

1 Kurzfassung

1.1 Projektbeschreibung

Für den Projektbeschreibung wird auf die Überprüfung [2] verwiesen.

1.2 Erdbebenüberprüfung

Da die Gebäudeteile des Schwimmbad Fohrbachs mit Dilatationsfugen mit einer planmässigen Breite von 1 cm voneinander abgetrennt sind, werden im Rahmen dieser Erdbebenüberprüfung die Gebäudeteile separat untersucht. Die Aufteilung der untersuchten Gebäudeteile ist in Bild 1 dargestellt.

Die Modellierung erfolgte auf Grundlage des Soll-Zustands gemäss den Plänen aus dem Baujahr, sowie Plänen von Umbauten und Erweiterungen. Die Erdbebenüberprüfung wurde unter Anwendung des Antwortspektrumverfahrens durchgeführt.

Die FE-Berechnungen erfolgten mit AxisVM X6, für Querschnittsanalysen wurde das Programm INCA 2 verwendet.

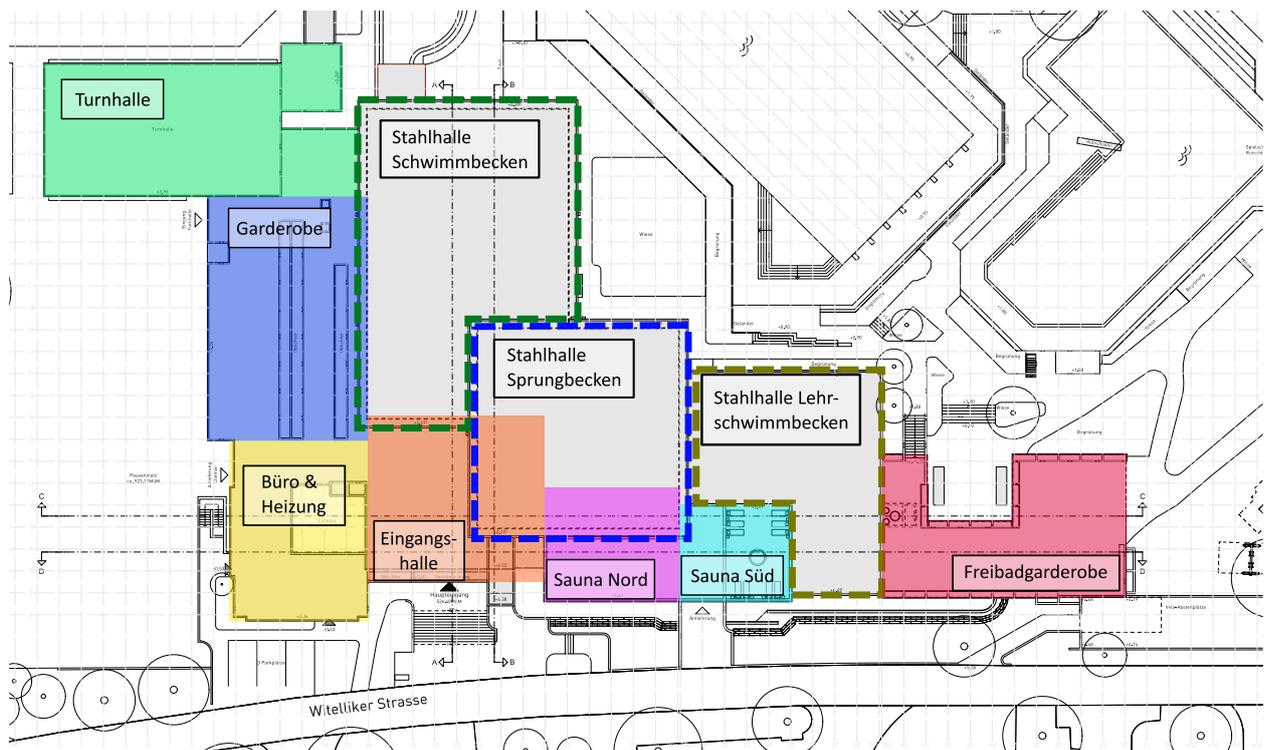


Bild 1 Untersuchte Gebäudeteile

1.3 Randbedingungen

Aufgrund fehlender Ingenieurpläne, v.a. aus dem Jahr 1971, können nicht zu allen Bauteilen definitive Aussagen zum Tragsicherheitsniveau in der Überprüfungssituation Erdbeben getätigt werden. Unsichere Punkte sind:

- Fehlende Bewehrungspläne Betonbauteile.
- Fehlende Angaben Fuge zwischen Mauerwerkswänden und Stahlbetondecken.
- Fehlende Plangrundlagen Verankerung Hauptstützen Stahlhalle des Schwimm- und Sprungbeckens.

Im Rahmen der materialtechnologischen Untersuchung [5] wurde die Bewehrung lokal freigelegt und die Durchmesser gemessen. Die Durchmesser der in den Wänden eingelegten Bewehrung beträgt $\varnothing 8$ bis $\varnothing 12$. Die Abstände der Bewehrungsstäbe sind nicht bekannt. Im Rahmen der vorliegenden Überprüfung wird in den Wänden eine Bewehrung von $\varnothing 10$, $t = 15$ cm, 4 Lagen, vorausgesetzt.

1.4 Zusammenfassung der Resultate und Beurteilung

Die Resultate der statischen Überprüfung sind in den folgenden Tabellen zusammengefasst. Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = A_R/A_{d,act}$ ist die numerische Aussage, in welchem Mass das bestehende Tragwerk rechnerisch die vorgegebenen Anforderungen an die Tragsicherheit erfüllt.

Das Schwimmbad ist in die Bauwerksklasse II eingeteilt, der Mindesterfüllungsgrad, bei welchem unabhängig von der Wirtschaftlichkeit Massnahmen ergriffen werden müssen, liegt bei $\alpha_{eff} < \alpha_{min} = 0.25$. Liegt der Erfüllungsfaktor bei $\alpha_{eff} \geq \alpha_{min}$ kann die Umsetzung von Massnahmen aufgrund der Verhältnismässigkeit beurteilt werden.

1.4.1 Stahlhalle Lehrschwimmbecken

Die Resultate der Überprüfung der Stahlhalle des Lehrschwimmbeckens sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Bezüglich der Verankerung der Stützen gibt es eine Diskrepanz zwischen Schalungs- (Plan Nr. 23, EBP 1971) und Stahlbauplan (Plan Nr. 399/4, Billeter+Liechti 1971). Im Schalungsplan sind alle Stützen auf ein Mörtelbett abgestellt und mit Schrauben in der Bodenplatte verankert. Im Stahlbauplan sind die längeren Stützen, welche durch die Decke über UG hindurch gehen in die Bodenplatte eingelassen. Im Rahmen dieser Überprüfung wird vorausgesetzt, dass die Stützen gemäss Stahlbauplan ausgeführt wurden. So kann die Verankerung nachgewiesen werden. Die Verankerung der Stützenfüsse soll vor Ort überprüft werden.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stützen	Interaktion N-My-Mz	$\alpha_{eff} = 1.18 \geq 1.00$ ✓	
Decke über UG	Kraftweiterleitung horizontale Stützenkraft	$\alpha_{eff} > 1.00$ ✓	
Verankerung	Betonpressung	$\alpha_{eff} = 6.7 \geq 1.00$ ✓	Fussplatte der Stütze in Bodenplatte eingelassen
Dachkonstruktion	Spannungsnachweis	$\alpha_{eff} = 1.67 > 1.00$ ✓	vgl. [1]

Tabelle 1 Zusammenfassung Resultate Lehrschwimmhalle

1.4.2 Stahlhallen Schwimm- und Sprungbecken

Die Resultate der Überprüfung der Stahlhalle des Lehrschwimmbeckens sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Nicht nachgewiesen können aufgrund fehlender Plangrundlagen die Verankerung der Hauptstützen und die Krafteinleitung in die Decken (Eingangshalle, Schwimmbadgarderobe und Sauna), durch welche die Hauptstützen durchgeführt werden.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stützen	Interaktion N-My-Mz	$\alpha_{eff} = 3.64 \geq 1.00$ ✓	
	Querkraftdorn Stützenkopf	$\alpha_{eff} = 1.15 \geq 1.00$ ✓	
Dachkonstruktion	Spannungsnachweis	$\alpha_{eff} = 1.85 > 1.00$ ✓	vgl. [1]

Tabelle 2 Zusammenfassung Resultate Stahlhallen Schwimm- und Sprungbecken

1.4.3 Turnhalle

Die Tragsicherheit der Stahlbetonbauteil des Gebäudeteils mit der Turnhalle, dem Clubraum und den Geräteräumen kann als gewährleistet beurteilt werden. Bei einigen Mauerwerkswänden sind aufgrund zu geringer Druckbeanspruchung lokale Schäden zu erwarten. Diese Schäden haben jedoch keinen Einfluss auf die Gesamttragsicherheit des Gebäudeteils.

Bei einigen Stützen in der Ostfassade der Turnhalle sind plastische Gelenke zu erwarten. Die Querkrafttragfähigkeit bleibt jedoch gewährleistet und die Stützen können Horizontalkräfte abtragen. Ebenfalls weisen die Betonwände der Turnhalle noch Reserven auf, sodass lokale plastische Gelenke die Tragsicherheit nicht gefährden.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stahlbetonwände	allgemein	$\alpha_{eff} \geq 1.00$ ✓	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweise mit Abschätzung der Bewehrung, 4 Lagen $\varnothing 10$, $t = 15$ cm
Stahlbetonstützen	Biegung	$\alpha_{eff} = 0.6 < 1.00$	Bildung von plastischen Gelenken
	Querkraft	$\alpha_{eff} = 1.6 \geq 1.00$ ✓	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweise mit Abschätzung der Bügelbewehrung: $\varnothing 8$, $t = 20$ cm
Mauerwerkswände	Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft	$\alpha_{eff} > 1.00$ ✓	Schäden an einzelnen Mauerwerkswänden zu erwarten

Tabelle 3 Zusammenfassung Resultate Turnhalle

1.4.4 Schwimmbadgarderobe

Im Untergeschoss im Bereich der Turnhallengarderobe und des Fitnessraums ist die Aussteifung in Querrichtung (Nord-Süd) ungenügend. Es sind zwar einzelne kleine Stahlbetonwandscheiben vorhanden, jedoch ist der

Biegewiderstand von diesen überschritten. Die Mauerwerkswände die in Querrichtung vorhanden sind, haben eine zu geringe Druckbeanspruchung, wodurch diese kaum Horizontalkräfte abtragen können. Durch plastische Verformungen der Stahlbetonwände käme es zu einer weiteren Verschärfung der Problematik des Zusammenprallens von den verschiedenen Gebäudeteilen. Im UG ist eine Aussteifung durch eine zusätzliche Betonwand angezeigt.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stahlbetonwände UG	Biegung	$\alpha_{eff} = 0.8 < 1.00 \times$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung, 4 Lagen $\phi 10$, $t = 15$ cm
Stahlbetonstützen	M-N-Interaktion	$\alpha_{eff} = 0.6 < 1.00 \times$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
	Querkraft	$\alpha_{eff} = 0.8 < 1.00 \times$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung, $\phi 8$, $t = 15$ cm
Mauerwerkswände	Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft		Schäden an Mauerwerkswänden infolge zu geringer Normalkraftbeanspruchung zu erwarten

Tabelle 4 Zusammenfassung Resultate Schwimmbadgarderobe

1.4.5 Büro und Heizung

Im Gebäudeteil mit der Heizung im UG und den Büros im EG ist die Aussteifung mit zahlreichen Wänden gut ausgebildet. Die Tragsicherheit dieses Gebäudeteils kann als unkritisch beurteilt werden. Es sind lediglich Schäden an einzelnen Mauerwerkswänden mit zu geringer Normalkraftbeanspruchung zu erwarten.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stahlbetonwände	allgemein	$\alpha_{eff} > 1.00 \checkmark$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweise mit Abschätzung der Bewehrung, 4 Lagen $\phi 10$, $t = 15$ cm
Stahlbetonstützen	allgemein	$\alpha_{eff} > 1.00 \checkmark$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
Mauerwerkswände	Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft		Schäden an einzelnen Mauerwerkswänden infolge zu geringer Normalkraftbeanspruchung zu erwarten

Tabelle 5 Zusammenfassung Resultate Büro und Heizung

1.4.6 Eingangshalle

Im Bereich der Eingangshalle können die Nachweise der tragenden Stahlbetonelemente erbracht werden.

Die Hauptstützen der Schwimm- und Sprunghalle sind durch die Decke der Eingangshalle hindurch geführt. Im Rahmen dieser Überprüfung wurden die einzuleitenden Kräfte vereinfachend aus dem Teilmodell der Stahlhalle als Einwirkung im Teilmodell der Eingangshalle berücksichtigt, eine Interaktion zwischen diesen beiden Gebäudeteilen wird vernachlässigt. Aufgrund fehlender Plangrundlagen kann die Krafteinleitung aus den Stützen in die Decke nicht nachgewiesen werden.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stahlbetonwände	Biegung	$\alpha_{eff} = 1.2 > 1.00 \checkmark$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
	Querkraft	$\alpha_{eff} = 1.5 > 1.00 \checkmark$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
Stahlbetonstützen	Biegung	$\alpha_{eff} = 1.1 > 1.00 \checkmark$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
	Querkraft	$\alpha_{eff} = 2.1 > 1.00 \checkmark$	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung

Tabelle 6 Zusammenfassung Resultate Eingangshalle

1.4.7 Sauna

Im Bereich der Sauna sind kritische Stellen im 1. Obergeschoss der Sauna Nord auszumachen. Dieser Gebäudeteil ist ungenügend ausgesteift. Es sind plastische Gelenke bei den Stützen zu erwarten, was die Gefahr eines Zusammenpralls von Gebäudeteilen erhöht und sich ungünstig auf die Stabilität des Gebäudes auswirkt.

