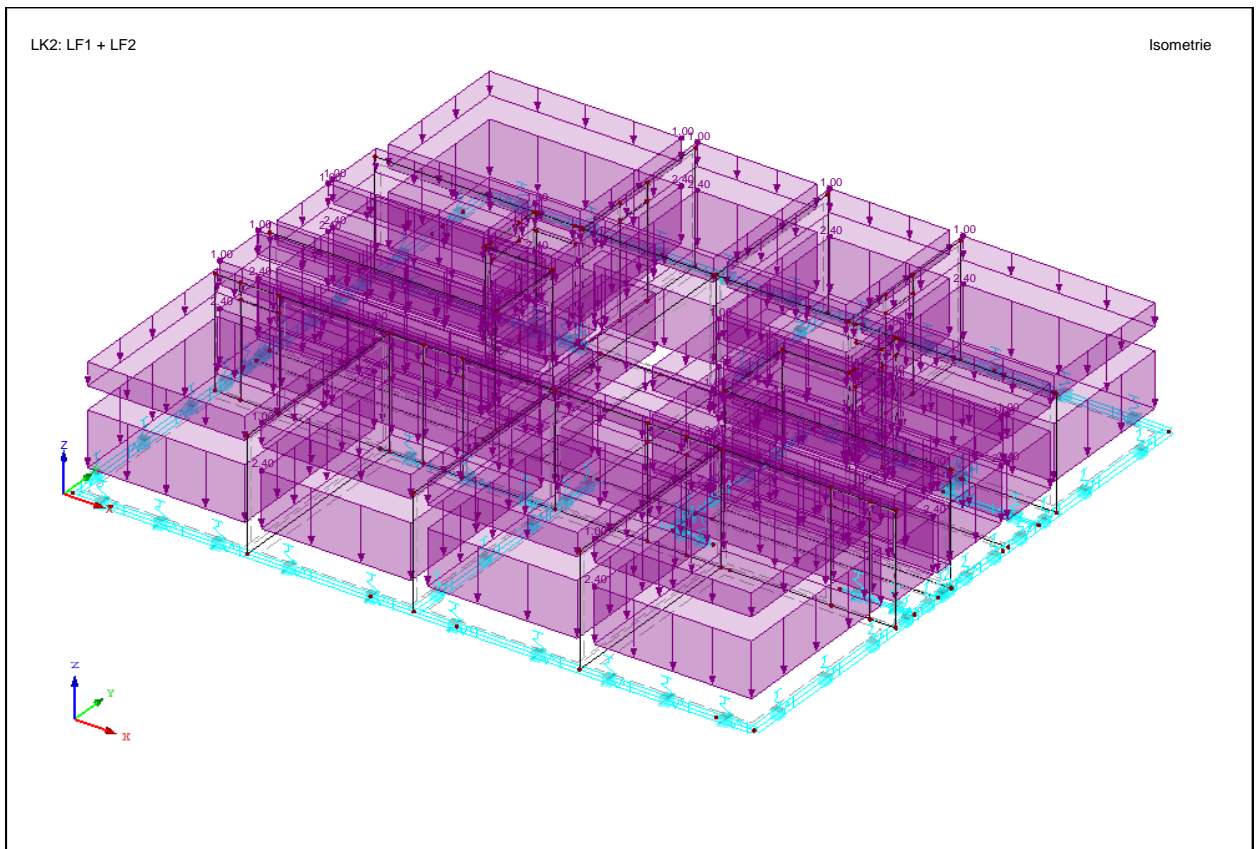
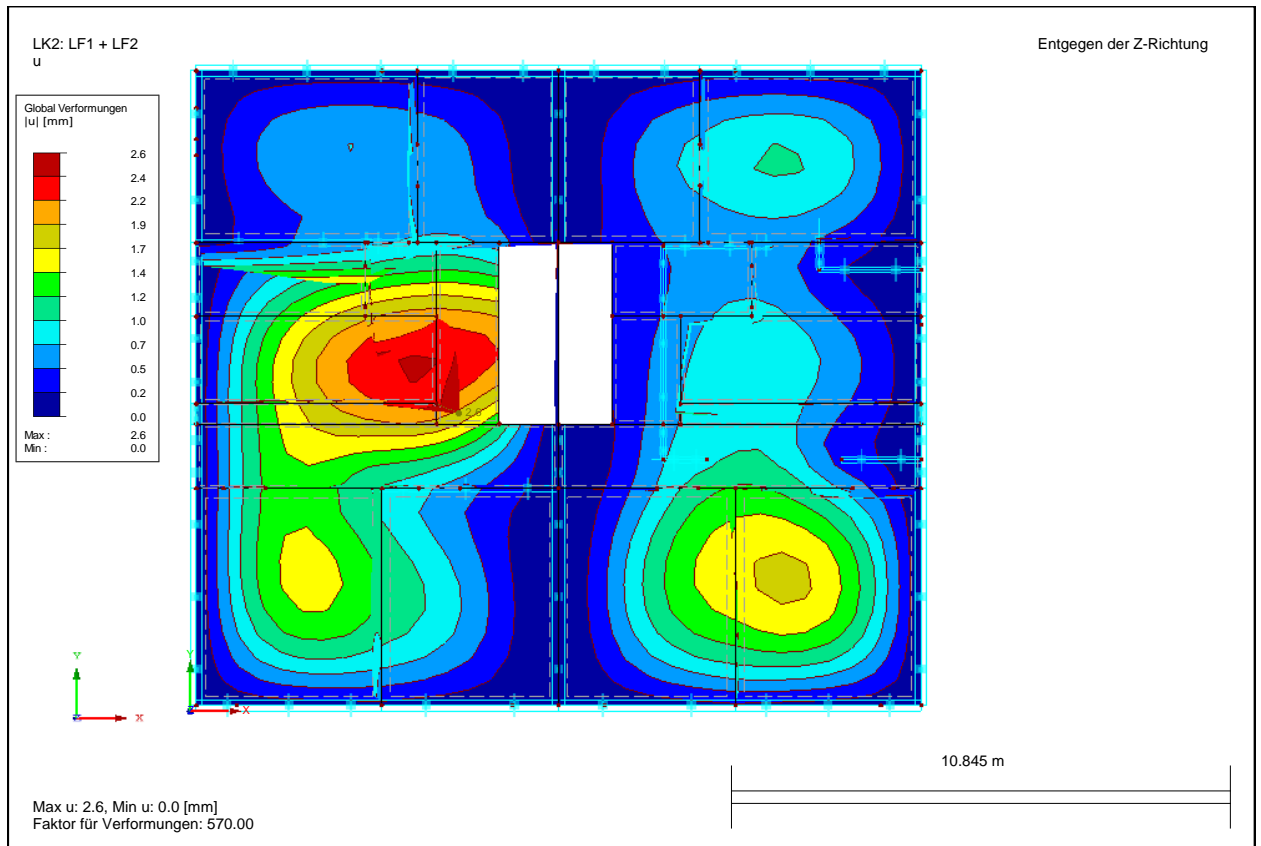


Bild 74: Eigengewicht Estrich + Nutzlast

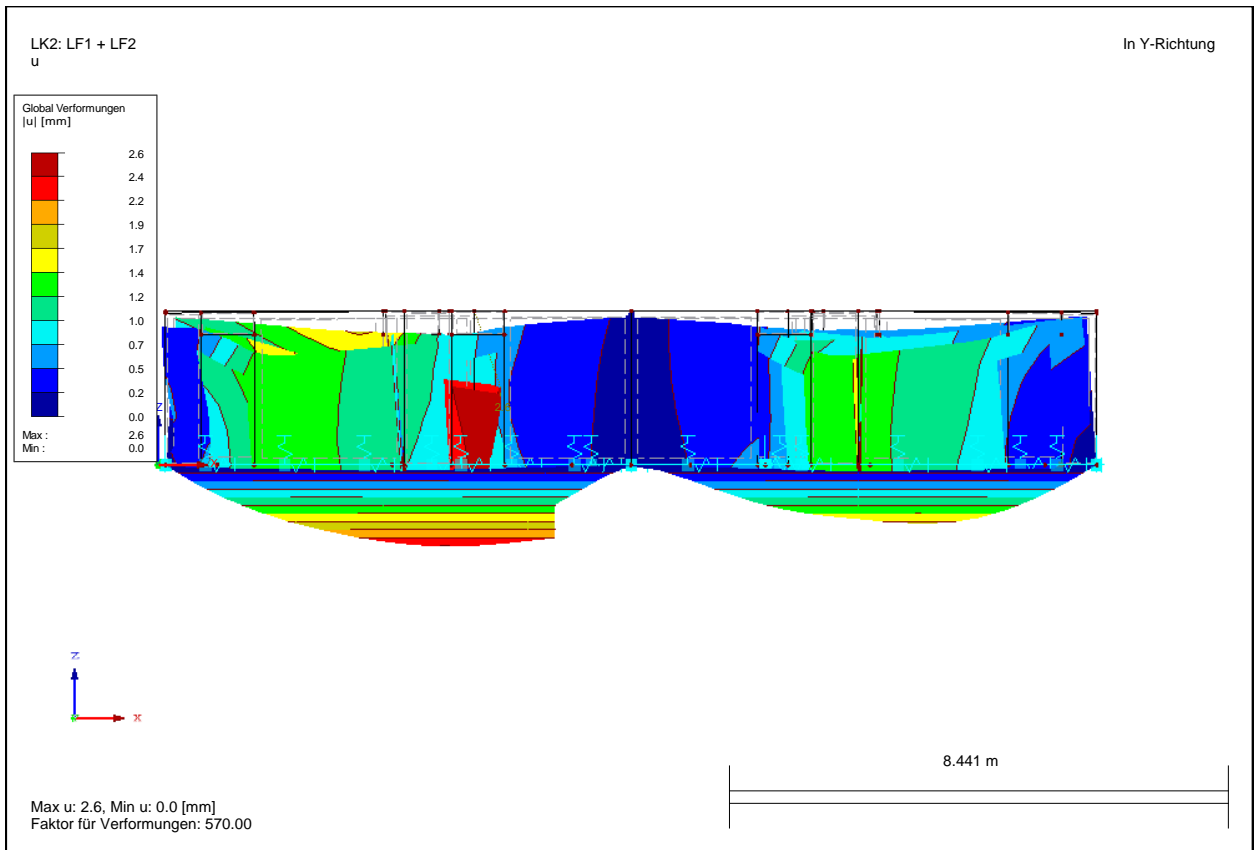
### 9.2.3. Ergebnisse

#### Verformungen

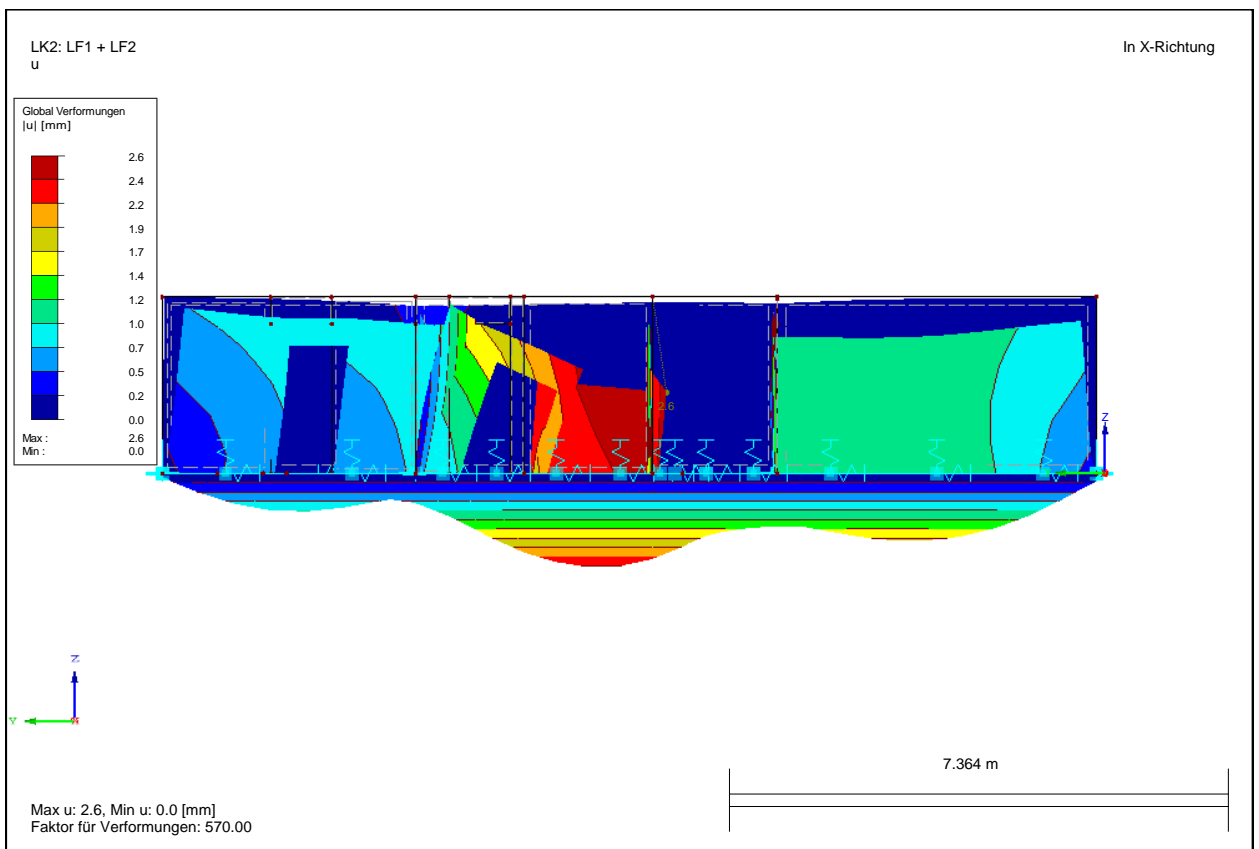
Die folgenden Darstellungen geben die berechneten elastischen Verformungen wieder. Diesen sind die zu erwartenden zeitlichen Zunahmen der Verformungen infolge von Schwinden und Kriechen zu überlagern.