Der Dachaufbau und die Tragstruktur des 2. Obergeschosses sind nicht bekannt. Diese Elemente sollten vor Ort aufgenommen werden. Falls im 2. Obergeschoss kein horizontales Tragsystem vorhanden ist, ist der Einbau eines Aussteifungsverband oder einer Wandscheibe angezeigt.

Da der Liftkern der Sauna Süd gemäss Ausführungsplänen in Mauerwerk ausgeführt ist und diese Mauerwerkswände generell eine geringe Normalkraftbeanspruchung aufweisen, sind auch bei diesem Gebäudeteile Defizite bezüglich der Aussteifung vorhanden.

Bauteil	Nachweis	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
Stahlbetonwände	allgemein	$\alpha_{eff} > 1.00$ ✓	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
Stahlbetonstützen	Biegung	$\alpha_{eff} = 0.75 < 1.00$ ×	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung
	Querkraft	$\alpha_{eff} = 1.9 > 1.00$ ✓	Keine Bewehrungspläne vorhanden, Nachweis mit Abschätzung der Bewehrung

Tabelle 7 Zusammenfassung Resultate Sauna

1.4.8 Freibadgarderobe

Die Freibadgarderobe als einstöckiger Gebäudeteil mit drei Betonwandscheiben ist in der Überprüfungssituation Erdbeben unkritisch.

1.4.9 Dilatationsfugen und Verschiebungen Stahlhallen

Für die Beurteilung der Dilatationsfugen werden die horizontalen Verschiebungen von jedem Gebäudeteil berechnet. Im ungünstigsten Fall bewegen sich zwei Gebäudeteile aufeinander zu und die summierten Verschiebungen müssen kleiner sein als die planmässige Breite der Dilatationsfugen von 1 cm, damit ein Zusammenprallen der Gebäudeteile verhindert ist.

Tabelle 8 fasst die minimalen Erfüllungsfaktoren je Geschoss zusammen. Der Erfüllungsgrad errechnet sich aus dem Verhältnis der Fugenbreite b_{Fuge} zu den Verschiebungen aus der Berechnung mit dem Antwortspektrumverfahren u_{ASV} :

$$\alpha_{eff} = \frac{b_{Fuge}}{u_{ASV}}$$

Zwischen den Decken über EG und OG1 ist ein Zusammenprallen der Gebäudeteile nicht auszuschliessen. Es sind weitere Untersuchungen angezeigt.

Decke über ...	Gebäudeteile	Erfüllungsfaktor	Bemerkungen
UG	Garderobe - Turnhalle	$\alpha_{eff} = 1.9 > 1.00$ ✓	
EG	Garderobe – Eingangshalle (Empore Schwimmbad)	$\alpha_{eff} = 0.55 < 1.00$ ×	
OG1	Sauna Nord – Sauna Süd	$\alpha_{eff} = 0.65 < 1.00$ ×	

Tabelle 8 Zusammenfassung Resultate Verschiebungen im Bereich der Dilatationsfugen

Die Decken der Stahlhallen liegen nicht auf derselben Ebene und können nicht zusammenstossen. Die Verschiebungen sollen bei der Planung der neuen Fassade berücksichtigt werden.

1.4.10 Nichttragende Bauteile

Folgende nichttragende Bauteile stellen eine mögliche Gefährdung dar und sollen weiter untersucht werden:

- Innenliegende Mauerwerkswand in der Turnhalle
- Verglasung der Empore Schwimmbad
- Nichttragende Mauerwerkswände bezüglich Kippen aus der Ebene

1.5 Empfehlungen

Folgende Punkte werden zur weiteren Untersuchung empfohlen:

- **Stahlhallen:** Es wird empfohlen die Verankerung der Stützen zu sondieren. Aufgrund von Diskrepanzen zwischen Plänen und fehlenden Plangrundlagen konnten die Verankerungen der Stützen nicht nachgewiesen werden.

Die Auswirkungen der Verschiebungen der Stahlhallen auf die Fassaden sollen bei der Erneuerung der Fassaden berücksichtigt werden.

- **Garderobe:** Einbau einer zusätzlichen Aussteifung in Nord-Süd-Richtung. Mögliche Wände siehe Bild 2.
- **Sauna:** Zusätzliche Aussteifung der Gebäudeteile in jeweils beide Richtungen. Mögliche Wände oder Aussteifungsverbände in Stahl sind in Bild 3 gekennzeichnet. Es handelt sich dabei um Vorschläge. Bei der Wahl der Lage und Anzahl der Verstärkungsmassnahmen ist zu beachten, dass sie über alle Geschosse durchgehend sind und die Exzentrizität zwischen Steifigkeits- und Massenzentrum klein ist.

Als alternative Verstärkungsmassnahme für den Gebäudeteil Sauna Süd kann eine Mauerwerksverstärkung des Liftkerns in Betracht gezogen werden.

- **Eingangshalle:** Krafteinleitung aus Hauptstützen in Decke über EG prüfen
- **Nicht tragende Bauteile:**
 - Überprüfung der Halterung der in der Turnhalle vorgesetzten, nicht tragenden Mauerwerkswand
 - Überprüfung der Verglasung der Empore
 - Beurteilung von nicht tragenden Mauerwerkswänden vor Ort und falls erforderlich Einbau einer Halterung gegen Kippen aus der Ebene (z.B. mit Winkeln)
- **Dilatationsfugen:** Es wird empfohlen den Zustand und die tatsächliche Breite der Dilatationsfugen vor Ort zu prüfen. Eingriffe an den Dilatationsfugen selbst sind aufwändig, weshalb empfohlen wird die kritischen Gebäudeteile so auszusteifen, dass die relativen Verschiebungen kleiner als die Fugenbreite bleiben.

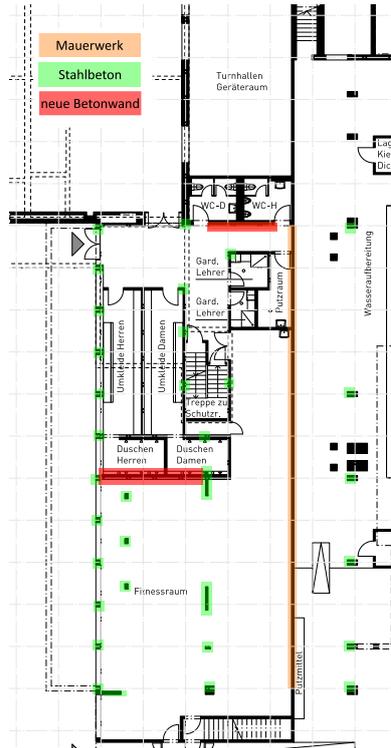


Bild 2 Mögliche Aussteifungen im Untergeschoss Fitnessraum/Turnhallengarderobe

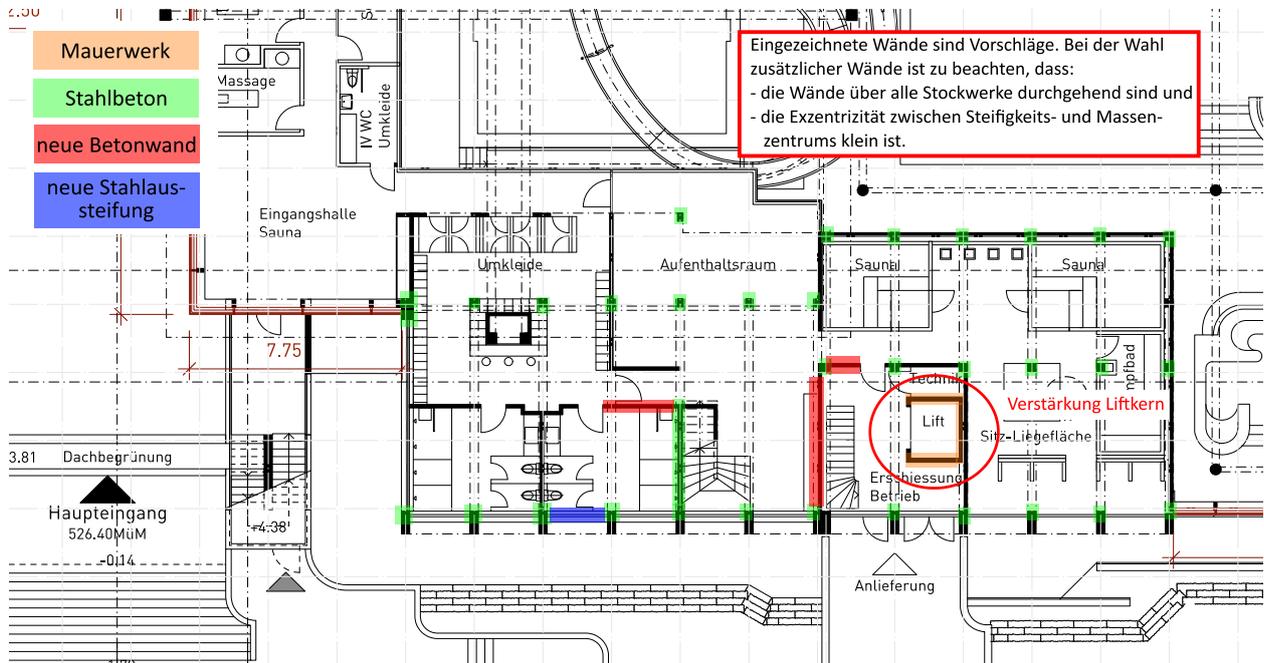


Bild 3 Tragende Elemente im Erdbebenfall und mögliche Aussteifungen (rot und blau) im 1. Obergeschoss im Gebäudeteil Sauna

1.6 Abgrenzung

Die vorliegende Überprüfung umfasst die Beurteilung in der Überprüfungssituation Erdbeben. Für die Beurteilung unter statischer Belastung wird auf den Bericht [2] verwiesen.

Die Erdbebenüberprüfung erfolgt unter Voraussetzung des Ist-Zustands nach Plan. Zustandsaufnahmen liegen nicht im Umfang dieses Prüfungsauftrags.

Die Fassaden und die abgehängte Decke im Schwimmbad werden erneuert. Zur Erdbebensicherheit von diesen Elementen werden keine Aussagen getroffen.

2 Projektgrundlagen

2.1 Projektspezifische Grundlagen

- [1] Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG, Schwimmbad Fohrbach – Überprüfung der Tragsicherheit der bestehenden Stahlstruktur, Zürich, REV. 001 07.08.2015.
- [2] Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG, Erweiterung und Erneuerung Schwimmbad Fohrbach -Zustandserfassung und Überprüfung Tragwerk Bestand, Dokument.Nr. 21420-008, Zürich, REV. 000 13.05.2022.
- [3] KONTRA KORROSION Rickenbacher GmbH, *Schwimmbad Fohrbach – Zollikon, Zustandsbeurteilung Stahlkonstruktion*, Bericht Nr. KK2014-03_FOHRBACH_V3, Hombrechtikon, 17.03.2014.
- [4] tbfpartner, Schwimmbad Fohrbach, Sanierung Sauna – Nutzungsvereinbarung, 22.04.2017.
- [5] TFB Technik und Forschung im Betonbau, Schwimmbad Fohrbach – Materialtechnologische Untersuchungen, Dokument Nr. U 213447, Wildeg, 02.12.2021.

2.2 Normen

Als Projektierungsgrundlagen und Behandlung der bestehenden Tragwerkteile dienen die aktuell gültigen Tragwerksnormen des SIA der Reihe Norm SIA 260 bis SIA 267 sowie 269 und 269/1 bis 269/8.

- [6] Norm SIA 260, Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [7] Norm SIA 261, Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2020.
- [8] Norm SIA 262, Betonbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [9] Norm SIA 263, Stahlbau, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013..
- [10] Norm SIA 266, Mauerwerk, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2015.
- [11] Norm SIA 269/8, Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2017.

2.3 Literatur

- [12] Stahlbauzentrum Schweiz SZS, Konstruktionstabellen C5/18, Zürich, 2018.
- [13] Hugo Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, 2. Auflage, Birkhäuser Verlag, ISBN 3-7643-6941-8, Basel, 2002.

3 Grundlagen der Überprüfung

3.1 Baustoffe

Die Baustoffkenngrössen in Tabelle 9 bis Tabelle 12 gelten analog zur statischen Überprüfung [2].

3.1.1 Beton

Bauteil	Bezeichnung	$f_{ck,28}$	f_{ck}	f_{cd}	τ_{cd}	E_{cm}	$I_{bd.net}/\emptyset^{(3)}$
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	-
Bauteile 1971	Gem. Plänen BH bewehrt PC 275 (Fundamente/Wände), PC 300 (Decken)	12.8	35.2 ⁽¹⁾	18.9 ⁽²⁾	1.01	35.0	32
Bauteile 1991	Gem. Plänen: B35/25	21.6	29.5	13.0 ⁽³⁾	0.82	33.6	40
Bauteile 2004	Gem. Plänen: B35/25	21.6	29.5	13.0 ⁽³⁾	0.82	33.6	40

Bemerkungen

⁽¹⁾ gemäss Auswertung Druckversuche Überprüfungsbericht 1989, $\eta_t = 0.85$, alle Prüfungen => 1 Wert, keine weitere Festigkeitszunahme seit 1989 berücksichtigt.

⁽²⁾ $\eta_t = 0.85$, $\gamma_c = 1.5$

⁽³⁾ $\eta_t = 0.85$, $\gamma_c = 1.5$, Abminderungsfaktor-EMPA-Formel = 0.78

⁽²⁾ $I_{bd.net}/\emptyset = f_{sd}/(1.12f_{ck}^{2/3})$ mit $f_{sd} = 390$ N/mm² resp. $f_{sd} = 435$ N/mm²

Tabelle 9 Betonwerkstoffkenngrösse Bestand

3.1.2 Betonstahl

Bauteil	Betonstahl	Duktilitätsklasse	f_{sk}	f_{sd}	E_s
			N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
Bauteile 1971 ⁽¹⁾	Stahl IIIa	B	450	390	205
Bauteile 1991/2004	S 500 b	B	500	435	205

Bemerkungen

Die Stahltypen wurden nicht am Bauwerk untersucht. Es wurden konservative Annahmen zu den Betonstahl-Typen getroffen.

⁽¹⁾ Bestimmung anhand von Vergleich Rippenbild gemäss Foto Sondage S21 und Steeldata.ch → Annahme Typ: Box-Ultra oder Rumi. Fließgrenze von Rumi entspricht ca. Stahl IIIa aus SIA 269/2

Tabelle 10 Materialeigenschaften Betonstahl Bestand

3.1.3 Baustahl

Bauteil	Baustahl	f_y	τ_y	f_u	E
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²
Stahldach Schwimmhalle, Sprunghalle und Lehrschwimmbecken (siehe [3])	S235	235	135	360	210
Stahldach Schwimmhalle, Sprunghalle und Lehrschwimmbecken (siehe [3])	S355	355	205	510	210

Tabelle 11 Materialeigenschaften Baustahl

3.1.4 Mauerwerk

Die Materialeigenschaften der Mauerwerkswände sind in Tabelle 12 zusammengefasst.

Bauteil	Mauerwerkstyp	Bezeichnung	f_{bm}	f_{xd}	f_{yd}	E_{xd}
			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Wände, Baujahr 1971	MK	MKNV ⁽¹⁾	>15.0	2.3	0.7	3'000
Wände EG, 1.OG, 2.OG, Baujahr 1992	MK	MKNC ⁽²⁾	>15.0	3.5	1.1	3'500
Wände 1.OG, 2.OG, Baujahr 1992	MB	MBNC ⁽²⁾	>20.0	3.5	1.1	3'500

⁽¹⁾ Keine genaue Bezeichnung vorhanden. Wahl konservativer Wert für damals gültige Norm

⁽²⁾ Aus Bezeichnung in den Plänen

Tabelle 12 Mauerwerk Bestand

3.2 Einwirkungen

Die vorausgesetzten Einwirkungen in Tabelle 13 bis Tabelle 15 gelten analog zum Bericht der statischen Überprüfung [2].

3.2.1 Eigenlasten

Baustoff	g_k
	kN/m ³
Stahlbeton, bewehrt	25.0
Stahl	78.5
Vollholz	5.0
Mauerwerk (Backstein, gelocht)	13.0
Mauerwerk (Kalksandstein, gelocht)	18.0

Tabelle 13 Eigenlasten Bestand

3.2.2 Auflasten

Pos.	Geschoss	g_k
		kN/m ²
3	Dach Lehrschwimmhalle (inkl. PV 0.3 kN/m ²)	2.90
4	Dach Schwimmhalle/Sprunghalle	3.95
	Dach Sauna inkl. Eigengewicht	4.00
11	Decke 1.OG/Boden 2.OG: Garderoben/Sauna/Korridor	1.60
21	Decke EG/Dachaufbau: Hallenbad-Garderobe, Wohnung Ab- wart, Turnhalle, Clubraum, Geräteraume	1.90
	Untergehängte Decke Turnhalle	0.40
22	Decke EG/Dachaufbau: Pflanztrog	10.00
23	Decke EG/Boden 1.OG: Garderoben/Sauna/Korridor	1.60
24	Decke EG/Boden 1.OG: Freibadgarderobe	2.60
31	Decke UG/Boden EG: Schwimm-/Sprunghalle	6.00
32	Decke UG/Boden EG: Hallenbad-Garderobe, Clubraum (Boden- heizung)	4.20
33	Decke UG/Boden EG: Eingangsbereich, Wohnung (ohne Boden- heizung)	2.00
34	Decke UG/Boden EG: Atrium, Aussenbereich	10.3
35	Decke UG/Boden EG: Lehrschwimmbecken	2.00
36	Decke UG/Boden EG: Garderobe Lehrschwimmbecken	4.20
	Decke UG/Boden EG Geräteraum	0.50
41	Boden 1.UG/2.UG	0.50

Tabelle 14 Auflasten Bestand

3.2.3 Nutzlasten

Geschoss	q_k kN/m ²	Nutzlastkategorie gem. SIA 260 [6]	Reduktionsbeiwerte		
			Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Dachflächen (Decke über EG/1.OG/2.OG)	0.4	H	0	0	0
- Nicht begehbare Dachflächen					
2. Obergeschoss (Decke über 1.OG)	3.0	E	1.0	0.9	0.8
- Technikraum neben Ruheraum Sauna					
2. Obergeschoss (Decke über 1.OG)	5.0	C3	0.7	0.7	0.6
- Sauna inkl. Hof, Korridor					
1. Obergeschoss (Decke über EG)	5.0	C3	0.7	0.7	0.6
- Sauna, Korridor, Technikbereiche					
Erdgeschoss (Decke über UG)	3.0	B	0.7	0.5	0.3
- Büro (bestehende Wohnung)					
Erdgeschoss (Decke über UG)	5.0	C3	0.7	0.7	0.6
- Eingang, Garderoben, Schwimmhalle, Turnhalle, Clubraum, Geräteraum					
1. Untergeschoss (Decke über 2.UG/Bodenplatte)	5.0	C3	0.7	0.7	0.6
- Fitnessraum, Garderoben					
1. Untergeschoss (Decke über 2.UG/Bodenplatte)	5.0	E	1.0	0.9	0.8
- Technik-/Lagerräume					
2. Untergeschoss (Bodenplatte)	5.0	E	1.0	0.9	0.8
- Technik-/Lagerräume					

Tabelle 15 Nutzlasten Bestand

3.2.4 Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung wird nach Norm SIA 261 [6] festgelegt.

Erbebenzone	Z1a
horizontale Bodenbeschleunigung	$a_{gd} = 0.6 \text{ m/s}^2$
Bauwerksklasse	BWK II
Bedeutungsbeiwert	$\gamma_f = 1.2$
Baugrundklasse	E

4 Antwortspektrumverfahren

Für die Tragwerksanalyse wird das lineare dynamische Antwortspektrumverfahren (ASV) angewendet. Mit dem Verfahren wird die Maximalantwort des Bauwerks während eines Erdbebens ermittelt. Das ASV berücksichtigt neben der Grundschiwingung pro Richtung auch die höheren Schwingungsformen. In einem ersten Schritt wird der Mehrmassenschwinger zu einer entsprechenden Anzahl von Einmassenschwingern entkoppelt, wobei jeder entkoppelte Einmassenschwinger eine Schwingungsform des Mehrmassenschwingers abbildet. Die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Schwingungsformen soll in der Regel mindestens 90% der Gesamtmasse des Tragwerks erreichen. Damit ist sichergestellt, dass die Schnittgrößen und Verschiebungen aus allen Schwingungsformen, die wesentlich zum globalen Schwingungsverhalten beitragen, berücksichtigt sind. Unter Anwendung des baugrundspezifischen Antwortspektrums mit 5% viskoser Dämpfung sowie einem bauteil- und materialspezifischen Verhaltensbeiwert q zur Berücksichtigung von Überfestigkeit und Nichtlinearität wird die maximale Spektralbeschleunigung jedes Einmassenschwingers herausgelesen.

Im zweiten Schritt erfolgt mit einer geeigneten Überlagerung der Ergebnisse der einzelnen Schwingungsformen wieder die Koppelung zum Mehrmassenschwinger. Da die maximalen Antworten der Einmassenschwinger nicht zum gleichen Zeitpunkt auftreten findet anstelle einer einfachen Superposition eine Überlagerungsregel der Quadratwurzel der Summe der Quadrate (SRSS - Square Root of Sum of Squares) ihre Anwendung:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

Bei nahe zusammenliegenden Eigenschwingzeiten $T_j / T_i < 0.9$, wird die Regel der vollständigen quadratischen Kombination (CQC - Complete Quadratic Combination) zur Überlagerung verwendet.

Für die Abschätzung der maximalen Schnittgrößen und Verschiebungen werden die Ergebnisse der beiden horizontalen und der vertikalen Richtung wird mit der Quadratwurzel der Summe der Quadrate überlagert:

$$E_{max} = \sqrt{E_X^2 + E_Y^2 + E_Z^2}$$

Für regelmässige Bauwerke kann eine richtungstrennte Betrachtung der Ergebnisse erfolgen.

In der vorliegenden Überprüfung wurde nicht bei allen Gebäudeteilen ein modaler Massenanteil von min. 90% erzielt. Dies liegt daran, dass sich ein relativ grosser Massenanteil in den Wänden enthalten ist, welche in vertikaler Richtung nicht stark schwingen. Obwohl dadurch der nach Norm geforderte modale Massenanteil von min. 90% nicht erreicht ist, ist der Einfluss auf die Erdbebenüberprüfung vernachlässigbar und es werden kleinere modale Massenanteile in vertikaler Richtung akzeptiert.

5 Stahlhalle Lehrschwimmbecken

5.1 Geometrie

Die Bezeichnung der Achspunkte in diesem Kapitel bezieht sich auf die Achsen des Stahlbauplans gem. Bild 4.

Die Lehrschwimmhalle wurde rund 20 Jahre nach der Schwimmhalle im Jahr 1972 erstellt. Das Becken wird mit einer im Grundriss L-förmigen Stahlkonstruktion überdacht. Die Abmessungen der Stahlhalle betragen 25x22.5 m. Die Lasten des Dachs werden über 8 Stützen in die Bodenplatte abgetragen. Im Bereich der Stützen in Achse 3 in Bild 4 ist kein Untergeschoss vorhanden, diese Stütze sind über die Bodenplatte EG fundiert. die restlichen Stützen führen durch die Decke über UG hindurch und sind in der Bodenplatte im UG verankert.

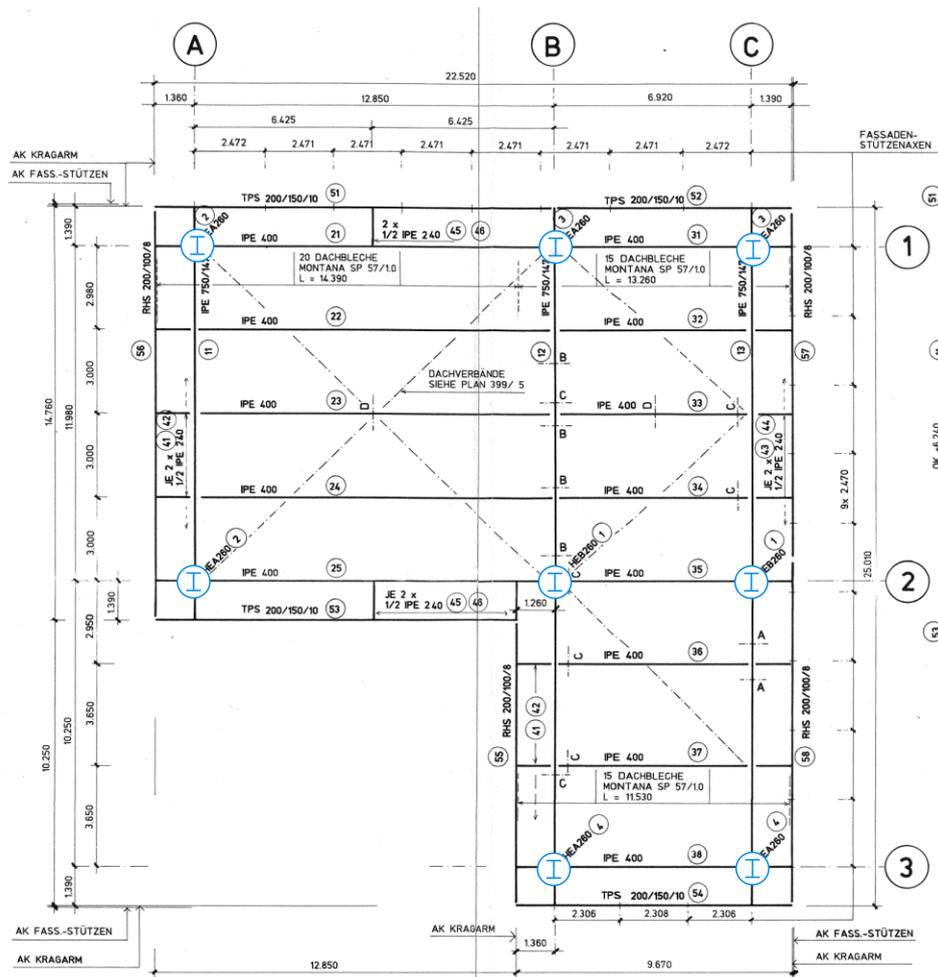


Bild 4 Grundriss Dachkonstruktion Lehrschwimmhalle

Die Stützen der Lehrschwimmhalle sind als Verbundstützen, ausgeführt. In ein mit Beton gefülltes ROR-Profil ist ein HEA, resp. HEB-Profil eingelegt. Die Stützenlängen betragen zwischen 5.5 und 9.5 m.

Die Stützen in Achse 3 sind über jeweils 8 Gewindestangen M24 in der Bodenplatte verankert, die Einspannungen der Stützen ist durch die Halterung in der Decke über UG gewährleistet.