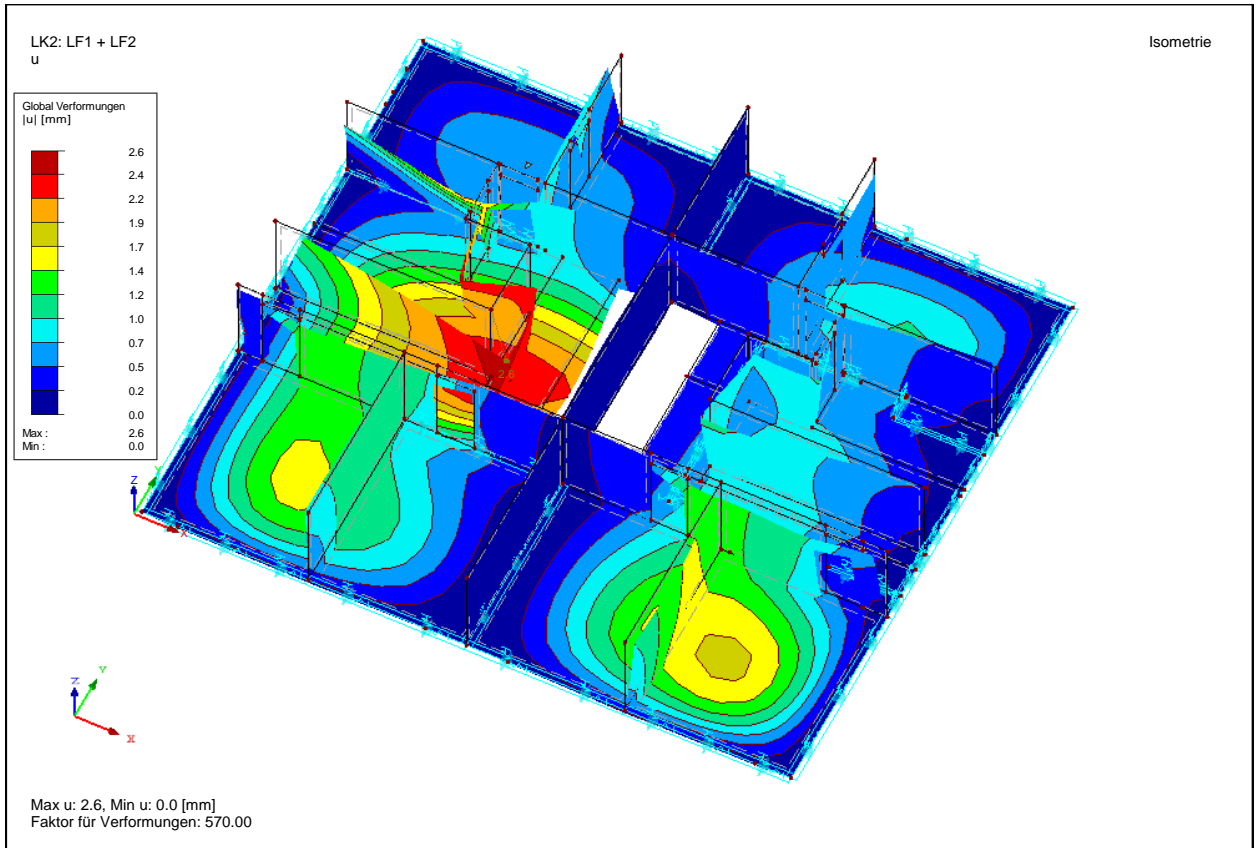
**Bild 75: Verformungen (Ansicht in Z-Richtung)**



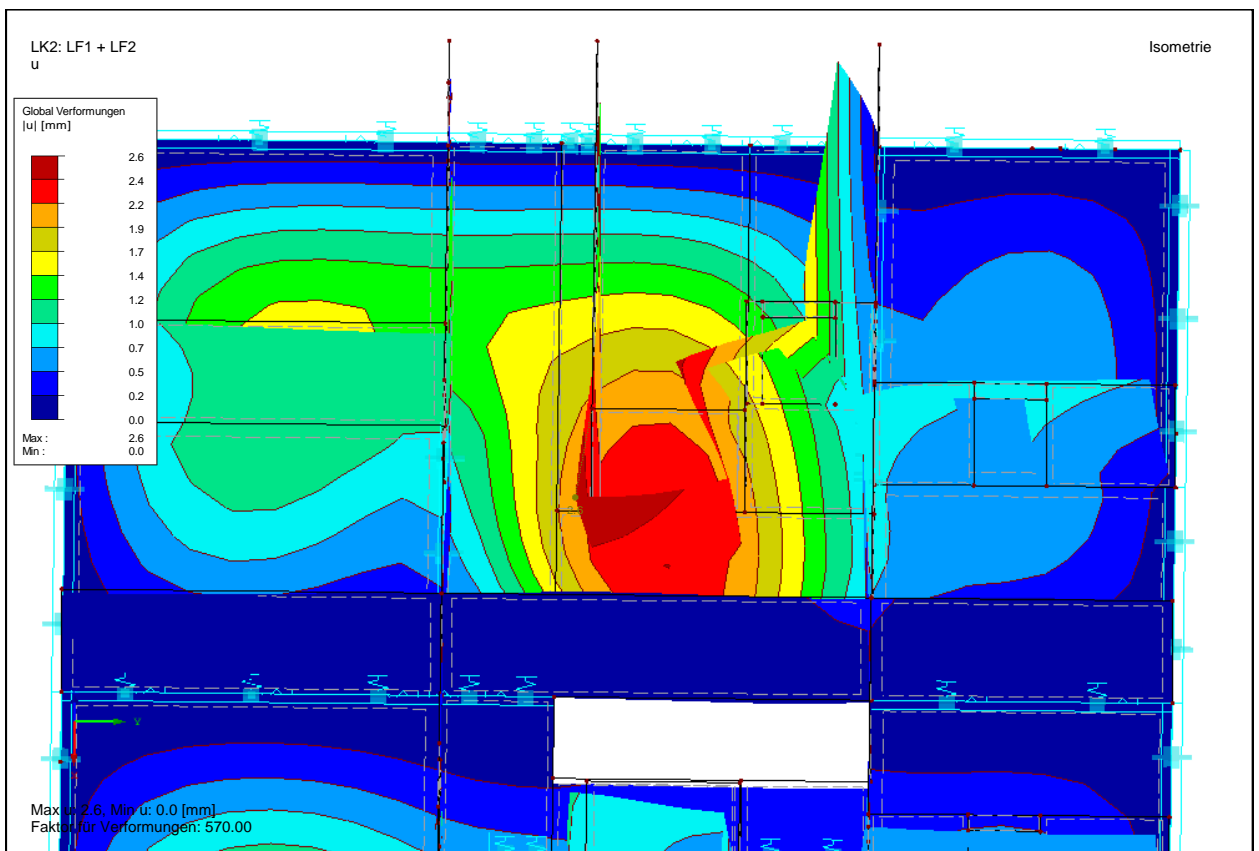
**Bild 76: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung)**



**Bild 77: Verformungen (Ansicht in X-Richtung)**



**Bild 78: Verformungen (Isometrische Ansicht)**



**Bild 79: Nahaufnahme**

Die Verformungsbilder zeigen, dass sich die größte Verformung an den Wänden zwischen dem Badezimmer und den Flur ergibt. Dort beträgt die maximale vertikale Deckendurchbiegung 2,6 mm.

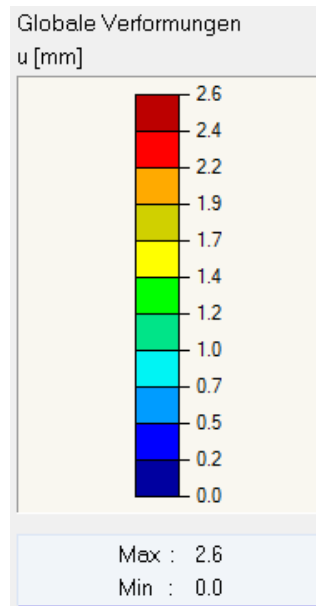


Bild 80: Farbskala Verformungen

### Auflagerreaktionen

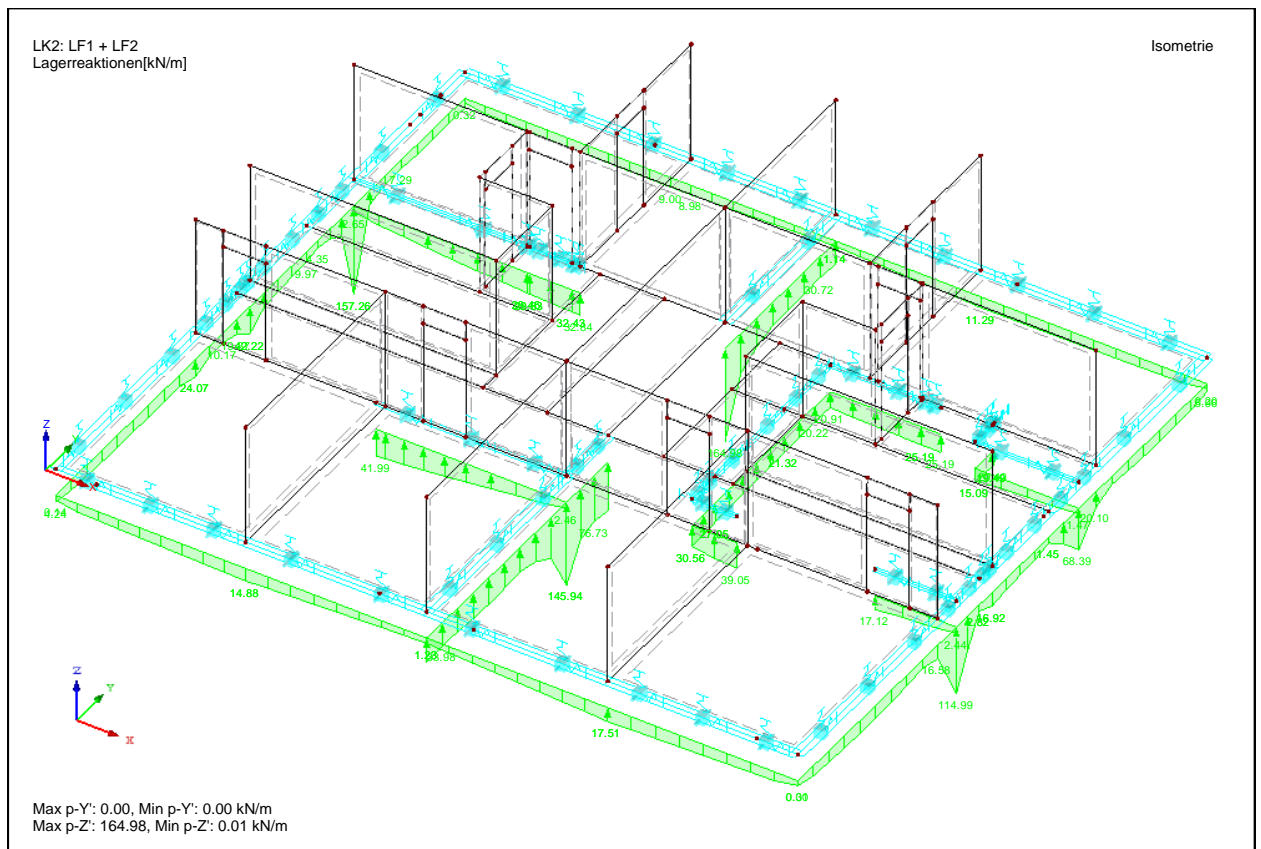


Bild 81: Auflagerreaktionen

## Hauptnormalkräfte

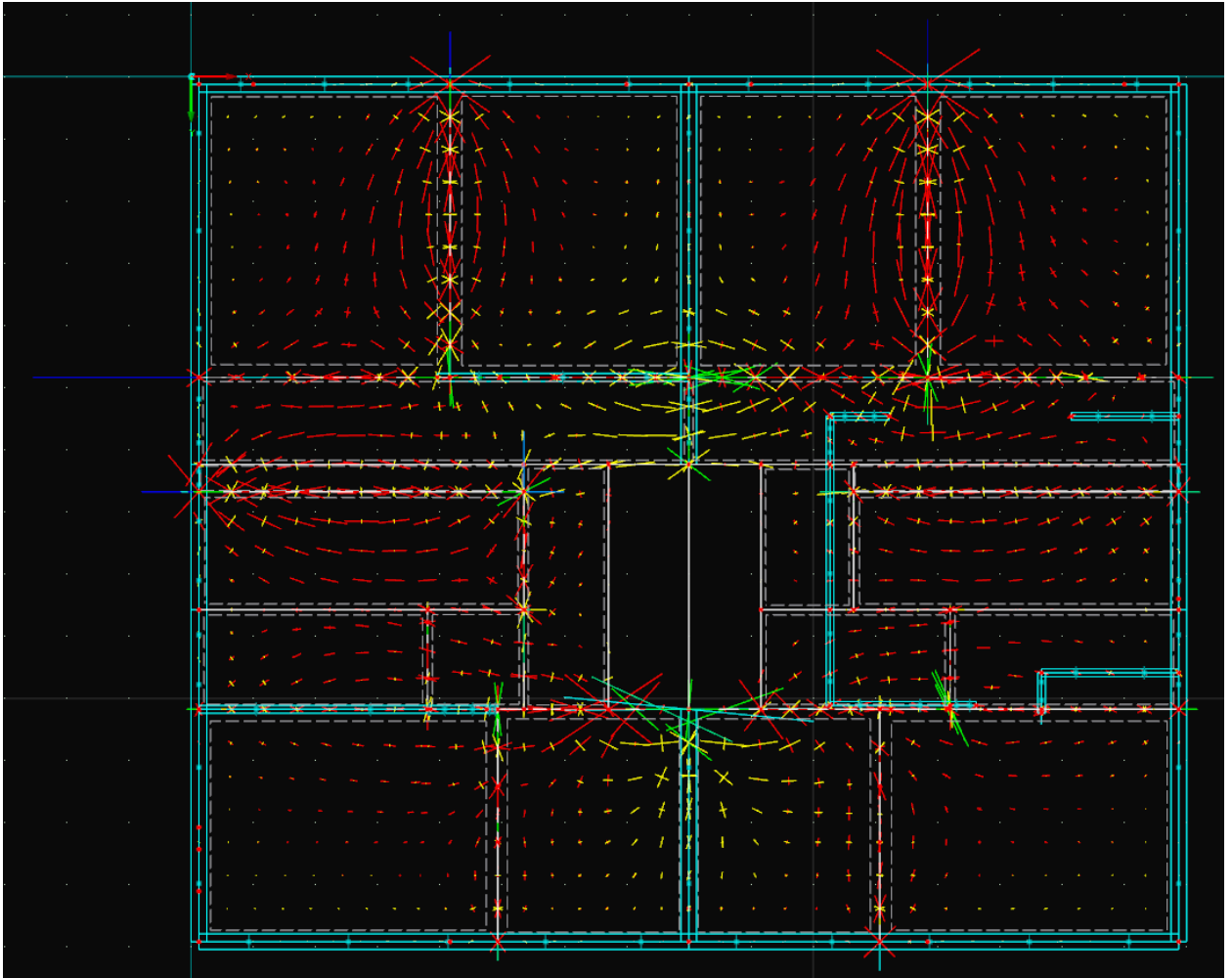


Bild 82: Hauptnormalkräfte (Ansicht in Z-Richtung)

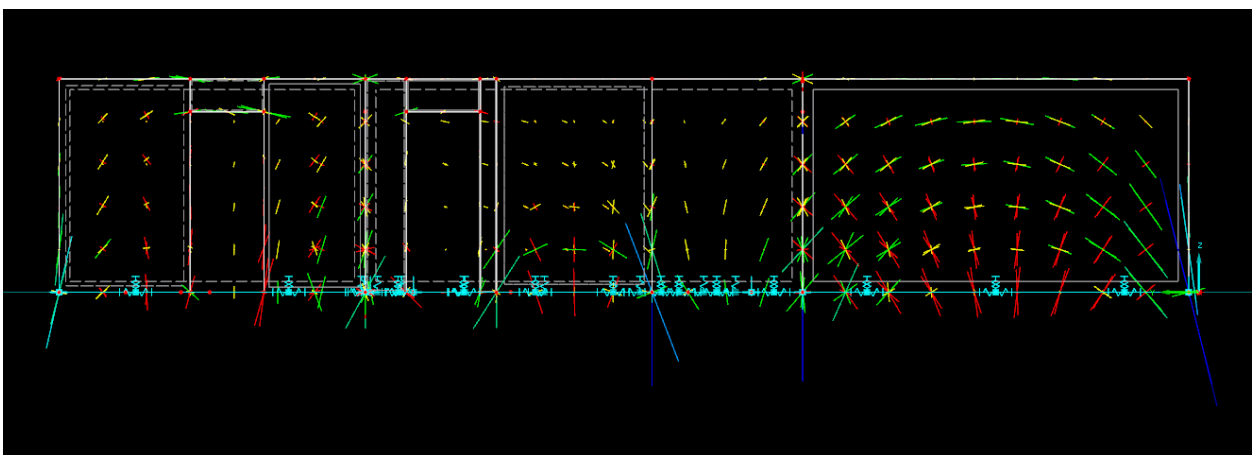


Bild 83: Hauptnormalkräfte (Ansicht in X-Richtung)