DETAIL D 1 : 10

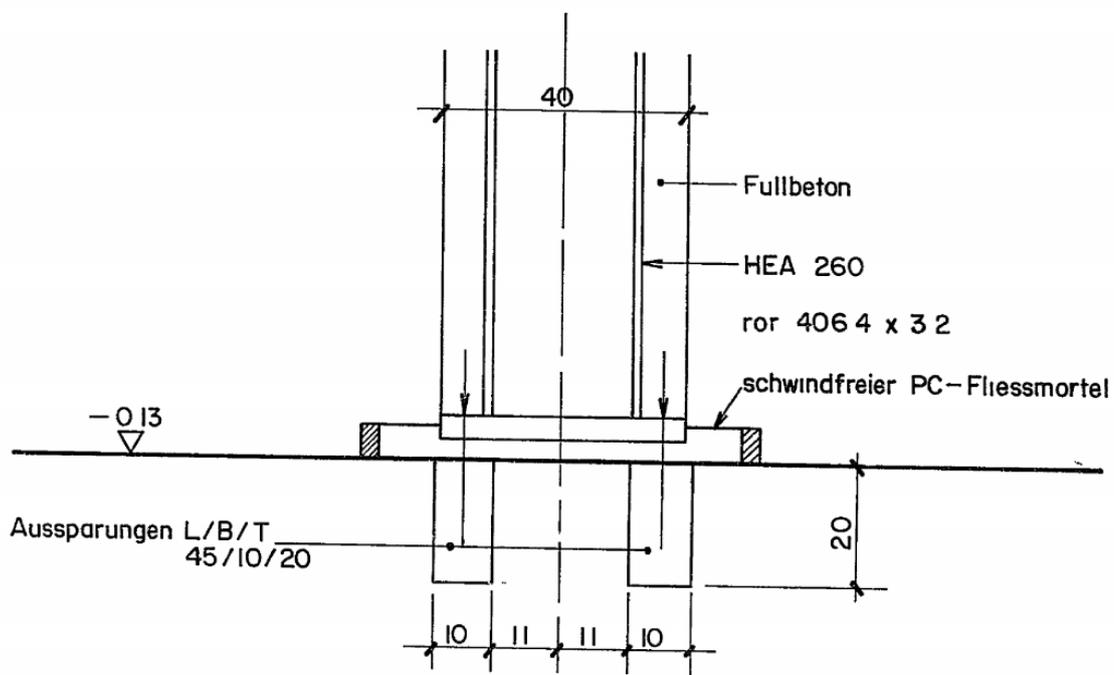


Bild 5 Verankerung der Stützen, Ernst Basler + Partner, Plan Nr. 91205-23

5.2 Konstruktive Durchbildung

Verhaltensbeiwerte

Für die Stahlkonstruktion wird ein Verhaltensbeiwert von $q = 2.0$ angesetzt (Sämtliche Querschnitte können den Querschnittsklassen 1,2 oder 3 zugeordnet werden).

Die Nachweise der Verankerung der Stützenfüsse werden mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1.0$ geführt.

Für die Bewehrung der Stahlbetonbauteile wird die Duktilitätsklasse B vorausgesetzt. Daraus resultiert für die Stahlbetonbauteile ebenfalls ein Verhaltensbeiwert von $q = 2.0$.

Auflagerbedingungen

In einem ersten Schritt erfolgte eine eingespannte Modellierung der Stützenfüsse. Die Schnittgrößen dieser Modellierung sind in Tabelle 16 aufgelistet. Eine Überprüfung der Verankerung mit der Software C-FIX der Fischerwerke GmbH zeigt jedoch, dass die Biegemomente nicht durch die Verankerung aufgenommen werden können. Demzufolge wurde die Lagerung der Stützenfüsse als gelenkig definiert. Die Einspannung der Stützen erfolgt durch die Halterung durch die Decke über UG. Die Stützen in Achse 3 gehen nicht durch die Decke hindurch und fungieren somit als Pendelstützen.

Stütze	N [kN]	Vz [kN]	Vy [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
C3	-105	13	10	73	58

Tabelle 16 Schnittkräfte bei eingespannten Stützenfüssen Lehrschwimmhalle ($q = 1.0$).

5.3 Berechnungsmodell

Die Modellierung erfolgt auf Grundlage von [1]. Die Berechnung erfolgt an einem linear-elastischen Stabmodell in der FE-Software Axis VM X6 (vgl. Bild 6). Die Anschlüsse zwischen Stützen und Dachträger sind gelenkig modelliert, auf Höhe der Decke über UG sind die Stützen seitlich unverschieblich gelagert. Die Stützenfüsse sind gelenkig modelliert.

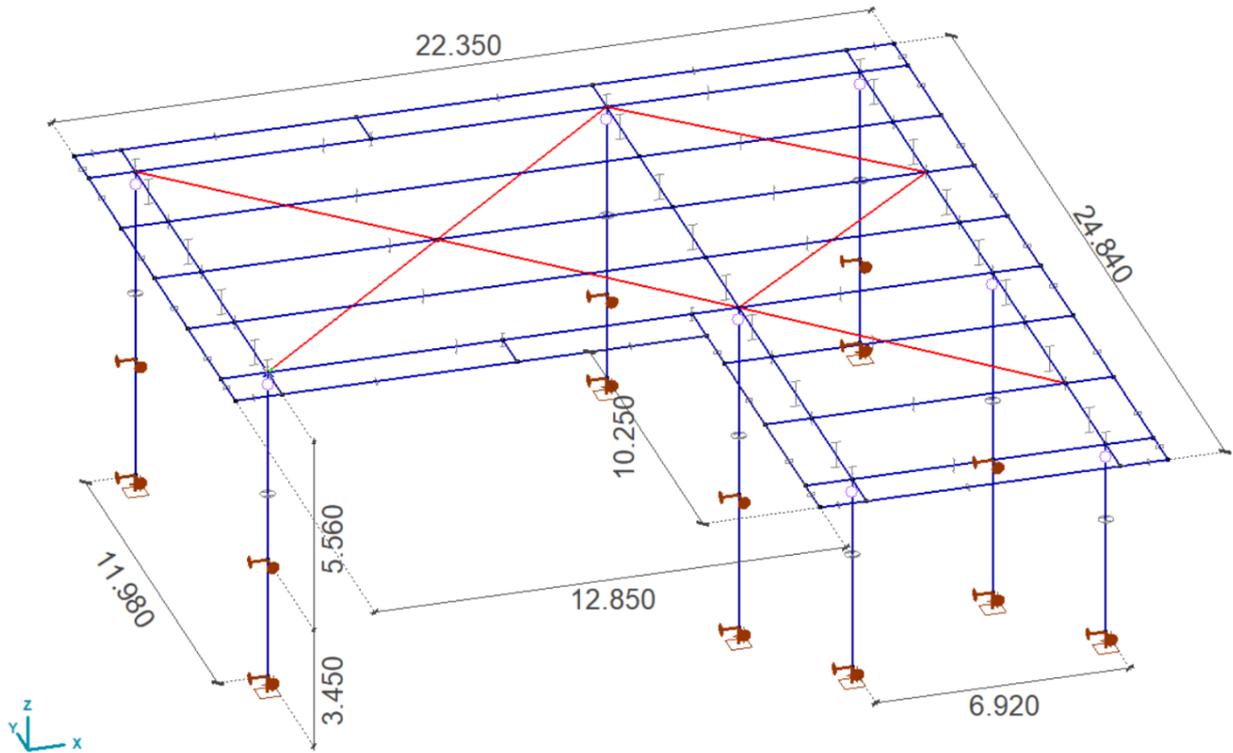
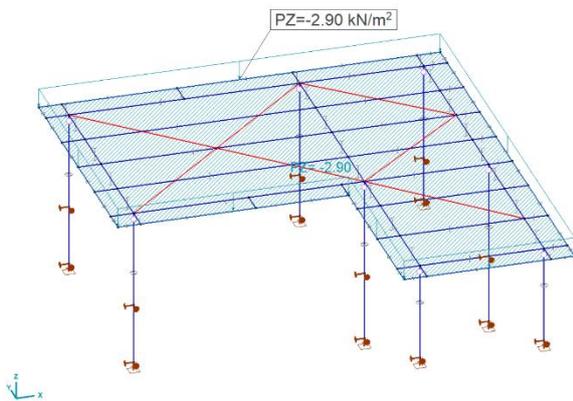


Bild 6 Berechnungsmodell Lehrschwimmhalle

5.4 Lastdefinitionen

Die Auflast von $p_z = -2.9 \text{ kN/m}^2$, siehe Abschnitt 3.2.2, ist als Flächenlast auf die Dachkonstruktion definiert (vgl. Bild 7a).

a)



b)

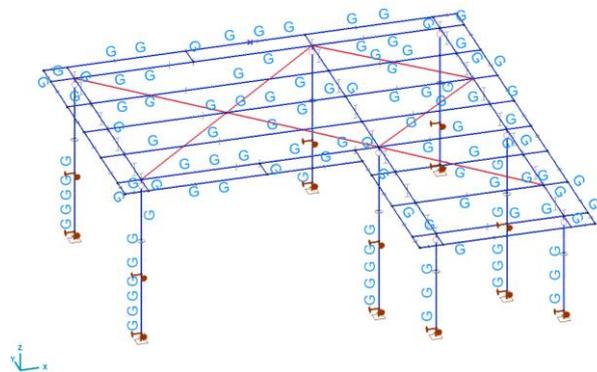


Bild 7 Lastdefinition Auflast (a) und Eigengewicht (b) der Lehrschwimmhalle

5.5 Überprüfungssituation

Die massgebende Lastkombination für die Lehrschwimmhalle ist in Tabelle 17 dargestellt. Aufgrund des L-förmigen Grundrisses erfolgt die Überprüfung nicht richtungsgetrennt.

Lastkombination	Eigengewicht $g_{k,EG}$	Eigengewicht $g_{AL,Lehrschwimmhalle,k}$	Erdbeben ASV A_d
LK Beben Lehrschwimmhalle	1.00	1.00	+/- 1.00

Tabelle 17 Lastkombination Lehrschwimmhalle

5.6 Antwortspektrumverfahren

5.6.1 Schwingungsanalyse

Die Resultate der linear elastischen Schwingungsanalyse sind in Bild 8 und Bild 9 dargestellt.

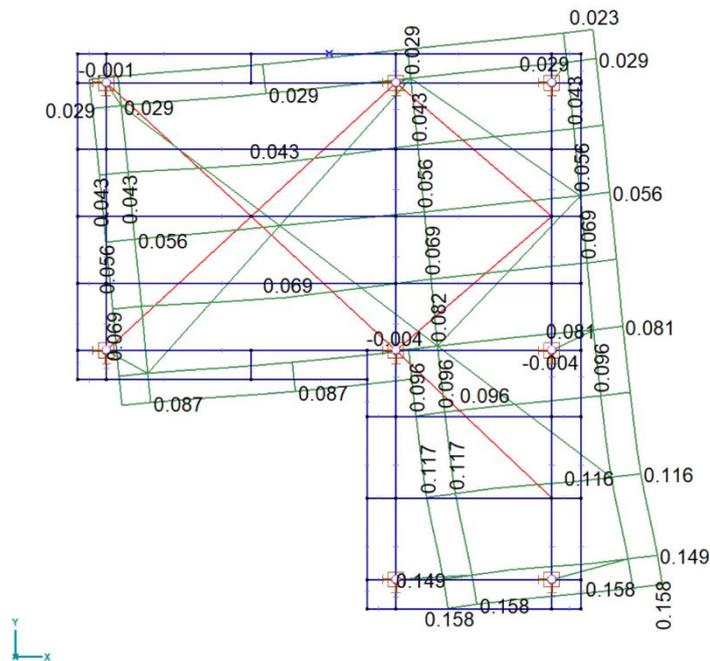


Bild 8 1. Eigenform in x-Richtung. $T_1 = 1.295$ s, $f_1 = 0.77$ Hz, $\epsilon_x = 63.9\%$.

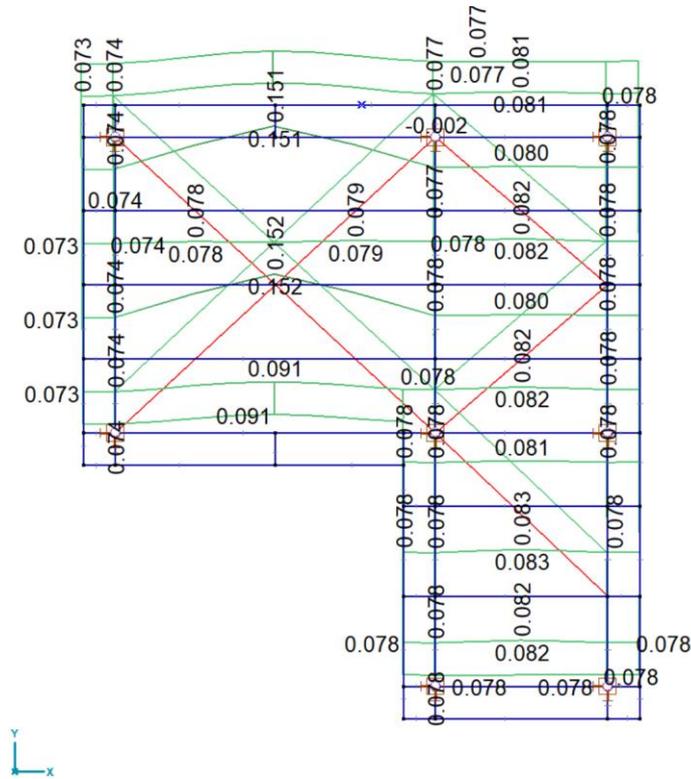


Bild 9 2. Eigenform in y-Richtung. $T_2 = 1.067$ s, $f_1 = 0.94$ Hz, $\epsilon_x = 87\%$.