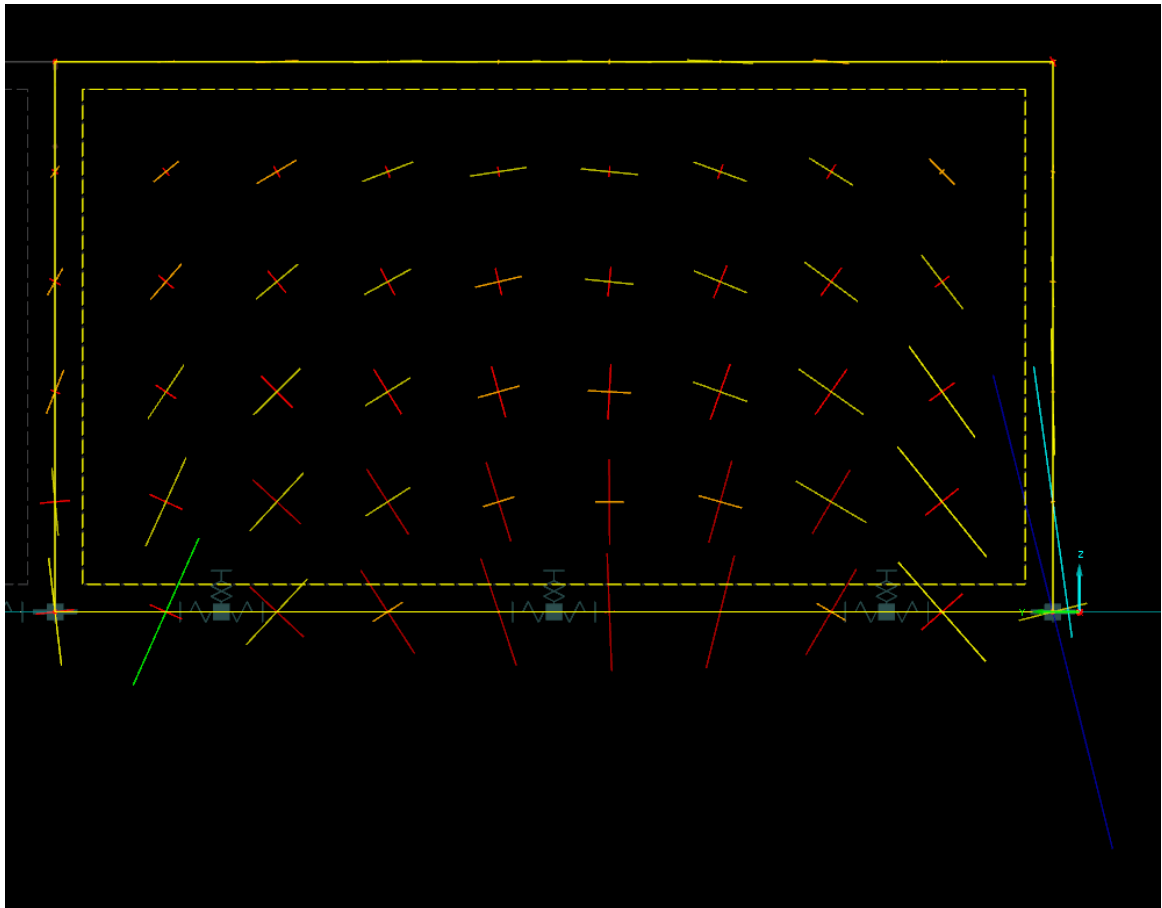


Bild 84: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme einer Wand (Ansicht in X-Richtung)

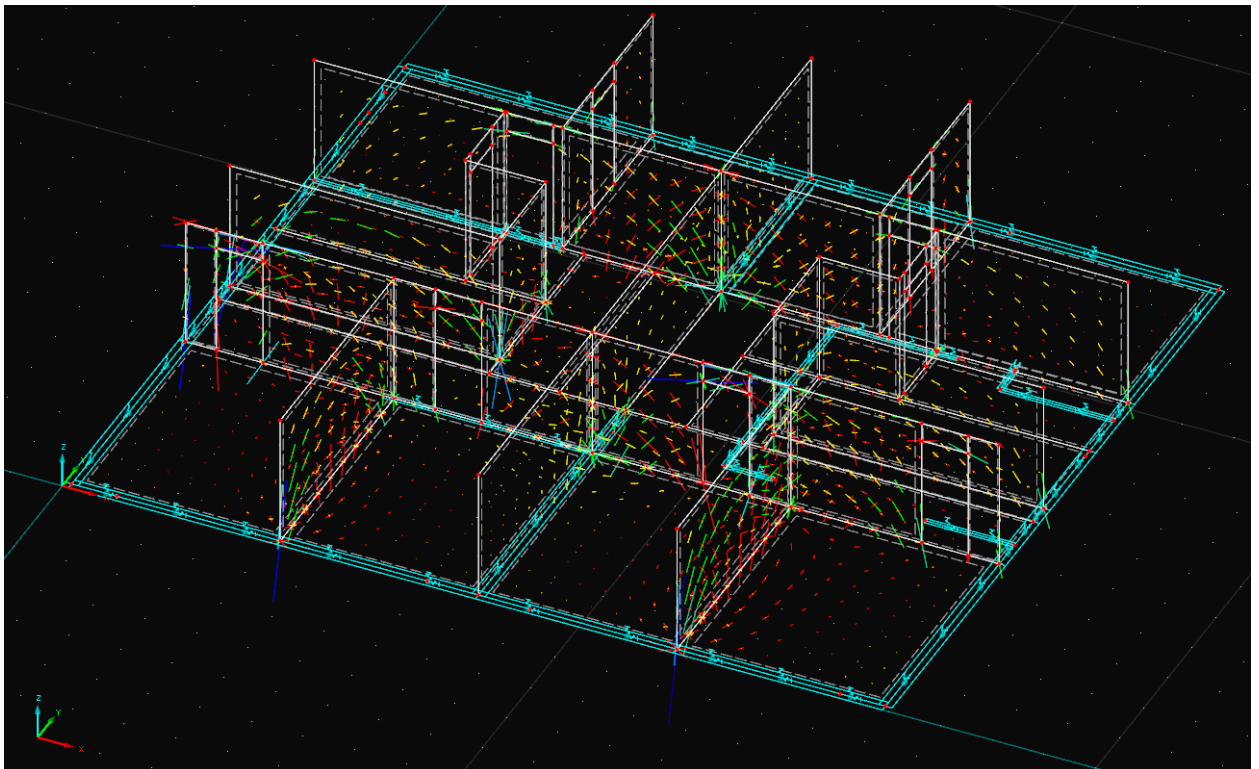
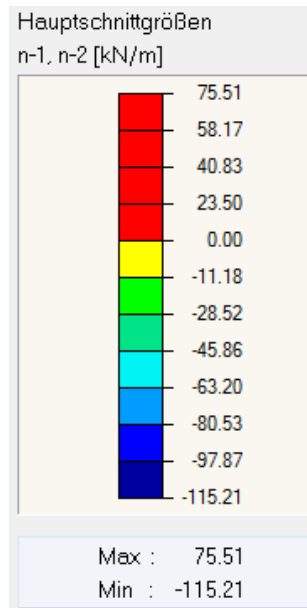


Bild 85: Hauptnormalkräfte (Isometrische Ansicht)



**Bild 86: Farbskala Hauptnormalkräfte**

Bei diesen beiden Modellierungen ist die Wand mit der Decke gekoppelt. An der Verbindung weisen die Decke und die Wand dieselbe Verformung auf. Wenn man die Kopplung so modelliert, hat die Wandsteifigkeit einen wesentlichen Einfluss auf der Deckendurchbiegung, weil die Wände entsprechend ihren Steifigkeiten als hohe, unterbrochene Überzüge der Decken wirken können.

In der Wirklichkeit ist es aber nicht so. Die Wände des Obergeschosses haben keinen nennenswerten positiven Einfluss auf die Deckensteifigkeit. Die Decke biegt sich durch und die Wand folgt die Verformung bis zu einem Punkt, der nicht unbedingt die maximale Verschiebung der Decke ist. Es kann sich eine klaffende Fuge zwischen die Wand und die Decke ausbilden.

Dieser Umstand wird in dem im nachfolgenden Modell Rechnung getragen.

## 9.3. Variante 2: Wände und Decke getrennt

### 9.3.1. Statisches System

#### Auflager

Die Auflagerung der Erdgeschossdecke auf den Wänden des Erdgeschosses wurde wieder als vertikal starre, gelenkige Lager mit Zugausfall in Z-Richtung abgebildet.

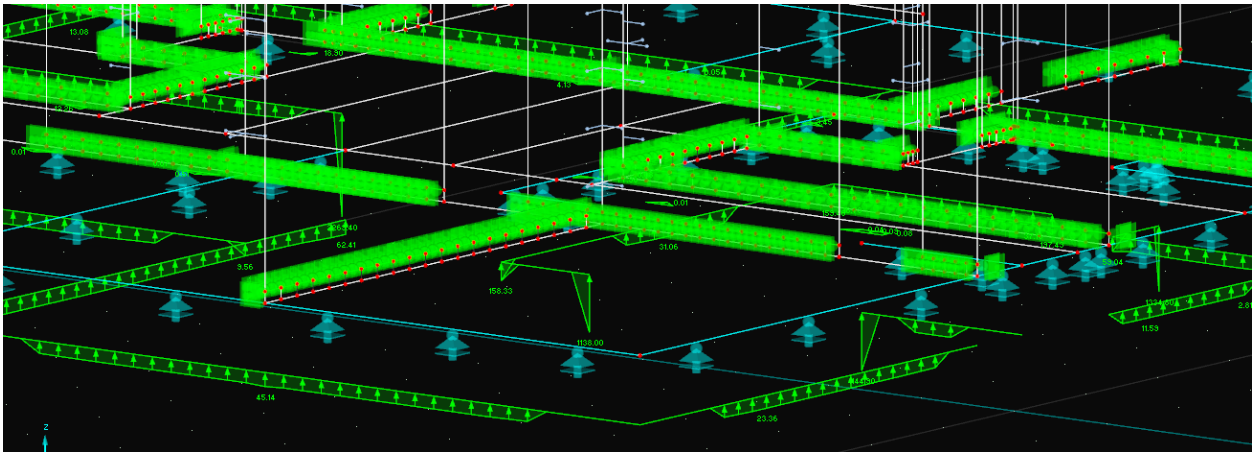


Bild 87: Randlinienlager mit Zugausfall in der Z-Richtung

#### Druckstab

Wie schon erläutert kann das Mauerwerk keine Zugkräfte übertragen. Um diesem Verhalten weitestgehend gerecht zu werden, wurden entlang der Verbindungen zwischen den Wänden des Obergeschosses und der Erdgeschossdecke sogenannte „Druckstäbe“ eingeführt. Diese Stäbe können, wie der Name bereits zum Ausdruck bringt, nur Druckkräfte aufnehmen, eine Zugkraftübertragung wird ausgeschlossen.

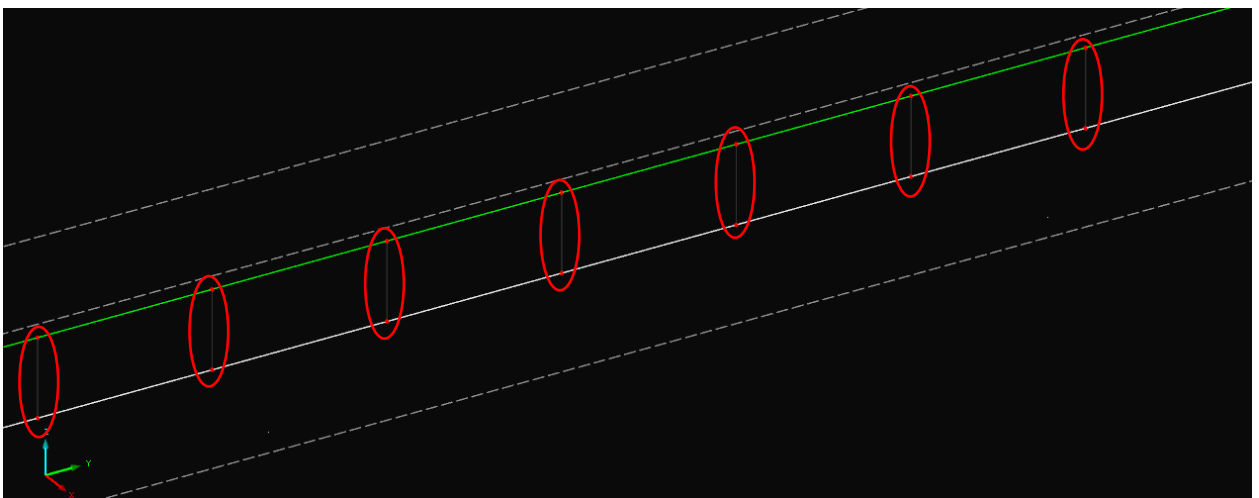


Bild 88: Druckstäbe zwischen die Wand und die Decke (in Rot eingekreist)

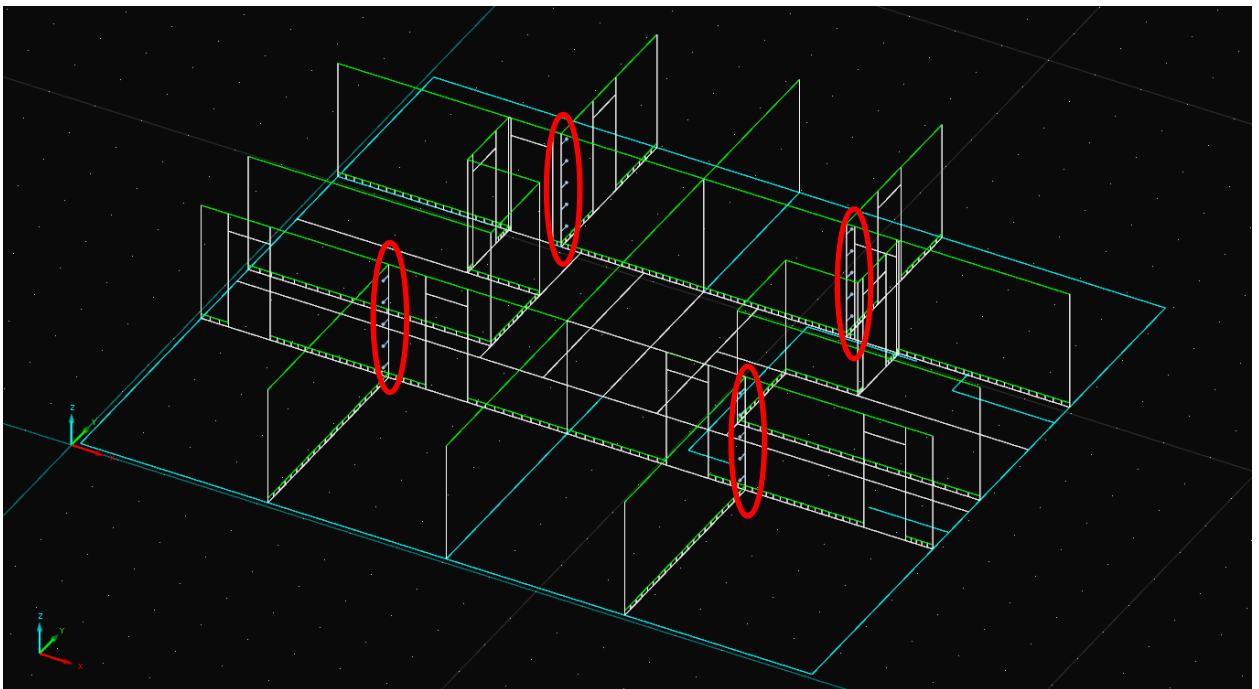
## Liniengelenke

An einem Eckpunkt werden infolge des Steinaufbaus Lasten unterschiedlich weiter geleitet. Verschiebungen und Verdrehungen sind deswegen auch nicht in alle Richtungen überall gleichmäßig überträgt. Da ohne weitere Angaben im Programm, Flächen, die sich an einer Linie berühren, biegesteif verbunden sind, gibt es die Möglichkeit Liniengelenke einzuführen.

Ein Liniengelenk ermöglicht, bestimmte Freiheitsgrade von der Übertragung auszuschließen.

Bei RFEM ist "ein Liniengelenk Eigenschaft einer Fläche, nicht die einer Linie. Das Gelenk muss deshalb einer Fläche zugeordnet werden. Liniengelenke können nicht nur an Begrenzungslinien von Flächen angeordnet werden. Sie lassen sich auch Linien zuweisen, die in die Fläche integriert sind."

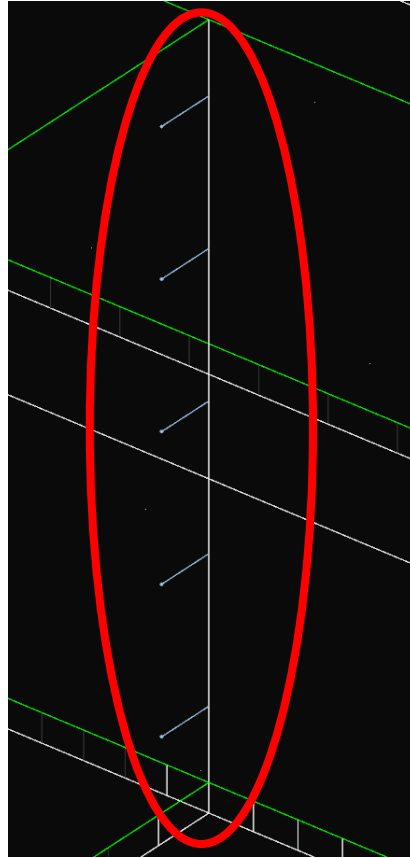
Die Grade die frei gesetzt werden lassen sich durch den Verwender des Programms bestimmen. Er muss sich überlegen ob jede Verschiebungen bzw. Verdrehungen in Wirklichkeit möglich sind. Eine falsche Interpretation der Realität kann zu falsche Ergebnisse führen.



**Bild 89: Stellen der Liniengelenke**

Bei diesem Modell wurden vier Stellen für ein Liniengelenk gewählt (siehe Bild 89).

Mit der Einführung von Liniengelenke sind zwar die Wände im Modell graphisch bzw. optisch immer noch zusammen gebunden aber nicht bei der Berechnung.



**Bild 90: Liniengelenke**

Die zur Verfügung stehenden Bestandspläne geben keine genaueren Angaben über die Ausführung der Wandverbindungen und man könnte davon ausgehen, dass es keine Verbindung zwischen der verschiedene Wandscheiben gibt. Es muss aber geachtet sein, dass eine solche konstruktive Lösung selten vorkommt und meistens zu vertikalen Rissen zwischen den beiden Wandscheiben führen würde. Da die Obergeschosswände wegen der fehlenden oberen Deckscheibe oben nicht gehalten sind, ist davon auszugehen, dass die Innenwände miteinander verzahnt sind, um sich gegenseitig auszusteiern bzw. zu halten.

Da bei Mauerwerk ohne spezielle Maßnahme in den Ecken eine Übertragung nur in vertikaler Richtung möglich ist, wurden an den vier kritischen Stellen alle Freiheitsgrade, außer der Verschiebung in Z-Richtung, frei gelassen.

### **Knotenlager**

Da entlang der Liniengelenke die Knotenverschiebungsfreiheitsgrade frei sind, ist das Rechenmodell ohne weitere Maßnahmen unberechenbar, weil das System instabil wird. Die Wände sind somit nicht gehalten. Damit das Modell berechenbar wird, muss man ein zusätzliches Knotenlager pro Wandscheibe eingefügt werden.

Um sicher zu stellen, dass diese Maßnahme die Ergebnisse nicht negativ beeinträchtigt, dürfen diese zusätzlichen hilfweise eingeführten Knotenaufleger keine nennenswerten eigenen Auflagerreaktionen hervorrufen.

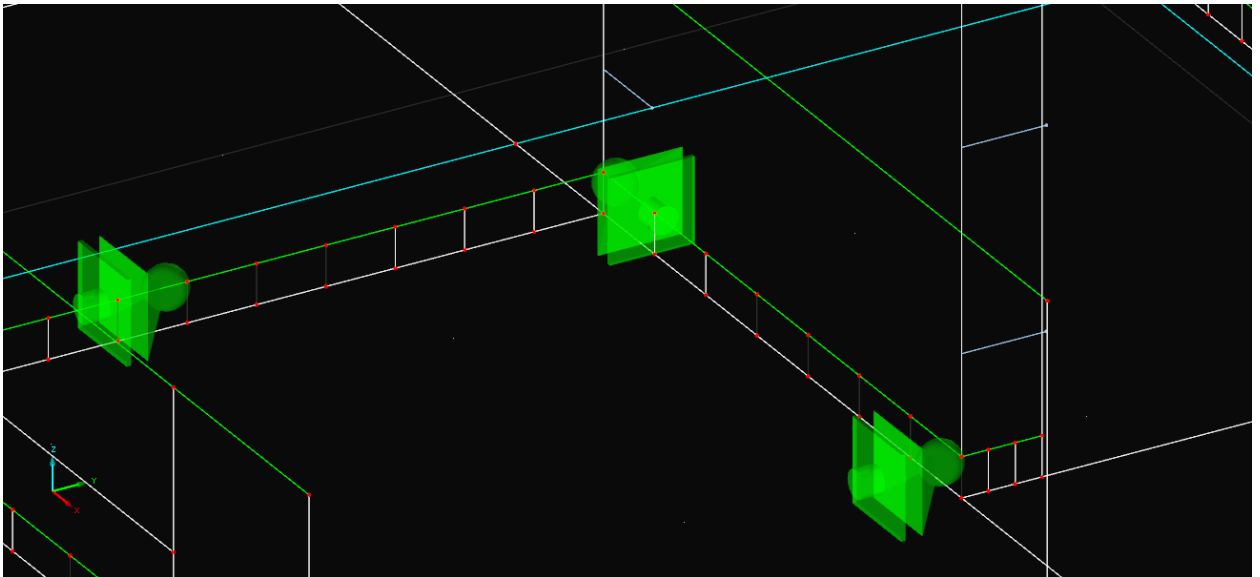


Bild 91: Knotenlager

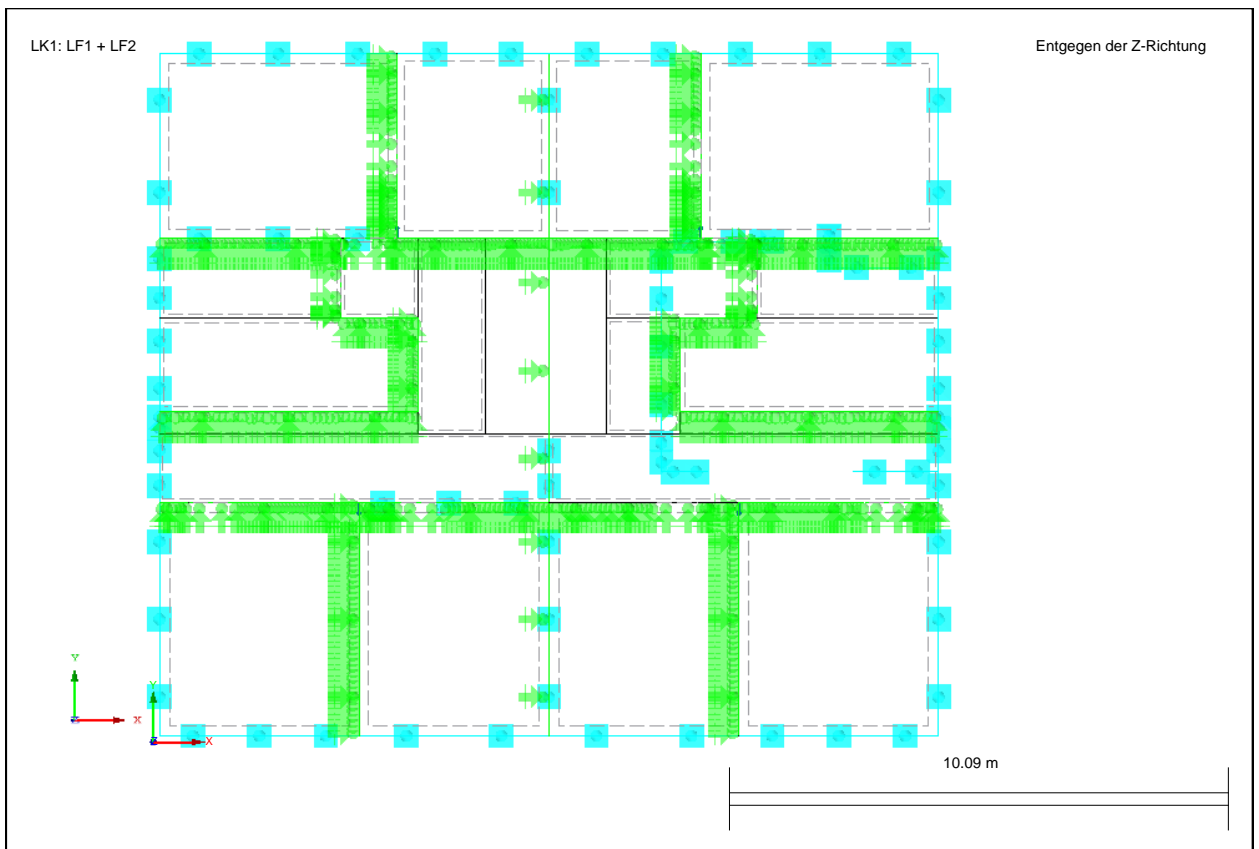


Bild 92: Grundrissdarstellung (Ansicht in Z-Richtung)