5.6.2 Modale Massen

Es werden die ersten 50 Eigenformen berücksichtigt. Die modalen Massenanteile liegen in horizontaler Richtung bei je 90% und in vertikaler Richtung bei 47%. Die nach Norm SIA 261 [6] geforderte Berücksichtigung von mindestens 90% der modalen Massen ist in horizontaler Erdbebenrichtung somit erreicht. Die vertikale Komponente der Erbebeneinwirkung ist in der vorliegenden Untersuchung von untergeordneter Bedeutung, weshalb der geringere modale Massenanteil akzeptiert wird.

	f [Hz]	T [s]	Fehler	ϵ_X	ϵ_Y	ϵ_Z	$\Sigma_i \epsilon_X$	$\Sigma_i \epsilon_Y$	$\Sigma_i \epsilon_Z$
1	0.77	1.294	1.91E-8	0.639	0.001	0	0.639	0.001	0
2	0.94	1.067	7.34E-9	0.001	0.870	0	0.640	0.871	0
3	1.08	0.926	8.43E-9	0.261	0	0	0.901	0.872	0
4	1.40	0.714	6.35E-11	0	0	0	0.901	0.872	0
5	1.49	0.670	1.22E-9	0.002	0.026	0	0.903	0.898	0
6	2.03	0.492	5.14E-10	0	0	0.095	0.903	0.898	0.095
7	2.24	0.446	1.32E-9	0	0.001	0	0.903	0.899	0.095
8	2.35	0.426	2.45E-9	0	0	0.030	0.903	0.899	0.125
9	2.53	0.396	2.27E-9	0	0	0	0.903	0.899	0.125
10	2.71	0.369	1.18E-9	0	0.003	0	0.903	0.902	0.125
11	2.84	0.352	1.91E-9	0	0	0.027	0.903	0.902	0.152
12	3.27	0.305	7.25E-10	0	0	0.053	0.903	0.902	0.204
13	3.44	0.291	3.38E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.205
14	3.72	0.269	7.69E-10	0	0	0.013	0.903	0.902	0.218
15	3.74	0.267	1.13E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.218
16	3.99	0.251	8.20E-11	0	0	0	0.903	0.902	0.218
17	4.03	0.248	2.32E-10	0	0	0.002	0.903	0.902	0.220
18	4.17	0.240	1.03E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.220
19	4.20	0.238	3.76E-11	0	0	0	0.903	0.902	0.220
20	4.38	0.228	1.10E-9	0	0	0.044	0.903	0.902	0.264
21	4.39	0.228	1.34E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
22	4.43	0.226	1.22E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
23	4.47	0.224	5.11E-11	0	0	0	0.903	0.902	0.264
24	4.56	0.219	1.80E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
25	4.75	0.211	5.32E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
26	4.88	0.205	1.00E-9	0	0	0	0.903	0.902	0.264
27	4.99	0.200	2.07E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
28	5.03	0.199	1.46E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
29	5.26	0.190	2.10E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
30	5.28	0.189	1.06E-10	0	0	0	0.903	0.902	0.264
31	5.37	0.186	6.58E-11	0	0	0	0.903	0.902	0.264
32	5.42	0.185	7.80E-10	0	0	0.008	0.903	0.902	0.272
33	5.44	0.184	1.75E-11	0	0	0	0.903	0.902	0.272
34	5.45	0.184	7.27E-10	0	0	0.020	0.903	0.902	0.292
35	5.64	0.177	4.75E-10	0	0	0.015	0.903	0.902	0.307
36	5.78	0.173	1.36E-10	0	0	0	0.903	0.903	0.307
37	6.24	0.160	1.93E-10	0	0	0	0.903	0.903	0.307
38	6.39	0.157	7.35E-10	0	0	0	0.903	0.903	0.307
39	6.60	0.152	8.83E-10	0	0	0.001	0.903	0.903	0.308
40	6.60	0.151	1.06E-11	0	0	0	0.903	0.903	0.308
41	6.67	0.150	4.31E-11	0	0	0	0.903	0.903	0.308
42	6.92	0.144	5.73E-10	0	0	0.011	0.903	0.903	0.319
43	7.15	0.140	6.17E-10	0	0	0.074	0.903	0.903	0.393
44	7.23	0.138	7.92E-10	0	0	0.023	0.903	0.903	0.416
45	7.32	0.137	5.93E-10	0	0	0	0.903	0.903	0.416
46	7.58	0.132	2.60E-9	0	0	0	0.903	0.903	0.416
47	7.69	0.130	6.42E-8	0	0	0.002	0.903	0.903	0.418
48	7.91	0.126	3.55E-7	0	0	0.049	0.903	0.903	0.467
49	8.38	0.119	1.61E-5	0	0	0.002	0.903	0.903	0.470
50	8.43	0.119	4.12E-6	0	0	0	0.903	0.903	0.470
50/50				0.903	0.903	0.470			

f: Eigenfrequenz; T: Periodenzeit; Fehler: Der Fehler der Berechnung; ϵ_X : Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; ϵ_Y : Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; ϵ_Z : Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung; $\Sigma_i \epsilon_X$: Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Y$: Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Z$: Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung;

Tabelle 18 Massenanteile der Eigenformen für ständige Lasten Lehrschwimmhalle

5.6.3 Überprüfungsspektrum

Das Antwortspektrumverfahren wird mit den in Abschnitt 5.2 Verhaltensbeiwerten durchgeführt. Die Spektren für die Verhaltensbeiwerte $q = 1.0$ und $q = 2.0$ sind in Bild 10 dargestellt.

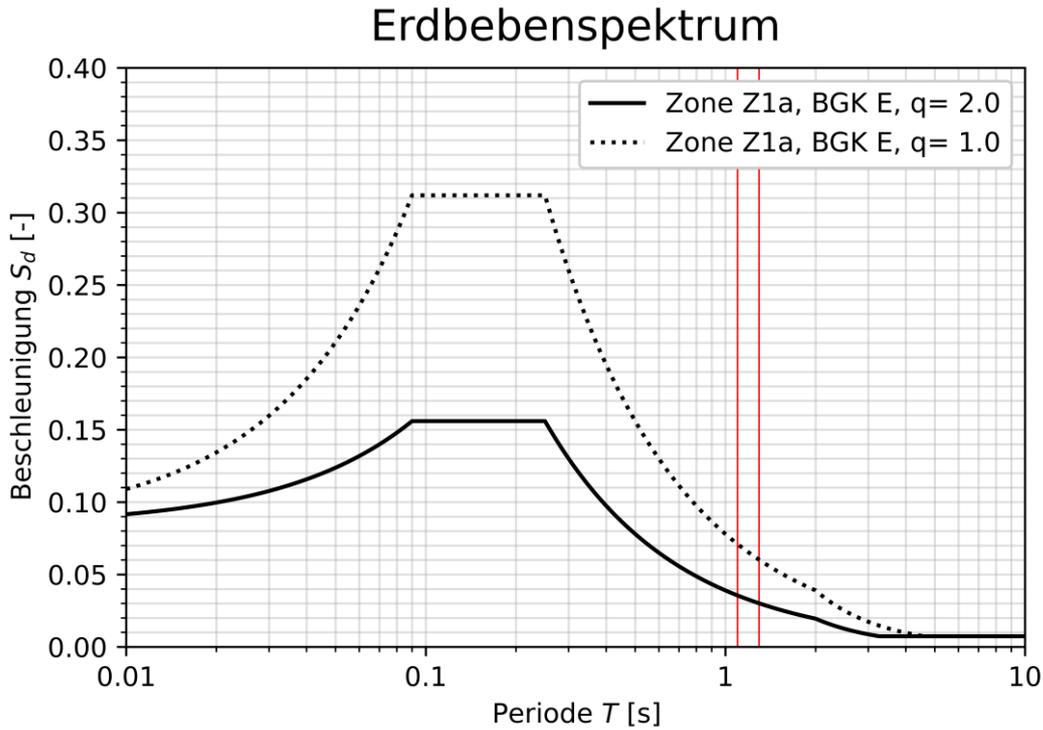


Bild 10 Erdbebenspektrum mit Schwingzeiten der Lehrschwimmhalle

	Periode T [-]	Verhaltensbeiwert q [-]	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung S_d [-]
T1	1.295	2.0	0.030
	1.295	1.0	0.060
T2	1.067	2.0	0.035
	1.067	1.0	0.070

Tabelle 19 Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung der Eigenformen mit den grössten modalen Massenanteilen

5.7 Nachweise der Hauptbauteile

5.7.1 Stützen

Krafteinleitung Dachkonstruktion in Stützen

Tabelle 20 fasst die horizontalen Kräfte, welche von der Dachkonstruktion an die Stützen abgegeben werden zusammen.

Stütze	Vy [kN]	Vz [kN]
A1	± 5	± 9
A2	± 7	± 10
B1	± 6	± 9
B2	± 7	± 8
C1	± 6	± 10
C2	± 7	± 10

Tabelle 20 Horizontale Kraftübertragung am Stützenkopf (Verhaltensbeiwert $q = 2.0$)

Die massgebende resultierende Kraft pro Schraube ergibt sich bei der Stütze C2. Pro Stützenanschluss sind 4 M20 SHV Schrauben verbaut (vgl. Bild 11).

$$V_{Ed} = \frac{\sqrt{7^2 + 10^2}}{4} = 3.1 \text{ kN}$$

Mit den Widerständen gemäss der Konstruktionstabelle C5/18 [12] kann der Nachweis der Tragsicherheit erbracht werden:

Scherwiderstand: $F_{v,Rd} = 151 \text{ kN} \rightarrow$ Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = \frac{151 \text{ kN}}{3 \text{ kN}} = 50$

Der Lochleibungswiderstand beträgt bei minimalem Randabstand: $F_{b,Rd} = 81.6 \text{ kN}$

\rightarrow Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = \frac{81.6 \text{ kN}}{3 \text{ kN}} = 27$

10 BL 250/20 -236
 4 HV M20 -70
 8 STK

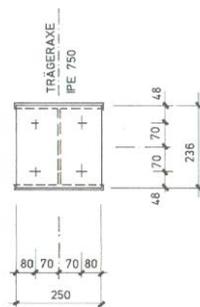


Bild 11 Stützenkopfdetail, Stahlbaulan Nr. 399/4, Billeter+Liechti.

Interaktion Normalkraft und zweiachsige Biegung

Die Knicklängen der Stützen zwischen Decke über UG und Dach beträgt rund 5.5 m. Auf der sicheren Seite liegend werden für die Nachweise jeweils nur die liegenden HE-Profile berücksichtigt. Das ROR-Profil, sowie der Füllbeton werden vernachlässigt. Vereinfachend wird für den Nachweis gem. SIA 263 [9], 5.1.10, der Momentenbeiwert $\omega = 1.0$ eingesetzt. Somit ist der Festigkeitsnachweis implizit enthalten. Die Untersuchung der Stahlqualität [3] ergab eine Stahlgüte von S235 für die Stützen.

Stütze			C3	B2	B1
Profil			HEA 260	HEB 260	HEA 260
Fliessgrenze	f_y	[MPa]	235	235	235
Knicklänge	L_k	[mm]	5500	5500	5500
Knickachse	y/z		z	z	z
Knickspannungskurve			c	c	c
Schnittgrössen	$M_{Ed,y}$	[kNm]	0	46	49
	$M_{Ed,z}$	[kNm]	0	40	32
	N_{Ed}	[kN]	107	425	275
Momentenbeiwerte	ω_y	[-]		1	1
	ω_z	[-]		1	1
Knicklast	$N_{K,Rd}$	[kN]	1164	1603	1164
Biegewiderstand	$M_{pl,y,Rd}$	[kNm]	216	301	216
Biegewiderstand	$M_{pl,z,Rd}$	[kNm]	101	141	101
Interaktion N-My-Mz	n	[-]	0.09	0.76	0.85
Erfüllungsfaktor	α_{eff}	[-]	10.88	1.31	1.18
Trägheitsmoment	I	[mm ⁴]	$3.670E+07$	$5.130E+07$	$3.670E+07$
QS Fläche	A	[mm ²]	8680	11800	8680
Teilsicherheitsbeiwert	γ_{M1}	[-]	1.05	1.05	1.05
Imperfektionsbeiwert	α_k	[-]	0.49	0.49	0.49
pl. Normalkraftwiderstand	N_{Rd}	[kN]	1'943	2'641	1'943
Eulersche Knicklast	N_{cr}	[kN]	2'515	3'515	2'515
	λ_E	[-]	93.91	93.91	93.91
	λ_K	[-]	84.58	83.42	84.58
	λ_{K-}	[-]	0.90	0.89	0.90
	ϕ_K	[-]	1.08	1.06	1.08
	χ_K	[-]	0.60	0.61	0.60

Tabelle 21 Stützen Lehrschwimmhalle: Nachweise Druckkraft und zweiachsige Biegung gem. SIA 263 [9], 5.1.10

5.7.2 Verankerung

Die Stützen in den Achsen 1 und 2 sind 40 mm in die Bodenplatte eingelassen (vgl. Bild 12a). Die Übertragung der horizontalen Kräfte erfolgt über Betonpressung an den Stirnseiten der Fussplatten. Die eingebauten Justierschrauben werden nicht berücksichtigt. Die maximalen Horizontalkräfte, welche in Bild 12b) dargestellt sind, treten bei der Stütze C1 auf. Diese Kräfte können problemlos über Betonpressung abgetragen werden.