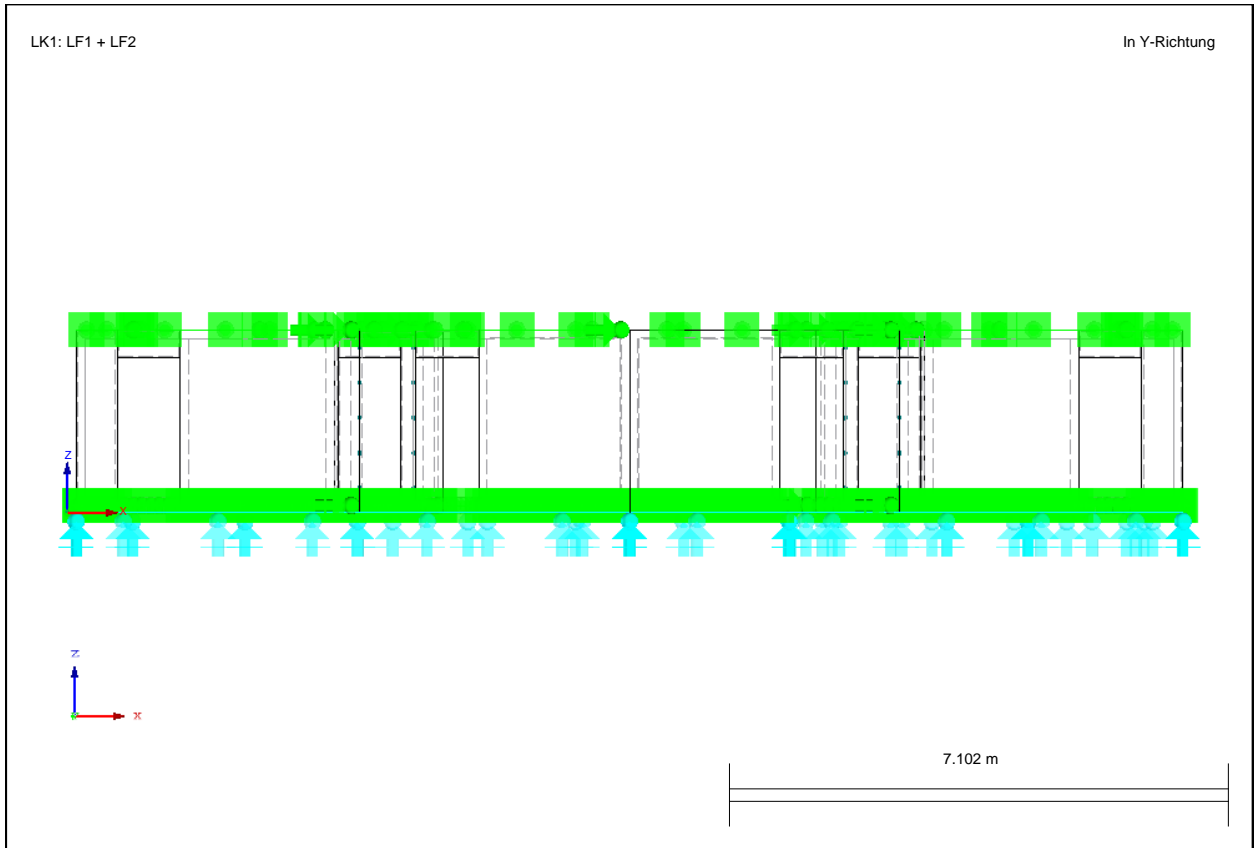


Bild 93: Ansicht in Y-Richtung

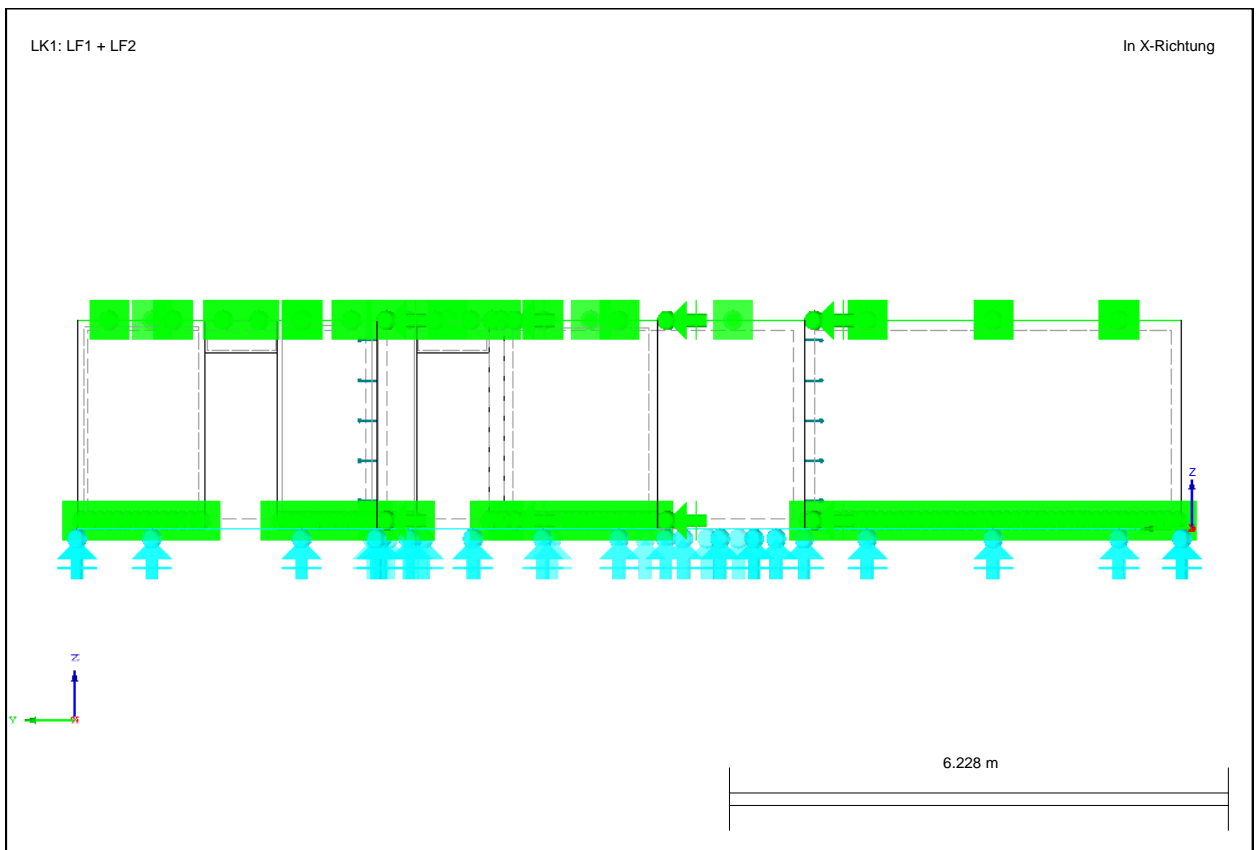


Bild 94: Ansicht in X-Richtung

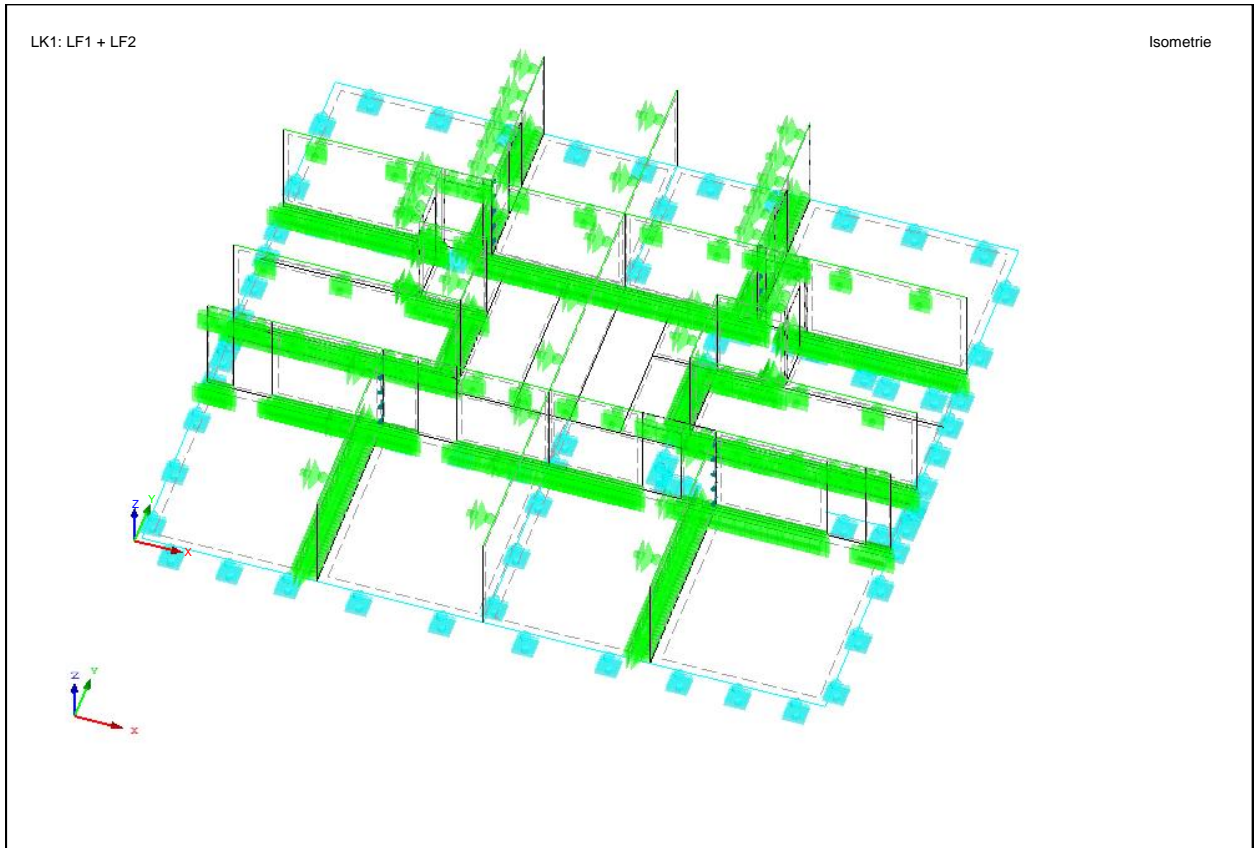


Bild 95: Isometrische Ansicht

### 9.3.2. Lasten

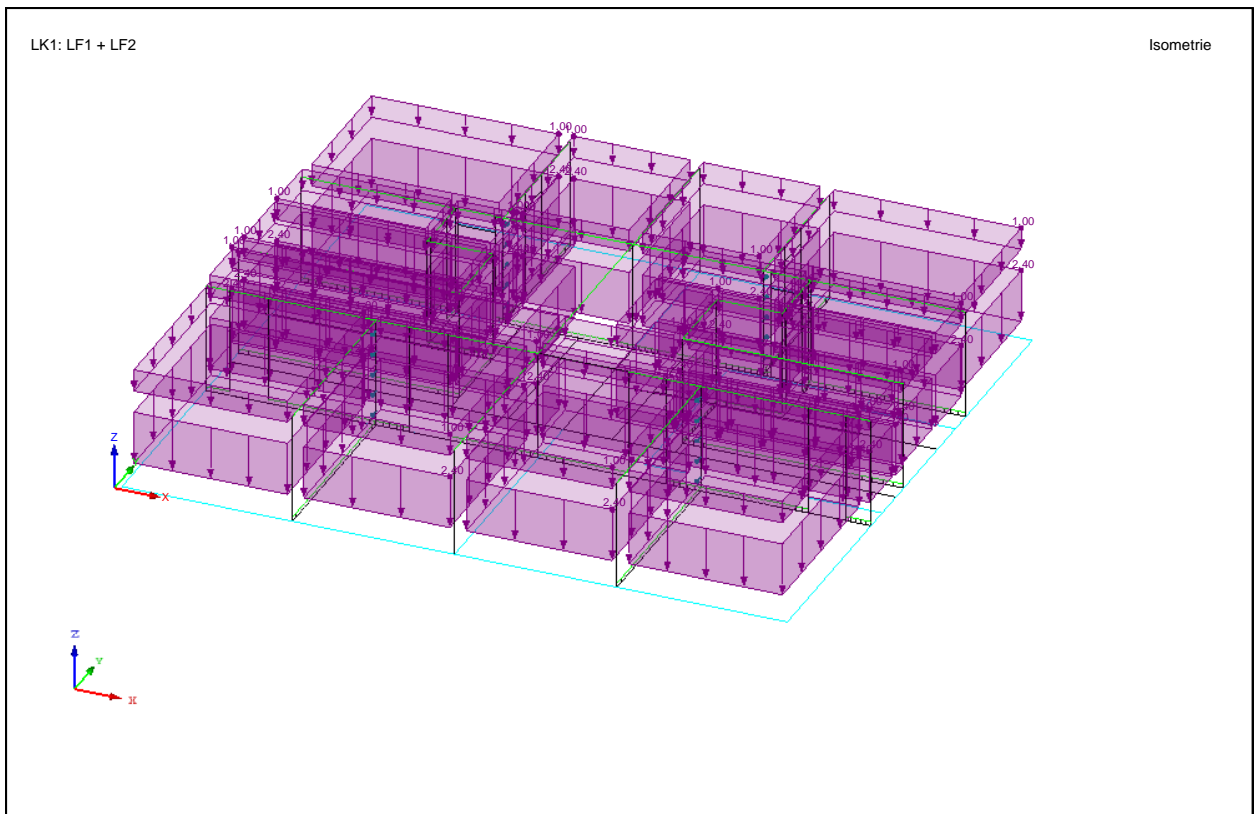


Bild 96: Estrich + Nutzlast



### 9.3.3. Ergebnisse

#### Verformungen

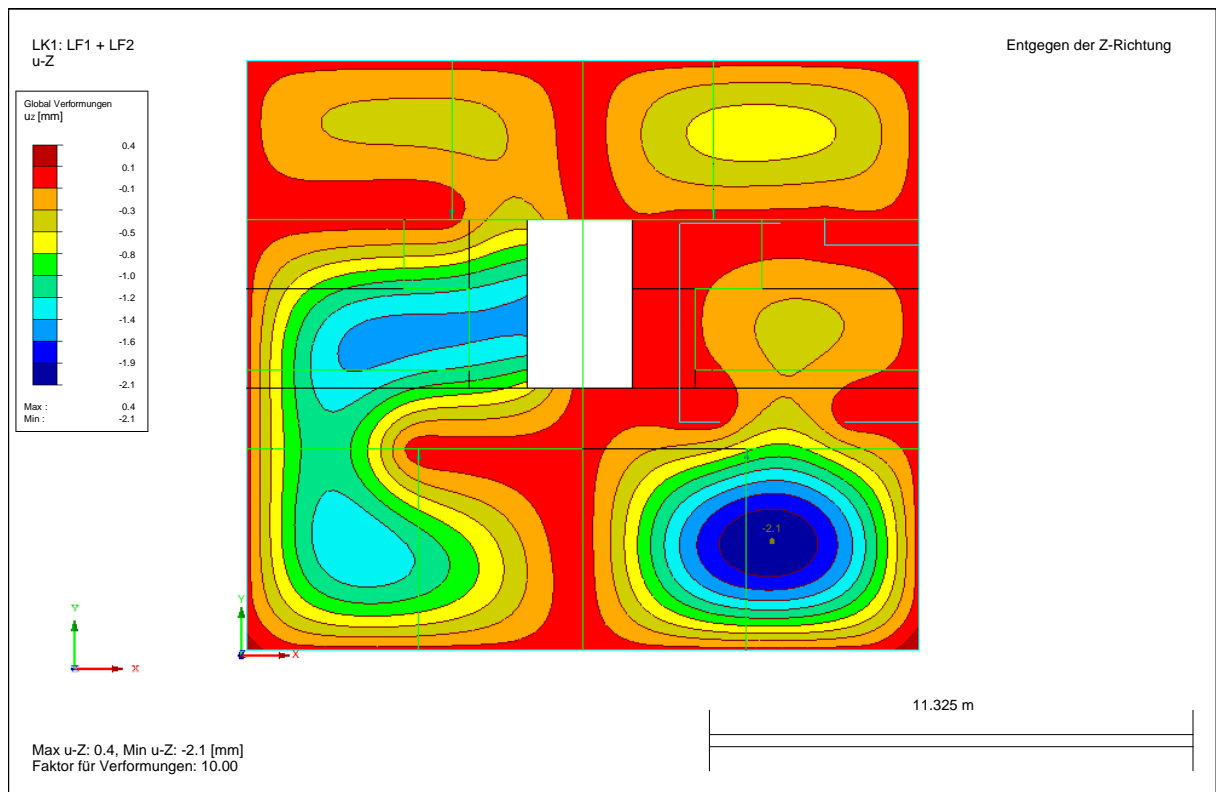


Bild 97: Verformungen im Grundriss (Ansicht in Z-Richtung)

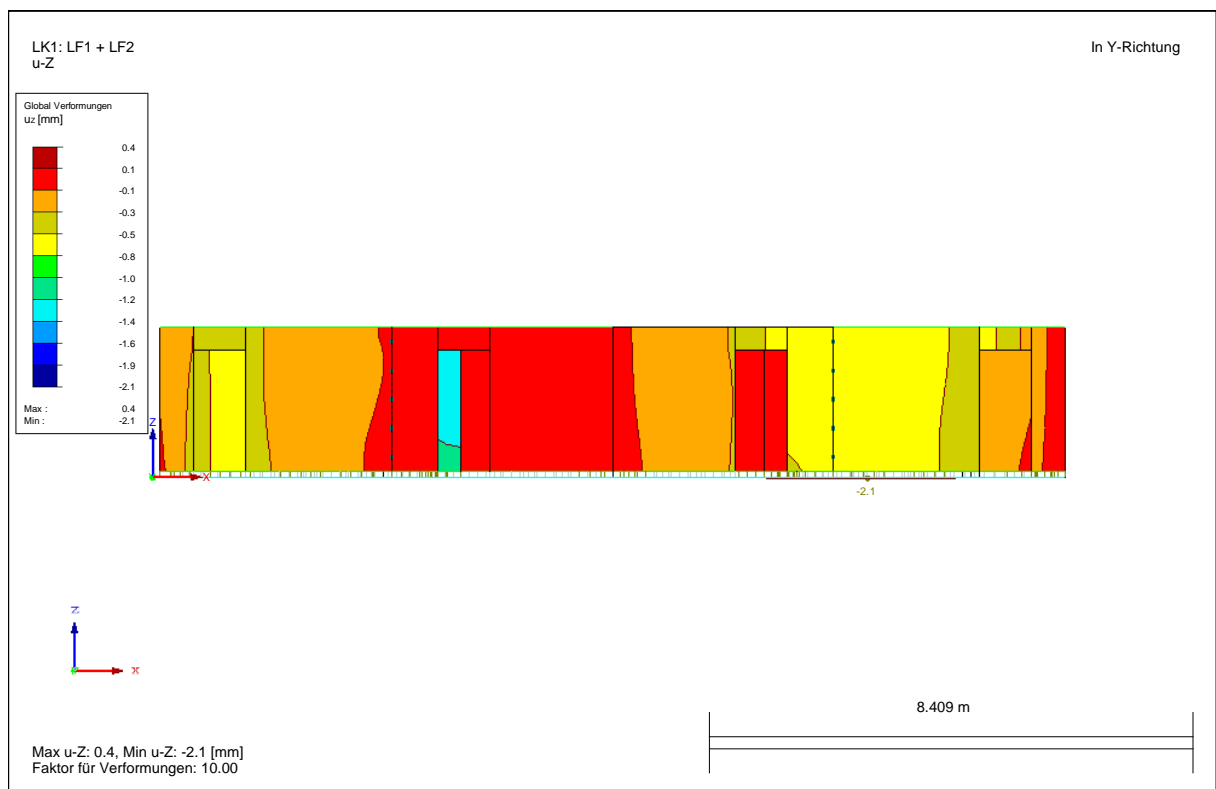
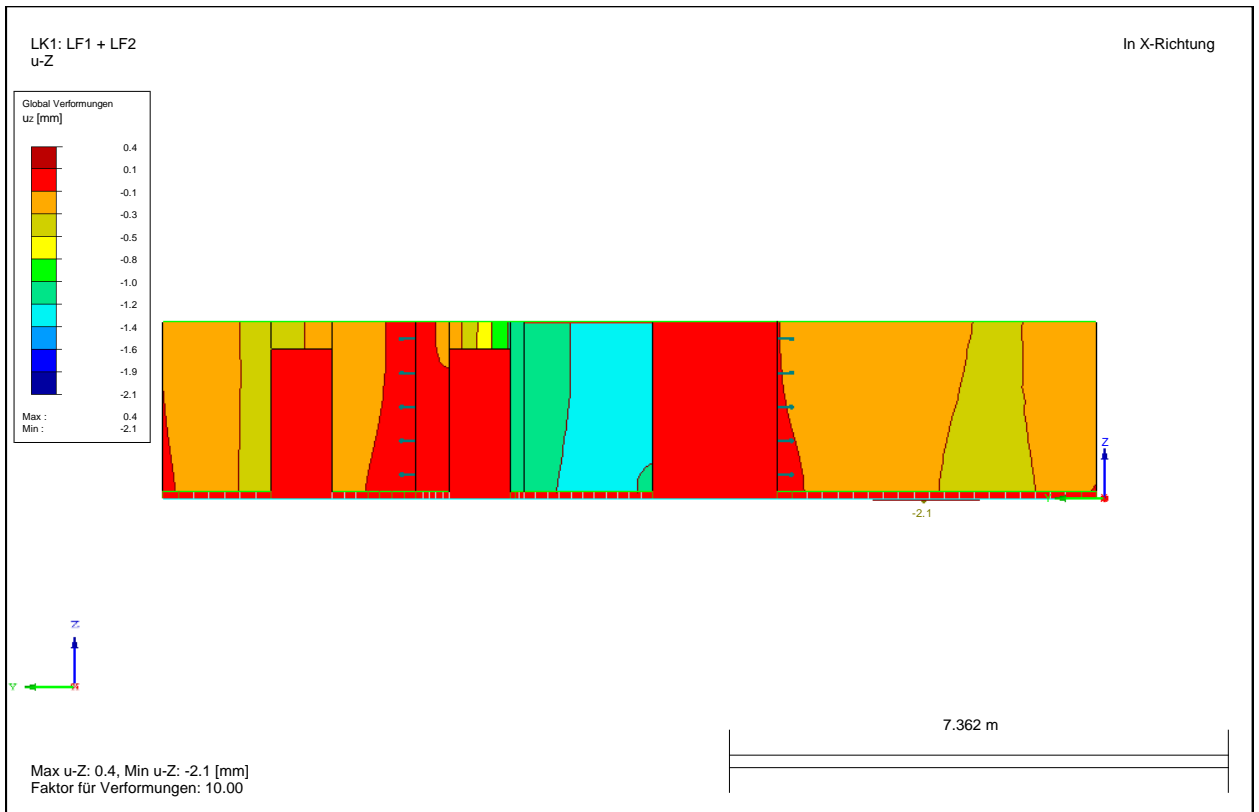
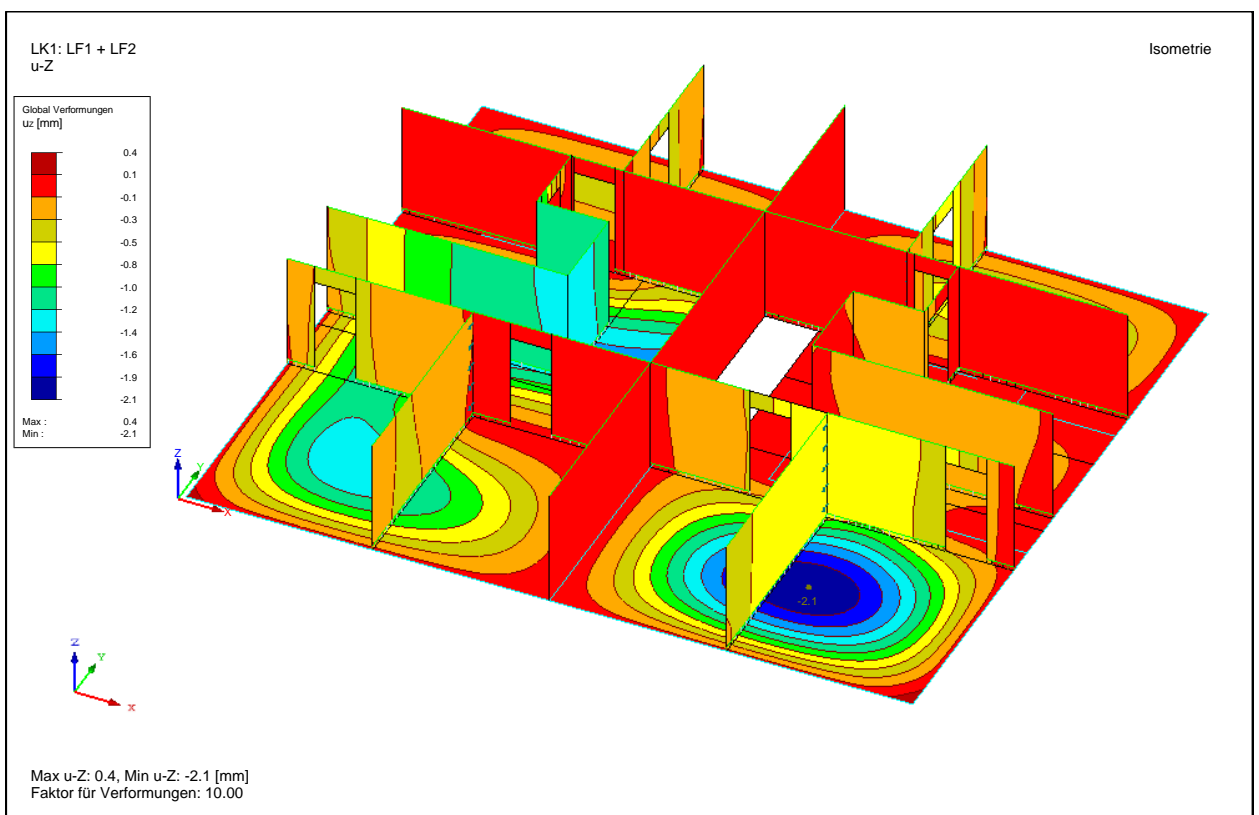


Bild 98: Verformungen (Ansicht in Y-Richtung)

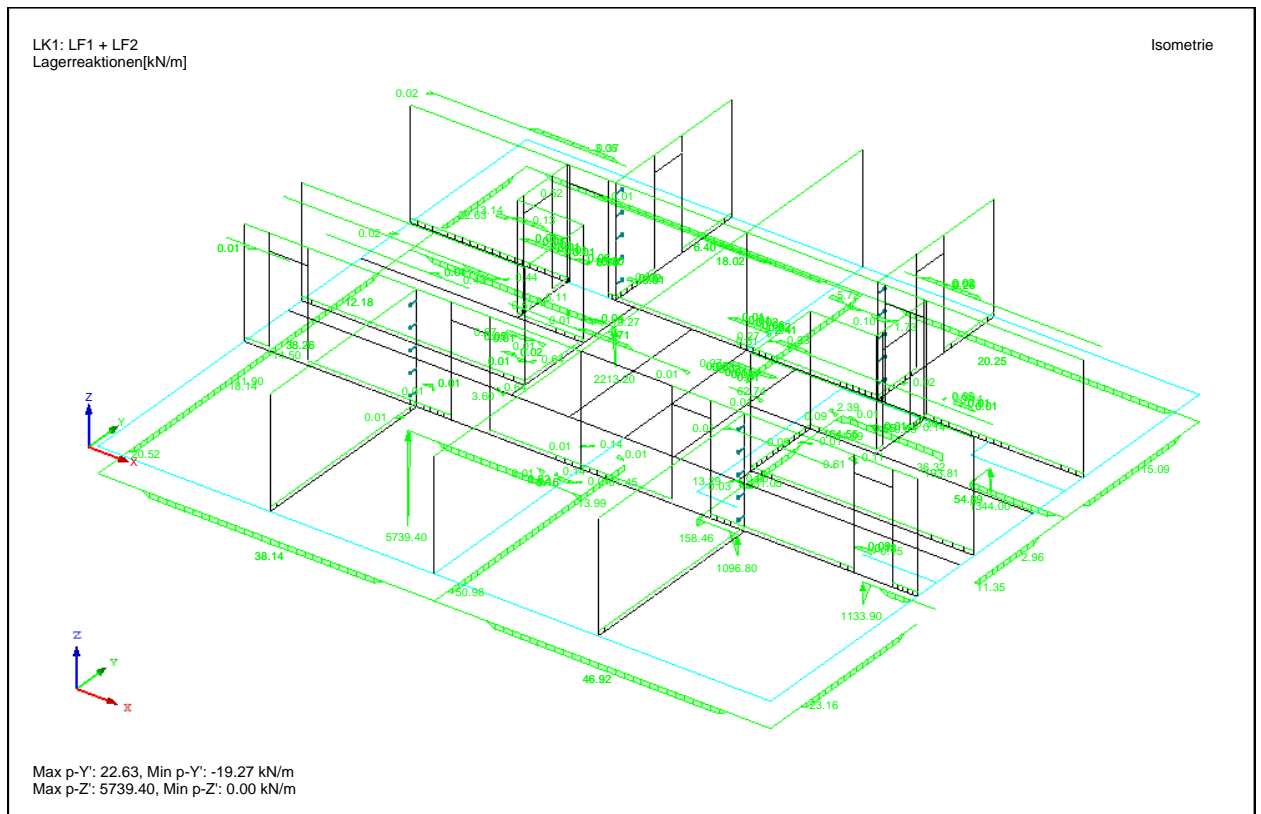


**Bild 99: Verformungen (Ansicht in X-Richtung)**



**Bild 100: Verformungen in der isometrischen Darstellung**

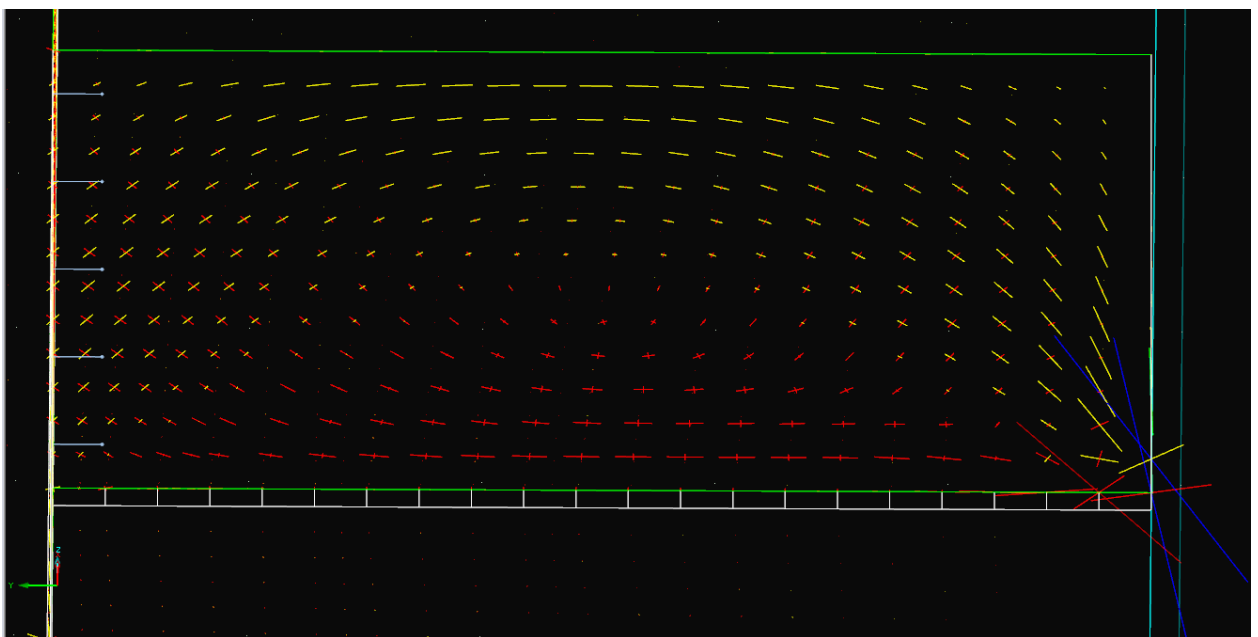
## Auflagerreaktionen



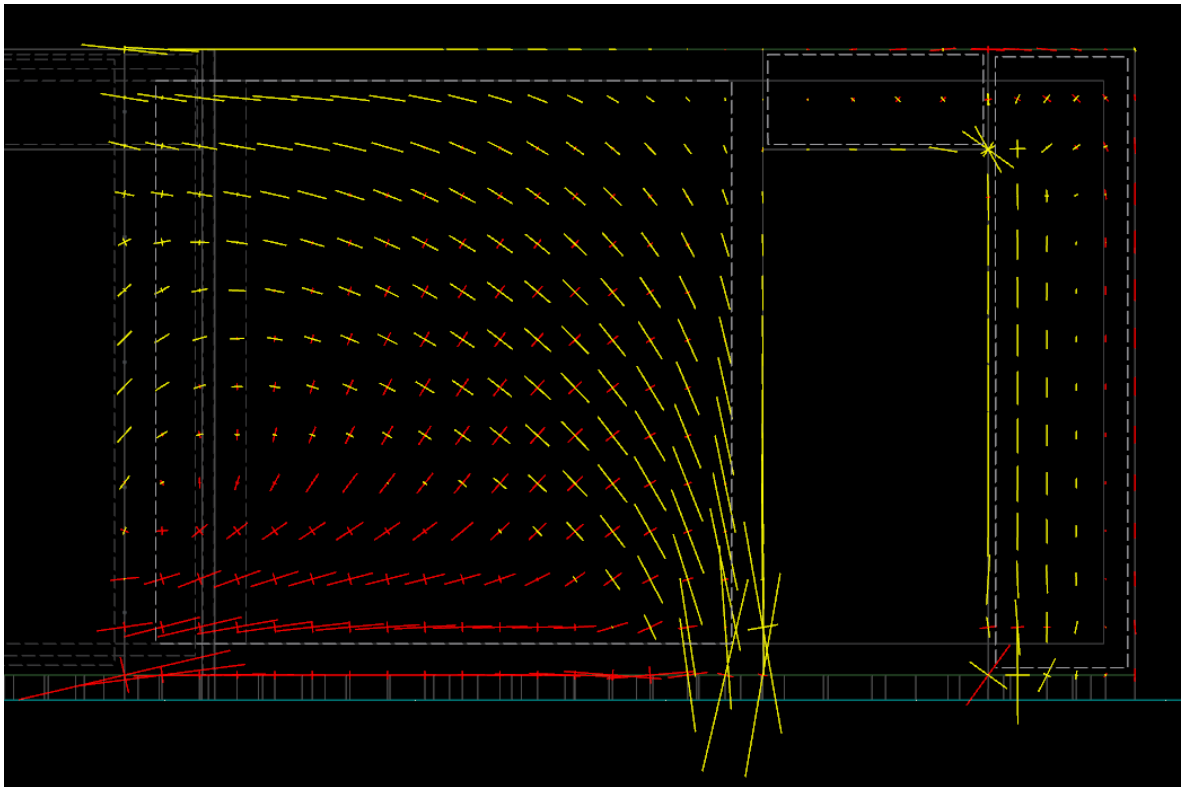
**Bild 101: Auflagerreaktionen (Isometrische Ansicht)**

Die Auflagerreaktionen zeigen, dass es keine Kräfte in den Knotenlager vorhanden sind. Die Kontenlager beeinflussen also die Endergebnisse nicht. Diese Modellierung ist aus diesem Grund zulässig.

## Hauptnormalkräfte



**Bild 102: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wand zwischen den beiden Kinderzimmer - Bauobjekt 2 (Ansicht in X-Richtung)**



**Bild 103: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wand + Tür zwischen das Kinderzimmer und den Flur - Bauobjekt 2 (Ansicht in Y-Richtung)**

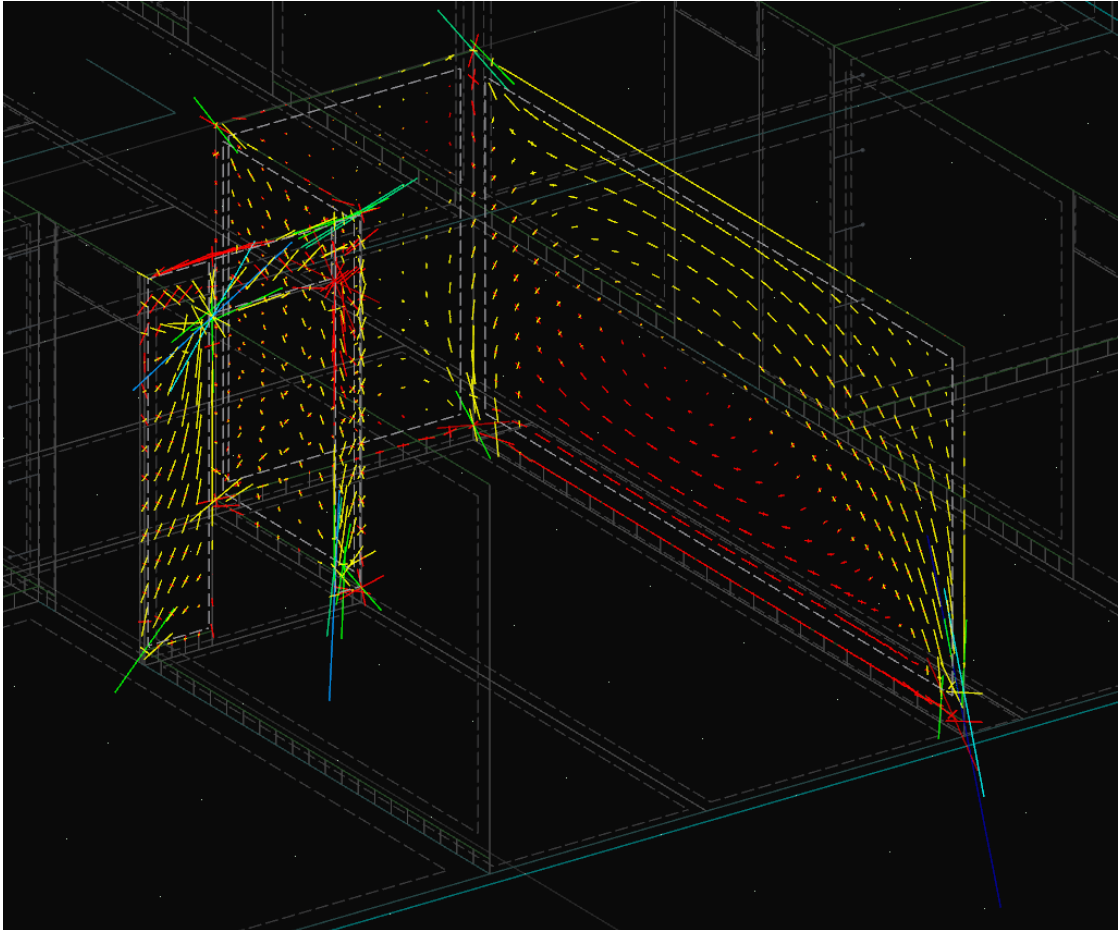


Bild 104: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wände Badezimmer - Bauobjekt 1 (Isometrische Ansicht)