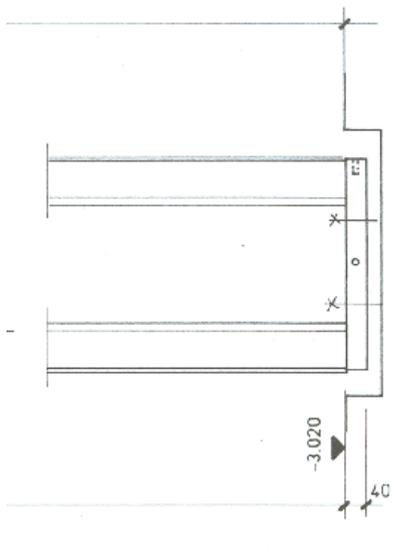
Der Widerstand einer Betonstirnfläche beträgt:

$$F_{C,Rd} = B \cdot T \cdot f_{cd} = 400 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm} \cdot 16.5 \text{ MPa} = 264 \text{ kN}$$

Daraus resultiert ein Erfüllungsfaktor von:

$$\alpha_{eff} = \frac{F_{C,Rd}}{F_{Ed}} = \frac{264 \text{ kN}}{39 \text{ kN}} = 6.77$$

a)



b)

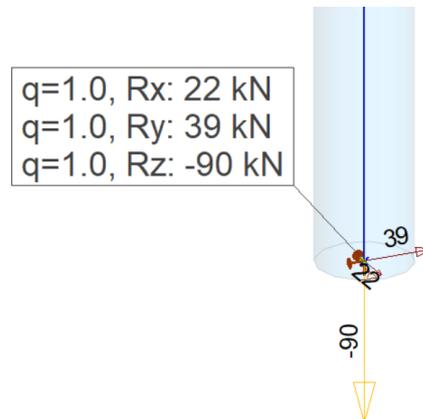


Bild 12 a) Stützenfussdetail, Stahlbauplan Nr. 399/4, Billeter+Liechti.
 b) Horizontale Auflagerkraft (Verhaltensbeiwert $q = 1.0$).

5.7.3 Kraftweiterleitung

Da die Stützen durch die Decke über UG hindurch gehen und durch diese gehalten sind, ergibt sich in der Überprüfungssituation Erdbeben eine Einleitung von horizontalen Kräften aus den Stützen in die Decke. Diese Kräfte sind in Tabelle 22 zusammengefasst.

Stütze	Kraft in x-Richtung	Kraft in y-Richtung
	[kN]	[kN]
A1	± 14	± 24
A2	± 20	± 27
B1	± 19	± 29
B2	± 18	± 20
C1	± 19	± 34
C2	± 17	± 34

Tabelle 22 Horizontale Kräfte auf Decke über UG (Verhaltensbeiwert $q = 2.0$).

Bild 14 zeigt schematisch den Kraftabtrag der horizontalen Kraft in y-Richtung von zwei Stützen. Bei der Stütze B1 wird die Kraft von 29 kN über die Armierung $\phi 12$, $t = 20$ cm mit Endhaken über der Wand verankert, in die Aussenwand zurückgebunden. Danach wird die Kraft über die Aussenwand abgetragen und schlussendlich über die Bodenplatte in den Untergrund eingeleitet.

Bei der Stütze C1 kann die Horizontalkraft direkt über Druck in der Deckenplatte in die gegenüberliegende Aussenwand abgetragen werden, wo sie dann über den passiven Erddruck in den Untergrund eingeleitet wird.

Da die abzutragenden Horizontalkräfte relativ klein sind und die vorhandene Bewehrung nur eine geringe zusätzliche Beanspruchung erfährt, wird die Tragsicherheit ohne detailliertere Untersuchungen als erfüllt beurteilt.

Die Kraftübertragung von der Decke in die Wand des Untergeschosses ist mit der Bewehrungsführung gemäss Bewehrungsplan gewährleistet (vgl. Bild 13).

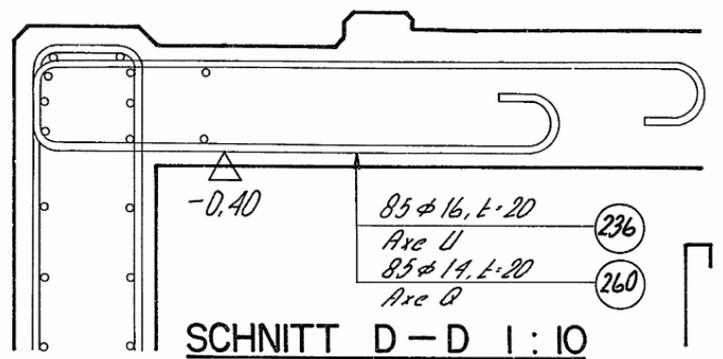


Bild 13 Anschluss Wand UG and Decke über UG, Armierungsplan Nr. 91205-35, Ernst Basler & Partner

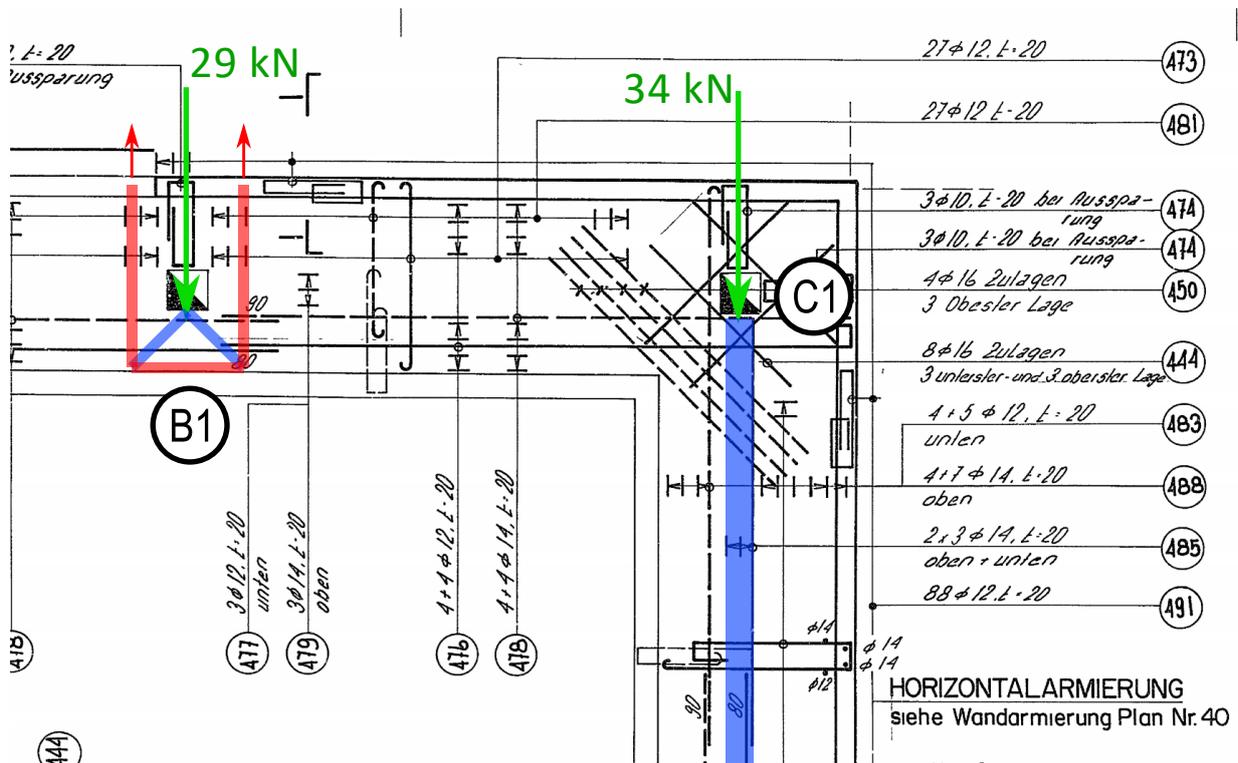


Bild 14 Kraftweiterleitung Decke über UG. (Ausschnitt Bewehrungsplan Decke über UG und Bodenplatte EG, Plan Nr. 91205-39A)

5.7.4 Dachkonstruktion

Ausnutzung Stahlprofile

Die Ausnutzung der Stahlprofile wurde bereits 2014 ermittelt. Details dazu können dem Bericht [1] entnommen werden.

Verstrebung

Die Beanspruchung der Dachverstrebung ist in Bild 15 dargestellt und beträgt maximal:

$$F_{Ed} = 16 \text{ kN}$$

Die Verstrebung ist mit Flachstählen FLA 120/15 ausgeführt. Der Widerstand einer solchen Strebe beträgt

$$F_{Rd} = \frac{b \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 120 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot \frac{235 \text{ MPa}}{1.05} = 402 \text{ kN}$$

Die Ausnutzung der Dachstrebe ist somit sehr gering und auch die Knotenanschlüsse mit je zwei hochfesten M20 Schrauben werden als unkritisch beurteilt.

Anmerkung: Bei einer Erdbebenbeanspruchung mit umgekehrten Vorzeichen als dargestellt erfahren die Dachstreben im Modell Druckkräfte, obwohl diese nur auf Zugkräfte ausgelegt sind. Da die Normalkräfte jedoch sehr gering sind, wird diese Ungenauigkeit in der Modellbildung als irrelevant beurteilt.

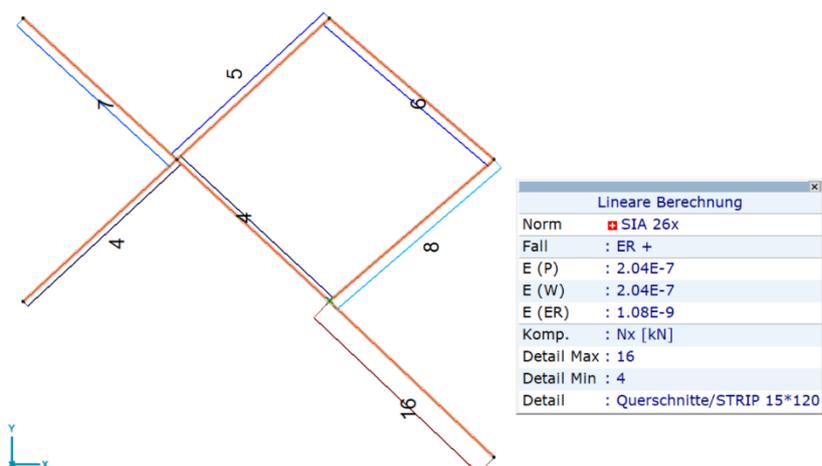


Bild 15 Normalkraftbeanspruchung der Dachverstrebung.

5.7.5 Betonwände EG

In der südlichen Fassade und bereichsweise in den östlichen und westlichen Fassaden, sind die Fassadenstützen auf einer Betonwand abgestellt (vgl. Bild 16). Die Tragsicherheit dieser Betonwände wird in der Überprüfungssituation Erdbeben als unkritisch beurteilt und nicht genauer untersucht.



Bild 16 Fassadenstützen auf Betonwand im Bereich Lehrschwimmbecken

5.7.6 Betonwände UG

Die Aussenwände des Untergeschosses erfüllen die Anforderungen nach SIA 269/8 [11], 8.2.1. Obwohl durch die Aussenwand noch zusätzlich Horizontalkräfte aus den Stützen abgetragen werden müssen, ist eine Überprüfung der Erdbebensicherheit der Aussenwände nicht notwendig.

5.7.7 Schwimmbeckenwände

Für die Wände der Schwimmbecken kann davon ausgegangen werden, dass der normale Betriebszustand mit vorübergehender Überprüfungssituation und dem Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten von $\gamma_{Wasser} = \gamma_Q = 1.5$ gegenüber der Überprüfungssituation Erdbeben massgebend ist.

6 Stahlhallen Schwimm- und Sprungbecken

6.1 Geometrie

Die Bezeichnung der Achspunkte in diesem Kapitel bezieht sich auf die Achsen des Stahlbauplans gem. Bild 17.

Die Dachkonstruktionen der beiden Stahlhallen sind aus quadratischen Dachfeldern zusammengesetzt und weisen in einem Dachfeld eine Überlappung auf. Zwischen den Dachebenen des Schwimm- (OK Stahlkonstruktion +6.360) und Sprungbeckens (OK Stahlkonstruktion +8.660) besteht eine Höhendifferenz von rund 2.3 m. Die beiden Stahlhallen können mit Ausnahme von einigen Fassadenstützen der Sprunghalle, welche auf der Schwimmhalle abgestellt sind, als unabhängige Tragsysteme betrachtet werden.

Die Dachkonstruktion des Sprungbeckens weist einen quadratischen Grundriss mit einer Seitenlänge von 25 m auf (zusammengesetzt aus vier Dachfeldern mit Abmessungen von je 12.5x12.5 m). Der Lastabtrag erfolgt über die Hauptträger, welche in der Mitte der Konstruktion ein Kreuz bilden. Diese Hauptträger leiten die Lasten in die quadratischen Hauptlaststützen (blau markiert in Bild 17) ein. Die Stützen in den Achspunkten E3 und G4 haben eine Länge von 7.77 m, die Stützen in den Achspunkten C4 und E2 haben eine Länge von 11.17 m und gehen durch die Decken über UG und EG hindurch. In den Ecken sind jeweils vier Fassadenstützen (grün markiert in Bild 17) als tragende Pendelstützen ausgebildet.

Die Dachkonstruktion der Schwimmhalle ist zusammengesetzt aus fünf quadratischen Deckenfeldern mit Abmessungen von je 12.5x12.5 m (vgl. Bild 18). Die Lastabtragung erfolgt analog wie bei der Sprunghalle.

Die Verstrebung des Dachs der beiden Hallen erfolgt mittels L-Profilen. Pro Dachfeld sind jeweils vier solche Profile angeordnet.

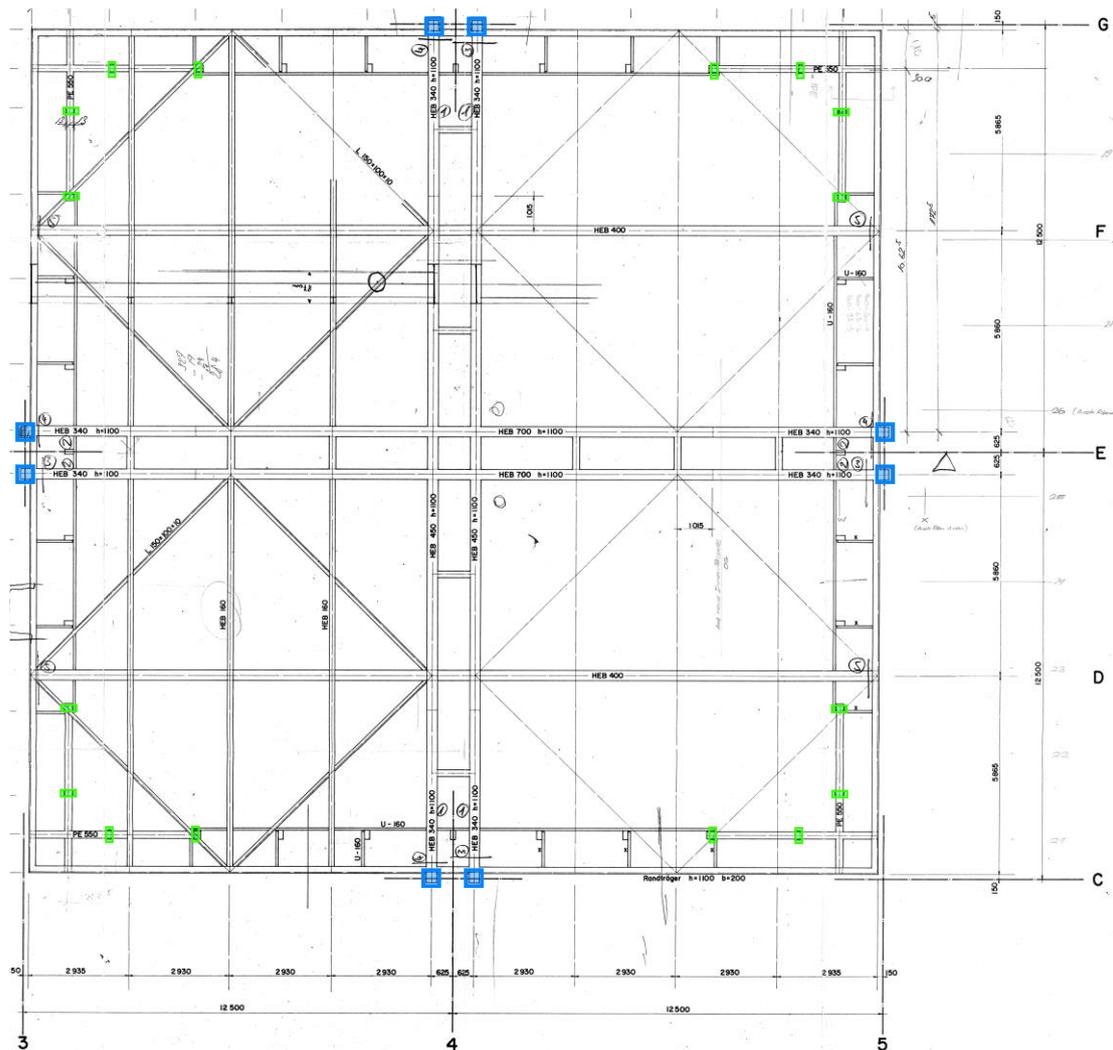


Bild 17 Grundriss Dachkonstruktion Sprungbecken

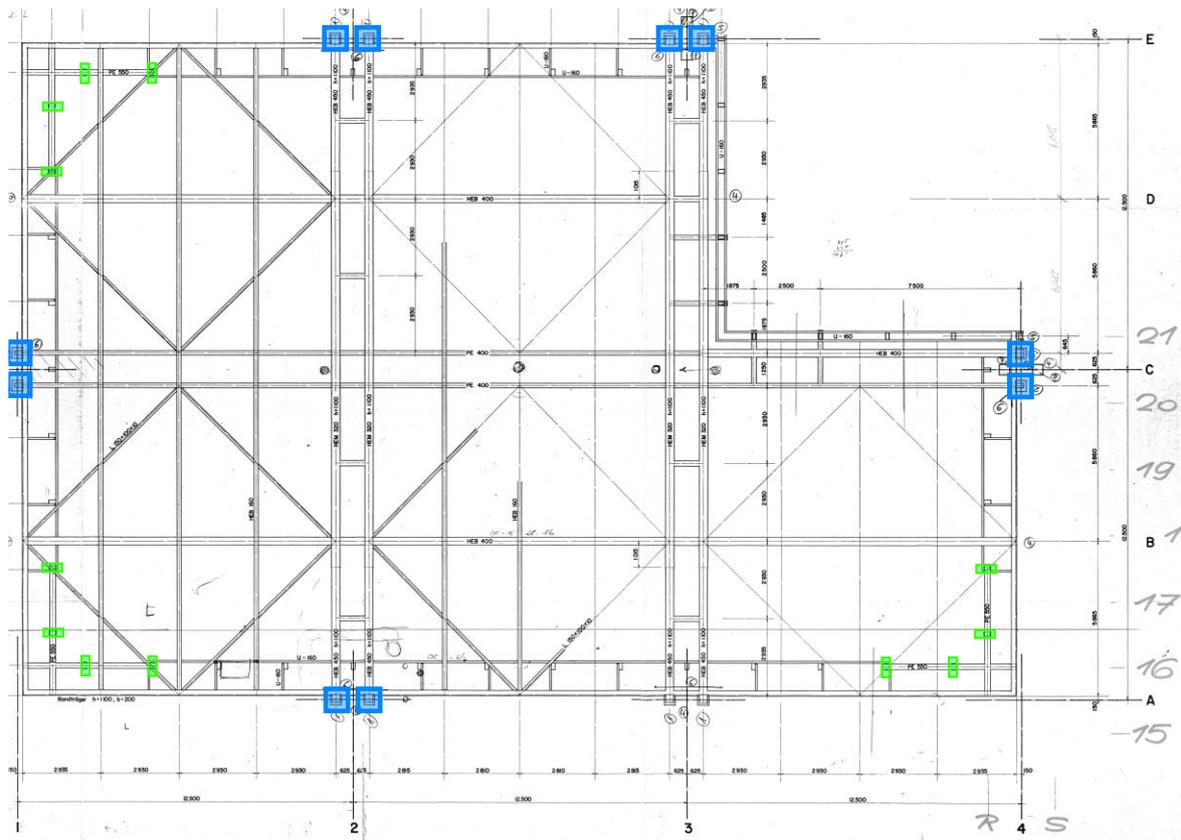


Bild 18 Grundriss Dachkonstruktion Schwimmbecken

6.2 Konstruktive Durchbildung

Für die Stahlkonstruktion wird ein Verhaltensbeiwert von $q = 2.0$ angesetzt. Die Nachweise der Verankerung der Stützenfüsse werden mit einem Verhaltensbeiwert von $q = 1.0$ geführt.

Für die Bewehrung der Stahlbetonbauteile wird die Duktilitätsklasse B vorausgesetzt. Daraus resultiert für die Stahlbetonbauteile ebenfalls ein Verhaltensbeiwert von $q = 2.0$.

An den Stützenfüssen wird eine Einspannung vorausgesetzt. Gemäss Stahlbauplan, Bild 19, werden die Fussplatten der Stützen an massive Stahlplatten, welche einbetoniert sind, angeschweisst. Der Plan zur Verankerung, wie im Stahlbauplan angegeben, ist nicht vorhanden. Für die nachfolgenden Berechnung wird vorausgesetzt, dass an diese Anschlussplatte Schlaudern angeschweisst sind, welche die auftretenden Stützenfussmomente in die Bodenplatte und Fundamente übertragen können.

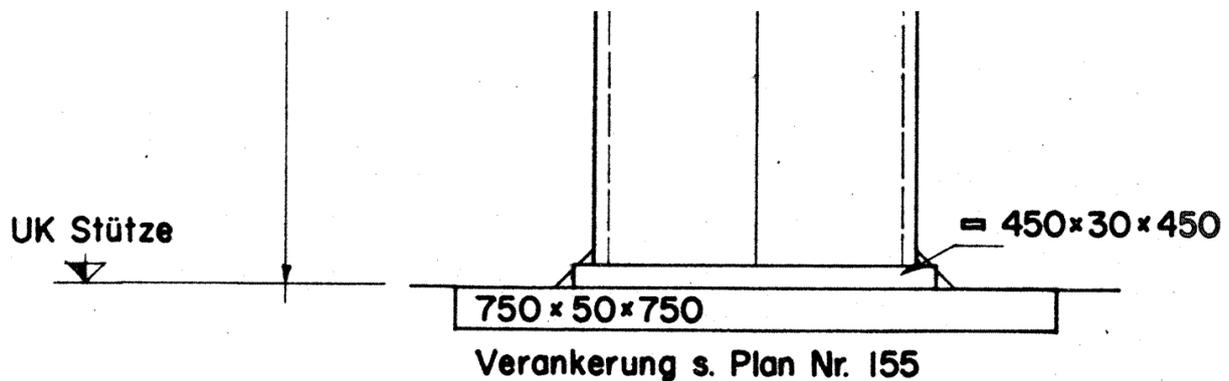


Bild 19 Stützenfuss mit Anschlussplatte 750x50x750, Stahlbauplan Nr. 56, Ingenieurbureau G. Baum, 01.07.1971

6.3 Berechnungsmodell

Die Modellierung erfolgt auf Grundlage von [1]. Die Berechnung erfolgt an einem linear-elastischen Stabmodell in der FE-Software Axis VM X6 (vgl. Bild 6). Die Anschlüsse zwischen Hauptstützen und Dachträger sind gelenkig modelliert, auf Höhe der Decke über UG und EG sind die Stützen seitlich unverschieblich gelagert. Die tragenden Fassadenstützen in den Ecken sind als Pendelstützen modelliert

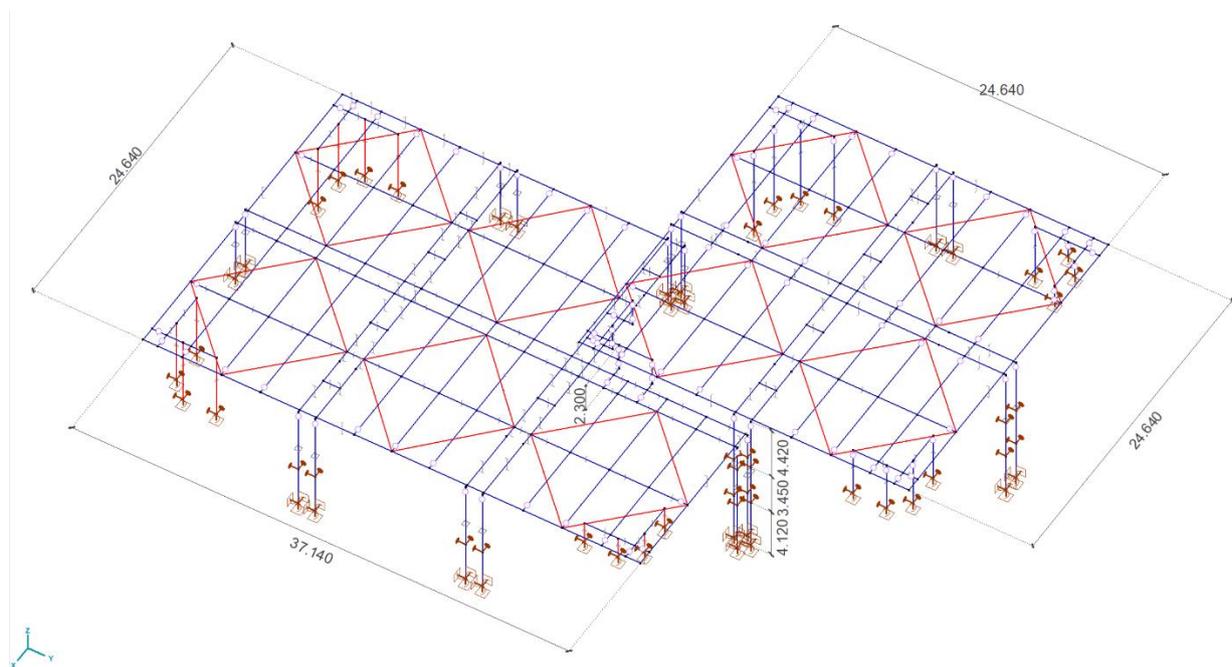


Bild 20 Berechnungsmodell Schwimm- und Sprunghalle

6.4 Lastdefinitionen

Die Auflast von $p_z = -3.9 \text{ kN/m}^2$ ist als Flächenlast auf die Dachkonstruktion definiert (vgl. Bild 7).