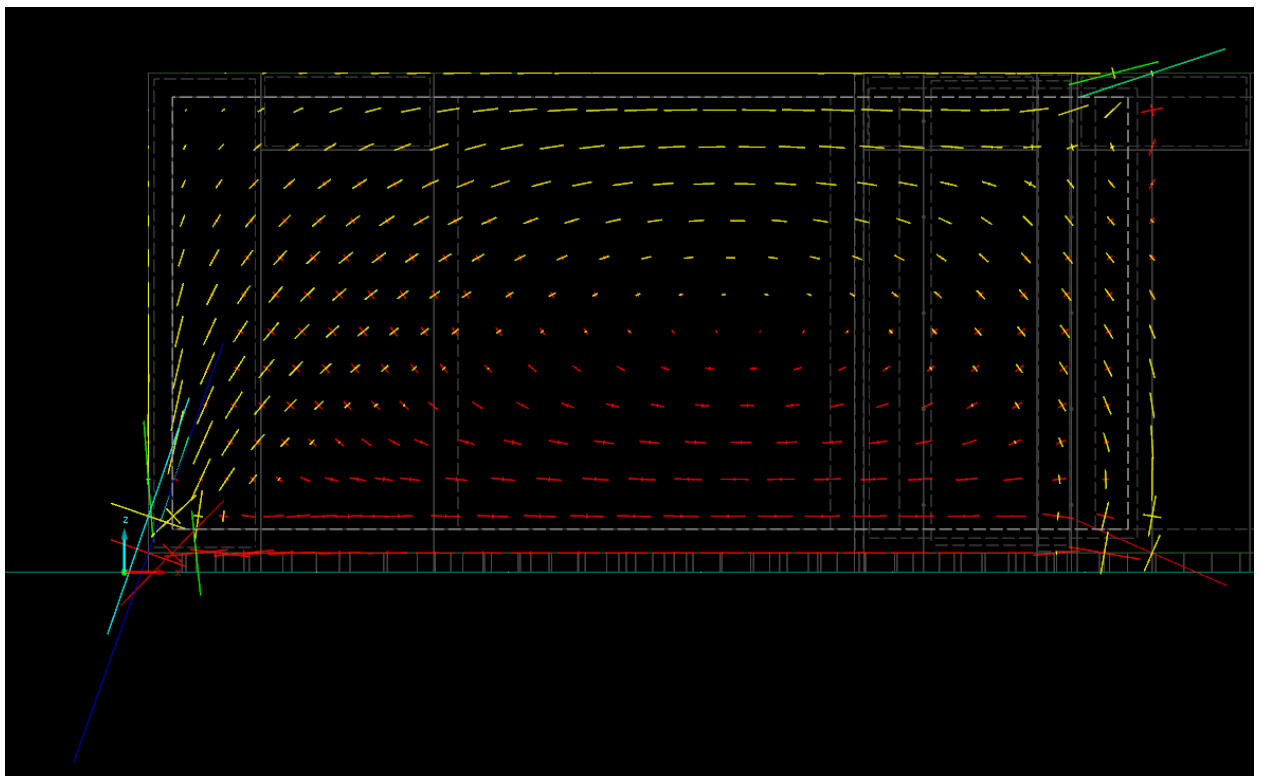


Bild 105: Hauptnormalkräfte: Nahaufnahme Wand Badezimmer - Bauobjekt 1 (Ansicht in Y-Richtung)

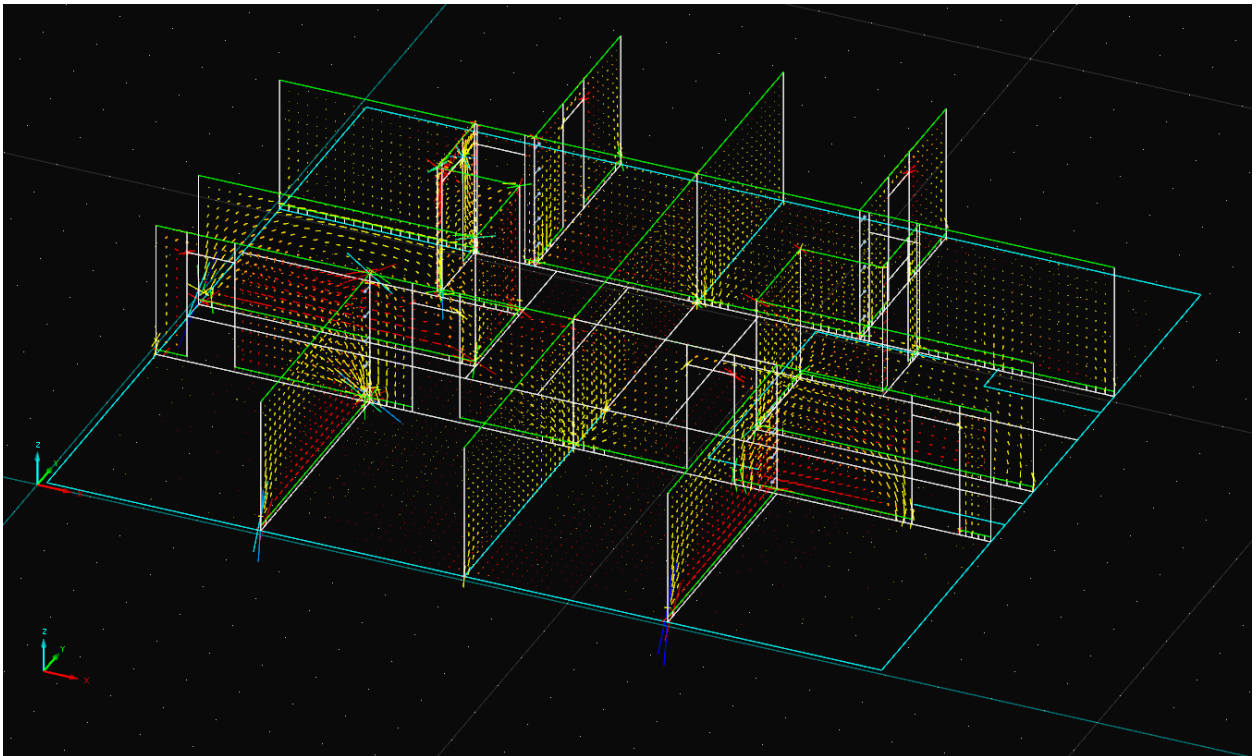


Bild 106: Hauptnormalkräfte (isometrische Ansicht)

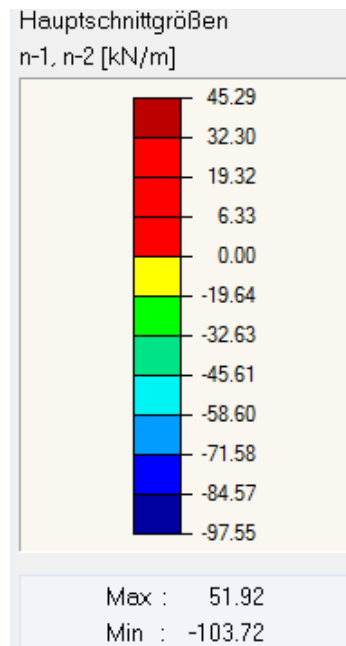


Bild 107: Farbskala der Hauptschnittgrößen der Obergeschosswände: Hauptnormalkräfte

Der Beanspruchungszustand der Wände lässt sich über die Hauptspannungen bzw. Hauptnormalkräfte (=Hauptspannungen x Wanddicke) als Trajektorien in der Wandscheibe

darstellen. Anhand dieser Trajektorien lassen sich die verschiedenen Bereiche von Druck- (von blau nach gelb) und Zugbeanspruchung (im rot) deutlich erkennen.

Risse in isotropen Werkstoffen entstehen immer in Richtung der maximalen Zugbeanspruchungen also im Wesentlichen entlang der Zugspannungstrajektorien bzw. senkrecht zu den wirkenden Hauptdruckkräften. Mauerwerk ist aufgrund der Inhomogenitäten der Zusammensetzung – Mauerziegel und Mörtelfugen – nicht als isotroper Werkstoff zu betrachten (siehe unter Kapitel 6). Deshalb ist die Interpretation der Trajektorienbilder (aus einer isotropen Berechnung) etwas schwieriger.

Es ist dennoch anhand der Trajektorienbilder der Wandscheiben des Obergeschosses deutlich zu erkennen, dass die Wandscheiben des Obergeschosses durch die Deckendurchbiegungen in weiten Bereichen unter Zugbeanspruchungen (im rot) stehen (siehe Bild 102 – Bild 106). Werte bis 51,92 kN/m sind an manche kritische Stelle erreicht.

Die Mauersteine und die Fügen (die mit Mörtel gefüllt sind), können diese Zugkräfte nicht aufnehmen. Eine daraus folgende Rissbildung an den Innenwänden des Obergeschosses ist damit grundsätzlich erklärbar.

# 10 Erschütterungen aus dem Betrieb der Geothermieanlagen als Ursache der Risse

## 10.1. Merkmale von erschütterungsbedingten Putz- und Mauerwerksrissen

Unter Erschütterungen versteht man periodische, zufallsbedingte oder stoßartige Schwingungen. Die Erschütterungen wirken auf den Bauwerken ein und auf die darin befindlichen Personen.

Die Ursachen sind vielfältig und können aus natürlichen Vorgängen stammen, wie z.B. Erdbeben, oder durch verschiedene Aktivitäten induziert werden, wie:

- Verkehrsinduzierte Erschütterungen aus Straßen-, Schienen- oder Luftverkehr
- Erschütterungen infolge von Baumaßnahmen (Abbrucharbeiten, Baustellenfahrzeugen, Bodenverdichtungsarbeiten, Rammarbeiten, Sprengungen)
- Maschinenerregte Schwingungen, Erschütterungen in Fabrikationsanlagen
- Geotechnische Eingriffe im Untergrund (Berg-, Geothermie, Stollenbau)

Werden in näherer oder weiterer Entfernung eines Gebäudes im Baugrund Schwingungen oder Stöße eingepreßt, pflanzen sich diese im Boden fort und können in oder an der baulichen Anlage Schwingungen auslösen.

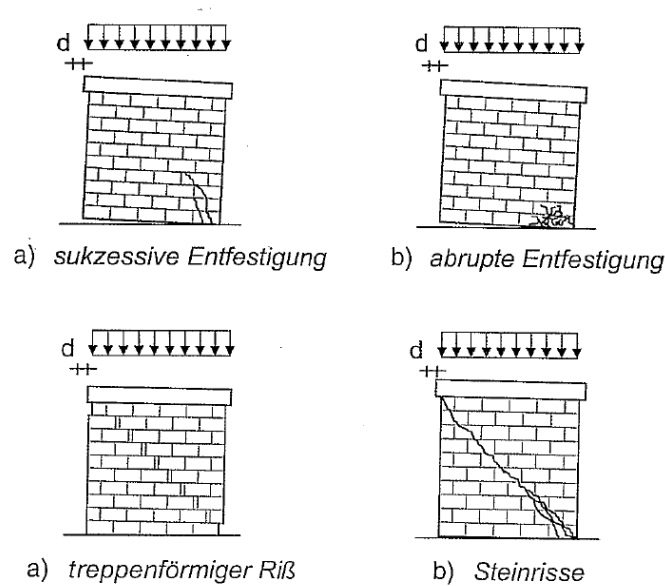
Die Erschütterungsereignisse infolge Geothermie können vom Potential der möglichen Erscheinungsformen der Schäden bei entsprechender Intensität den Erdbebenereignissen als ähnlich angesehen werden. Das heißt, dass bei Zurückführung der Ursache der Schäden auf die Erschütterungsimmissionen infolge Geothermie entsprechend ähnliche Schadensbilder vorliegen müssten.

Infolge von seismischen Ereignissen geringerer bis mittlerer Intensität treten bei Schäden in Mauerwerksbauten in der Regel typische Schadensformen auf (Bild 108), die sich zum Teil wesentlich von den bisher beschriebenen Erscheinungsformen von bauartspezifischen Schäden unterscheiden.

Da die horizontalen seismischen Lasten hauptsächlich durch die parallel zur Bewegungsrichtung stehenden Wände abgetragen werden, werden diese in ihrer Ebene als Scheiben beansprucht. Wenn dabei die Beanspruchung in einigen Wandabschnitten die Festigkeit des Mauerwerkes überschreitet, entstehen schräg verlaufende Risse (Schrägrisse), die allgemein als „Schubrisse“ bezeichnet werden. Diese können sich über die gesamte Wandhöhe erstrecken oder bei Versagen der Druckzone örtlich auf die Biegedruckzone beschränkt sein.

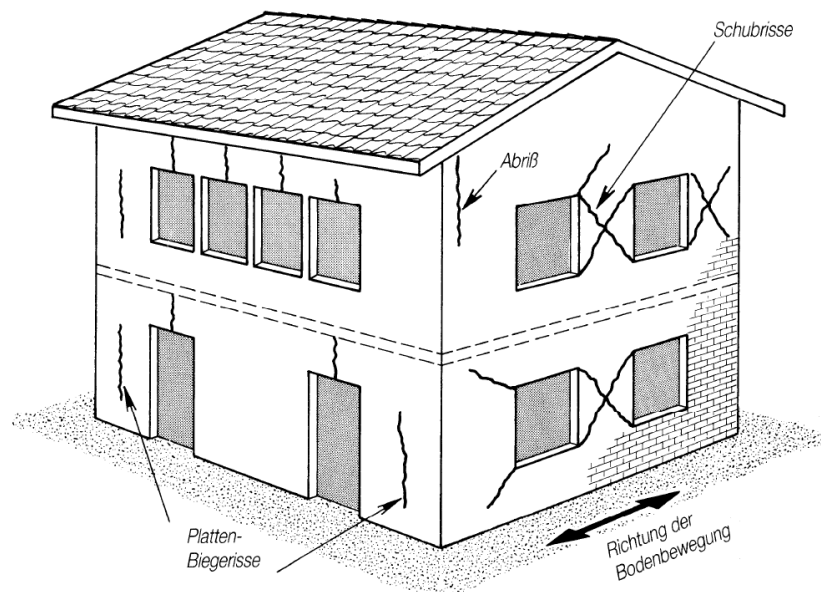
Schrägrisse gehen im Mauerwerk überwiegend von den Ecken der Öffnungen aus, weil dort die größten Spannungskonzentrationen auftreten.





**Bild 108: Typische Schadensformen für eine Mauerwerkswand infolge einer aufgezwungenen horizontalen Beanspruchung in Scheibenebene (aus [20])**

Ist die Wirkungsrichtung der Bodenbewegung doch senkrecht auf die Wände gerichtet, werden die Wände als Platten, d.h. auf Biegung quer zur Wandebene beansprucht. Dabei entstehen die vertikal verlaufenden Platten-Biegerisse in Bild 109. Diese Schäden treten umso wahrscheinlicher auf, je größer der Abstand zwischen den aussteifenden Querwänden ist oder, was eher selten der Fall ist, wenn die Decken in ihren Ebenen nicht genügend steif sind.



**Bild 109: Typische Erdbebenschäden an einem Mauerwerksbau (aus [21])**

Bei ungenügender Verbindung mit den Querwänden kann es zu einem Abreißen der senkrecht zu ihrer Ebene beanspruchten Wand kommen (vertikaler Riss in Punkt „Abriss“ in Bild 109).

Erschütterungen können bei entsprechenden Bodenverhältnissen auch zu Setzungen im Gründungsbereich von Gebäuden führen. Hier sind insbesondere ungleichförmigen Setzungen von unterschiedlichen Gründungskörpern besondere Aufmerksamkeiten zu schenken, weil diese u.U. zu setzungsbedingten Schäden wie Risse führen können.

Die meisten der unter Anlage C angeführten bauartspezifischen Rissformen sind nach einem Erschütterungsereignis sehr selten und nicht als alleinige Erscheinungsform anzutreffen. Lediglich bei den im Mauerwerksbau häufig beobachteten Kerbrissen und den diagonalen erdbebenbedingten Schubrisse, die von den Mauerwerksöffnungen ausgehen, ist optisch kein wesentlicher Unterschied festzustellen, insbesondere wenn die Kerbrisse nicht nur auf den Putz beschränken, sondern auch im Putzgrund vorhanden sind. Zur Einordnung der Rissursachen ist hier dann das Gesamterscheinungsbild von Bedeutung.

Neben den horizontalen Beschleunigungen treten auch vertikalen Erdbebenlasten bzw. Erschütterungsbeschleunigungen auf. Im Falle der Erdbeben sind diese in der Regel vernachlässigbar.

## **10.2. Bewertung der Größenordnung der gemessenen Schwinggeschwindigkeiten**

Im Zeitraum vor und während der Inbetriebnahme der Geothermieanlage und nach der Inbetriebnahme wurden in Insheim folgende Schwingungsereignisse aufgezeichnet, die zum großen Teil auf den Betrieb der Geothermieanlagen zurückzuführen sind.

Die folgende Tabelle gibt die gemessenen Geschwindigkeiten im Bereich Insheim seit 2008 und ab einer Minimalgeschwindigkeit von 0,1 mm/s wieder. Ereignisse mit kleineren Schwinggeschwindigkeiten sind in dieser Tabelle nicht berücksichtigt.

### Erderschütterungen im Bereich Insheim

01.01.2008 bis 23.07.2013											
Ereignis		Bruchgasse 15 76865 Insheim SUW-BG15			Bahnhofstr.38 76865 Insheim SUW-BH38			Sandweg 27 76865 Insheim SUW-SW27			
		Nr. Datum	Max (mm/s)	v <sub>x</sub> (mm/s)	v <sub>y</sub> (mm/s)	v <sub>z</sub> (mm/s)	v <sub>x</sub> (mm/s)	v <sub>y</sub> (mm/s)	v <sub>z</sub> (mm/s)	v <sub>x</sub> (mm/s)	v <sub>y</sub> (mm/s)
7.	13.09.2009 20:21:02	0,10							0,03	0,03	0,10
101.	06.05.2012 16:18:47	0,10	0,04	0,10	0,04	0,09	0,08	0,03			
135.	29.05.2013 07:16:36	0,10	0,05	0,03	0,04	0,10	0,06	0,06			
115.	12.11.2012 13:52:59	0,10	0,07	0,05	0,08	0,10	0,08	0,07			
11.	15.09.2009 09:01:39	0,11							0,11	0,04	0,09
37.	09.04.2010 14:37:14	0,11							0,07	0,05	0,11
18.	07.04.2010 15:46:18	0,11							0,07	0,06	0,11
88.	06.10.2011 08:13:09	0,13	0,07	0,13	0,07	0,06	0,07	0,06			
9.	14.09.2009 20:38:58	0,14							0,14	0,11	0,13
3.	03.09.2009 09:44:35	0,14							0,05	0,03	0,14
79.	15.12.2010 20:33:37	0,14	0,07	0,14	0,05						
4.	13.09.2009 19:47:17	0,15							0,06	0,06	0,15
81.	10.07.2011 22:18:49	0,15	0,05	0,12	0,04	0,15	0,14	0,05			
134.	16.05.2013 13:00:57	0,16	0,06	0,16	0,04	0,06	0,13	0,04			
76.	12.12.2010 05:11:45	0,16	0,06	0,16	0,04						
96.	14.01.2012 18:37:52	0,16	0,08	0,16	0,06	0,07	0,07	0,03			
5.	13.09.2009 20:18:01	0,16							0,04	0,03	0,16
113.	12.11.2012 12:15:01	0,18	0,12	0,08	0,08	0,18	0,14	0,11			
141.	13.07.2013 11:54:54	0,23	0,23	0,09	0,06	0,20	0,11	0,21			
86.	04.10.2011 12:07:26	0,24	0,14	0,24	0,12	0,08	0,11	0,10			
132.	04.05.2013 17:26:59	0,25	0,15	0,09	0,08	0,25	0,16	0,15			
94.	21.11.2011 05:47:58	0,25	0,13	0,25	0,08	0,11	0,19	0,09			
13.	18.10.2009 21:12:10	0,27							0,05	0,04	0,27
36.	09.04.2010 14:36:33	0,32							0,32	0,15	0,32
95.	21.11.2011 05:48:16	0,35	0,22	0,35	0,09	0,14	0,22	0,10			
87.	04.10.2011 17:05:09	0,37	0,16	0,37	0,22	0,18	0,13	0,14			
104.	21.08.2012 11:07:15	0,38	0,10	0,20	0,38	0,20	0,24	0,32			
125.	26.01.2013 20:48:25	0,39	0,22	0,12	0,15	0,37	0,39	0,36			
8.	14.09.2009 20:38:15	0,44							0,44	0,23	0,20
90.	31.10.2011 07:18:22	0,48	0,29	0,48	0,20	0,21	0,33	0,17			
25.	09.04.2010 12:52:20	0,50							0,50	0,13	0,26
128.	17.02.2013 21:07:13	0,71	0,43	0,25	0,21	0,67	0,71	0,45			
1.	15.08.2009 14:10:45	1,18							0,88	1,18	0,32
77.	12.12.2010 05:20:19	1,21	0,69	1,21	0,38	0,32	0,49	0,23			
Maximalwerte			0,69	1,21	0,38	0,67	0,71	0,45	0,88	1,18	0,32

Bild 110: Erderschütterungen im Bereich Insheim

Zur Beurteilung der Auswirkungen der Schwingungen auf die Tragstruktur wird die DIN 4150-3:1999-02 herangezogen. Diese Norm gibt Anhaltswerte, bei deren Einhaltung (d.h. Unterschreitung) Schäden im Sinne einer Verminderung des Gebrauchswertes von Bauwerken nicht zu erwarten sind. Diese Werte sind in der Regel um das 3-10-fache höher als die maximalen Schwingwerte der Beurteilungsmaßstäbe für die Auswirkungen auf den Menschen. Folgendes Bild 111 mit der Tabelle 3 aus der DIN 4150-3:1999-02 (Bild 11) gibt die Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeiten unterhalb derer es erfahrungsgemäß bei Dauerschwingungen zu keinen Gebäudeschäden kommt. So führen horizontale Schwinggeschwindigkeiten von bis zu 5 mm/s bei Geschosdecken von Wohngebäuden und in ihrer Konstruktion/ Nutzung gleichartige Bauten auch bei Dauereinwirkung erfahrungsgemäß nicht zu Schäden (siehe Bild 111).

Als Beurteilungsmaßstab sind hier die maximalen Werte (dauernd wiederkehrende Spitzenwerte) heranzuziehen.

Zeile	Gebäudeart	Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit $v_i$ in mm/s
		Oberste Deckenebene, horizontal, alle Frequenzen
1	Gewerblich genutzte Bauten, Industriebauten und ähnlich strukturierte Bauten	10
2	Wohngebäude und in ihrer Konstruktion und/oder Nutzung gleichartige Bauten	5
3	Bauten, die wegen ihrer besonderen Erschütterungsempfindlichkeit nicht denen nach Zeile 1 und Zeile 2 entsprechen <b>und</b> besonders erhaltenswert (z. B. unter Denkmalschutz stehend) sind	2,5

**Bild 111: Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit zur Beurteilung der Wirkung von Dauerschwingungen auf Bauwerke (Tabelle 3 der DIN 4150-3:1999-02)**

Die in Insheim gemessenen Spitzenwerte der horizontalen Schwinggeschwindigkeiten liegen in allen Fällen unter 0,46 mm/s, d.h. deutlich unter den Anhaltswerten von 5 mm/s für Wohngebäude und in ihrer Konstruktion/ Nutzung gleichartige Bauten. Selbst die vertikalen Schwinggeschwindigkeiten von maximal 1,21 mm/s, die üblicherweise wesentlich höher sind als die horizontalen, liegen unter dem für horizontale Schwinggeschwindigkeiten angegebenen Wert. Nach Abschnitt 6.2 der DIN 4150-3: 1999-02 führen vertikale Schwinggeschwindigkeiten bis 10 mm/s bei Geschoßdecken in Wohngebäuden oder gewerblich genutzten Bauten erfahrungsgemäß nicht zu Schäden, selbst wenn die bei der statischen Bemessung zulässigen Spannungen voll in Anspruch genommen sind. Für die höchsten gemessenen Schwinggeschwindigkeiten sind die auf der Decke auftretenden Schwingungen in bautechnischer Hinsicht damit von untergeordneter Bedeutung. Selbst im Falle einer strengen Eingruppierung in Bauten, die wegen ihrer besonderen Erschütterungsempfindlichkeit strenger zu werten sind und besonders erhaltenswert sind, sind die für die Gruppe von Bauwerken einzuhaltenden Anhaltswerte ebenfalls unterschritten.

Aufgrund der gemessenen geringen Schwinggeschwindigkeiten ist eine Ursächlichkeit dieser für die aufgetretenen Risse unwahrscheinlich.

## Schluss

Bei den beiden Doppelhaushälften wurden von den Eigentümern der Gebäude Schäden in Form von Rissen festgestellt und mit den Erschütterungsereignissen infolge des Betriebes der Geothermieanlage in Insheim in Verbindung gebracht.

Die Schäden wurden im Zuge eines Ortstermins aufgenommen und dokumentiert. Sie sind in Kapitel 3 und in der Anlage A dieser Arbeit beschrieben.

Zuerst wurden alle Schäden mit bekannten Schadensbildern verglichen, die in der Anlage C aus verschiedenen Literaturstellen zusammengestellt sind. Bereits dieser Vergleich ergibt, dass viele der Schäden nicht aufgrund der Bodenschwingungen infolge des Betriebs von Geothermieanlagen entstanden sind, sondern viel eher bauartspezifischer Natur sind.

Die Verteilung der diagnostizierten Risse und die angeführten Verformungsberechnungen für die Decken in der vorliegenden Arbeit zeigen, dass der Ausgangspunkt der Risse mit großer Wahrscheinlichkeit auf die großen Spannweiten der Decken zurückzuführen ist. Aufgrund "normaler" Vorgänge infolge der Zeit (Kriechen) verformen sich die Decke und die Wände. Dies führt unvermeidlich zu Schäden in den nichttragenden Innenwänden des Obergeschosses.

Die Schäden an der Fassade haben ihren Ursprung in der Durchbiegung der Decke. Alle Außenwände sind im Ytong-Stein gebaut. Diese Steine können keine Zugkräfte aufnehmen. Aus diesem Grund werden horizontale Risse an verschiedenen Stellen im Bereich der Decke über dem Erdgeschoss sich bilden. Dies lässt sich besonders gut in den Gebäudeecken betrachten. Dort befinden sich die deutlichsten Rissbildungen mit horizontalen Versätze.

Wie schon im Kapitel 6 erklärt ist, kann man das Mauerwerk nicht als isotroper Werkstoff betrachten. Das Mauerwerk ist ein inhomogenes Material. Dies vereinfacht die Interpretation der Ergebnisse infolge isotroper Berechnungen nicht.

Allerdings kann man laut Resultate des Kapitels 9 behaupten, dass infolge der Deckendurchbiegung der Wandscheiben des Obergeschosses, viele Stellen durch Zug beansprucht sind. Da Mauerziegel und Mörtelfugen nicht Zugkräfte aufnehmen können, ist die Rissbildung der Innenwände des Obergeschosses grundsätzlich erklärbar.

Der letzte Teil beweist mit Hilfe von Schwinggeschwindigkeitmessungen im Gebiet von Insheim, dass die Schwinggeschwindigkeit der verschiedenen Ereignisse immer deutlich unter 5mm/s geblieben ist. In Anlehnung an die DIN 4150-3: 1999-02 die einzuhaltenden Anhaltswerte für verschiedene Gebäudearte und besonders Wohngebäude gibt, sind die höchsten gemessenen Schwinggeschwindigkeiten auf der Decke auftretenden Schwingungen in bautechnischer Hinsicht von untergeordneter Bedeutung. Infolge der gemessenen geringen Schwinggeschwindigkeiten ist eine Ursächlichkeit dieser für die aufgetretenen Risse unwahrscheinlich.

Diese Arbeit hat mich ermöglicht zu verstehen wie ein Gutachten ausgeführt ist, vom Ortstermin bis zu der Bearbeitung im Büro.

Ich habe viel über den Baustoff Mauerwerk gelernt: die verschiedene Typen von Rissen, das Tragverhalten, die Einbaumöglichkeiten. Außerdem habe ich Wissen über das Geothermie gesammelt und vor allem könnte ich meine Statikkenntnisse anwenden und erweitern.

Ich bedanke mich bei den Personen, die mich unterstützt haben, für ihre Hilfe und ihre wertvolle Ratschläge.

## Unterlagen

- [1] Meichsner, Heinz/ Rohr-Suchalla, Katrin (2011): *Risse in Beton und Mauerwerk. Ursachen, Sanierung, Rechtsfragen*. 2. überarbeitete und erweiterte Auflage. Fraunhofer IRB Verlag.
- [2] Frössel, Frank (2009): *Risse in Gebäuden. Damit aus einer Fassade kein Ris(s)iko wird* Baulino.
- [3] Goris, Alfons (2012): *Bautabellen für Ingenieure*. 20. Auflage. Werner Verlag.
- [4] Pfefferkorn, Werner / Klaas, Helmut (2002): *Rissschäden am Mauerwerk. Schadensfreies Bauen*, Band 7. Fraunhofer IRB Verlag.
- [5] Schubert, Peter (2009): *Mauerwerk - Risse und Ausführungsmängel vermeiden und instandsetzen*. Fraunhofer IRB Verlag.
- [6] Krüger, Wolfgang/ Mertzsch, Olaf: *Verformungsbegrenzung im Betonbau*.
- [7] Norm Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- [8] Dreher, Thomas (2012): *Hauptbetriebsplan für den Betrieb des Geothermiekraftwerks Insheim -Primärkreislaufsystem - zur Erdwärmegewinnung*.
- [9] Pfalzwerke geofuture GmbH: "Projekt Insheim". URL: <http://www.pfalzwerke-geofuture.de/6240.php> [Stand: 17. Juli 2013].
- [10] Pfalzwerke geofuture GmbH: "Messnetz". URL: <http://www.pfalzwerke-geofuture.de/8014.php> [Stand: 12. August 2013].
- [11] Pfalzwerke geofuture GmbH : "Projektsteckbrief". URL: <http://www.pfalzwerke-geofuture.de/6246.php> [Stand: 12. August 2013].
- [12] Pfalzwerke geofuture GmbH (2013): "Geothermie-Kraftwerk Insheim wieder in Betrieb". URL: [http://www.pfalzwerke-geofuture.de/6061\\_9267.php](http://www.pfalzwerke-geofuture.de/6061_9267.php) [Stand: 12. August 2013].
- [13] Die Rheinpfalz (2013): "Knalleffekt kommt mit Verzögerung". URL: [http://www.rheinpfalz.de/cgi-bin/cms2/cms.pl?cmd=showMsg&tpl=rhpMsg\\_thickbox.html&path=/rhp/lokal/lan&id=91-8427305](http://www.rheinpfalz.de/cgi-bin/cms2/cms.pl?cmd=showMsg&tpl=rhpMsg_thickbox.html&path=/rhp/lokal/lan&id=91-8427305) [Stand: 20. August 2013].
- [14] Pfalzwerke geofuture GmbH (2012): "Geothermie-Kraftwerk in Insheim offiziell in Betrieb genommen". URL: [http://www.pfalzwerke-geofuture.de/6061\\_8111.php](http://www.pfalzwerke-geofuture.de/6061_8111.php) [Stand: 18. Juli 2013].
- [15] GtV – Bundesverband Geothermie: "Einstieg in die Geothermie". [Stand: 17. Juli 2013].
- [16] Geothermisches Informationssystem für Deutschland: Karte
- [17] Akkerman, Jan (2013): *Flächentragwerke und Finite Elemente. Skript zur Vorlesung*.
- [18] Harry, Timm (2004): *Estriche. Arbeitshilfen für Planung und Qualitätssicherung*. 3. Auflage. Vieweg.
- [19] Norm DIN 1053-100
- [20] A. Ötes, S. Löring: Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung. Bautechnik 83 (2006), 125-138

- [21] „Erdbebensicher Bauen". Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure. Hrsg.: Innenministerium Baden-Württemberg, Ref. Bautechnik. Stuttgart 1986.
- [22] Norm DIN 4150-3:1999-02