Die Last durch die Aufhängung der Rutschbahn wird vereinfachend an den Stützenköpfen der am nächsten liegenden Hauptstütze definiert (vgl. Bild 22)

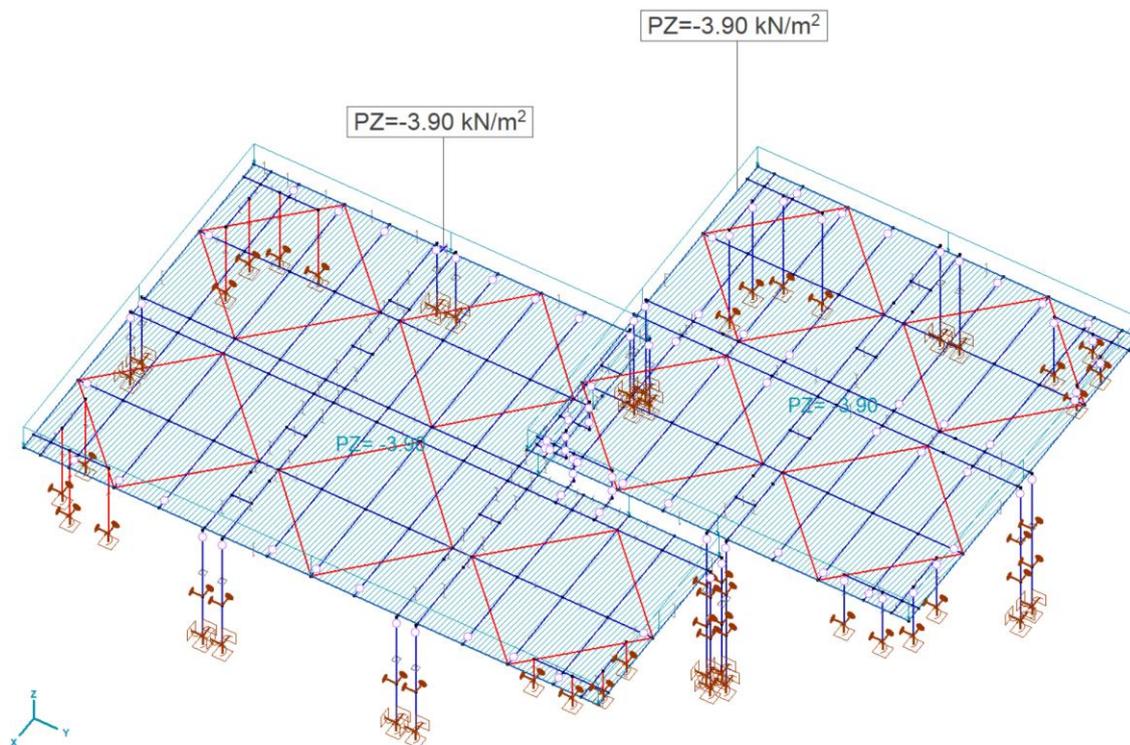


Bild 21 Lastdefinition Auflast der Schwimm- und Sprunghalle

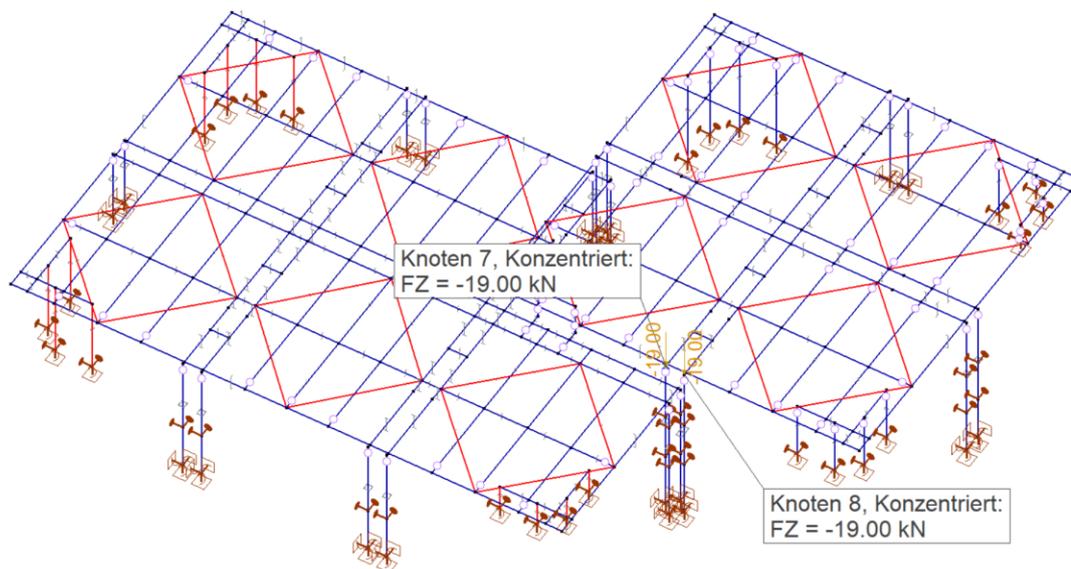


Bild 22 Lastdefinition aufgehängte Rutschbahn

6.5 Überprüfungssituation

Die massgebende Lastkombination für die Schwimm- und Sprunghalle ist in Tabelle 17 dargestellt.

Lastkombination	Eigengewicht $g_{k,EG}$	Eigengewicht $g_{AL,Lehrschwimmhalle,k}$	Erdbeben ASV A_d
LK Beben Schwimmhalle	1.00	1.00	+/- 1.00

Tabelle 23 Lastkombination Schwimm- und Sprunghalle

6.6 Antwortspektrumverfahren

6.6.1 Schwingungsanalyse

Da die beiden Hallen nur über Pendelstützen miteinander verbunden sind, schwingen die Schwimm- und Sprunghalle unabhängig voneinander.

Die massgebenden Eigenformen der Sprunghalle sind in Bild 23 und Bild 24 dargestellt.

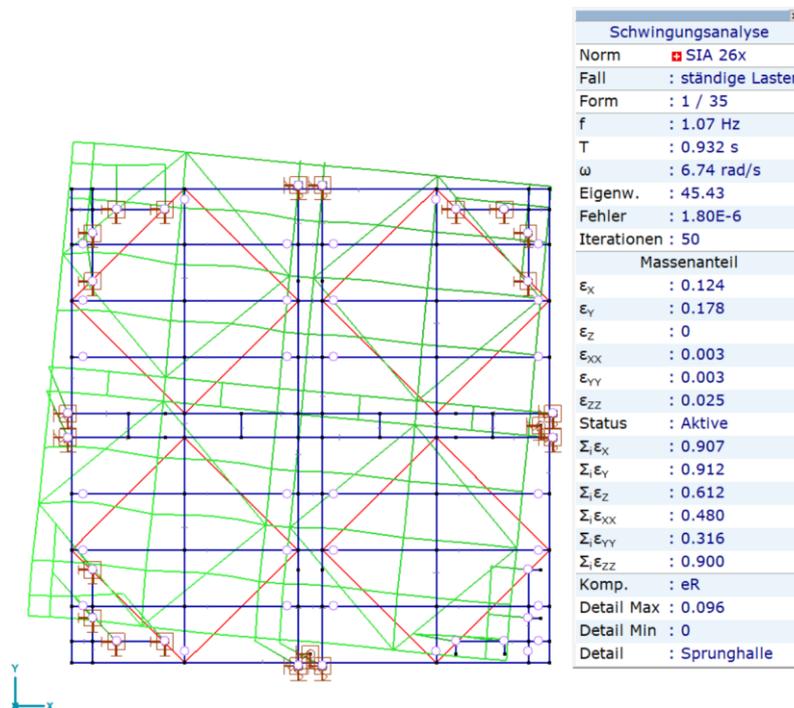


Bild 23 Sprunghalle: 1. Eigenform in x- und y-Richtung. $T_1 = 0.932$ s, $f_1 = 1.07$ Hz, $\epsilon_x = 12.4\%$ $\epsilon_y = 17.8\%$ (Massenanteile bezogen auf Sprung- und Schwimmhalle).

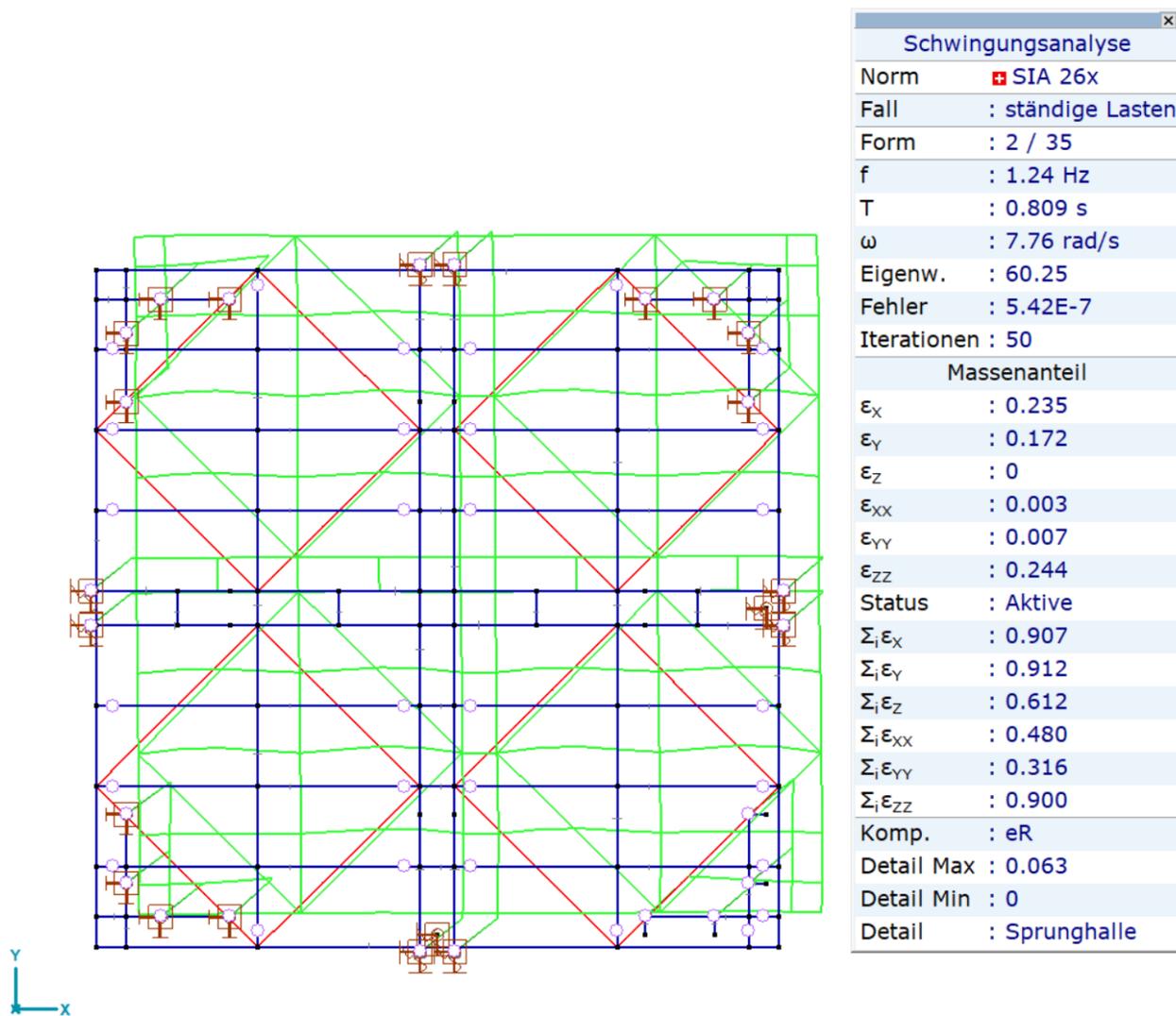


Bild 24 Sprunghalle: 2. Eigenform in x- und y-Richtung. $T_2 = 0.809$ s, $f_2 = 1.24$ Hz, $\epsilon_x = 23.5\%$ $\epsilon_y = 17.2\%$ (Massenanteile bezogen auf Sprung- und Schwimmhalle).

Die massgebenden Eigenformen der Schwimmhalle sind in Bild 25 und Bild 26 dargestellt.

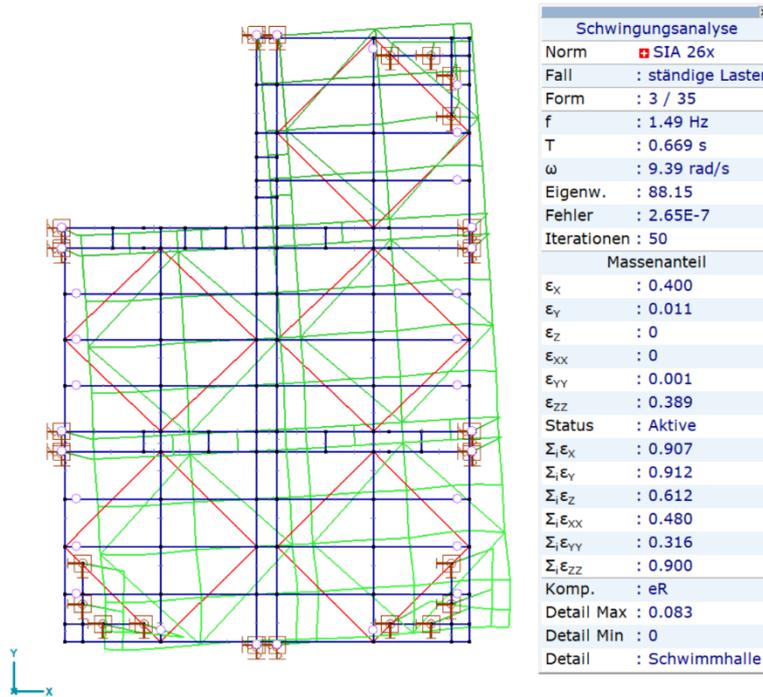


Bild 25 Schwimmhalle: 3. Eigenform in x- Richtung. $T_3 = 0.669$ s, $f_3 = 1.49$ Hz, $\epsilon_x = 40.0\%$ (Massenanteil bezogen auf Sprung- und Schwimmhalle).

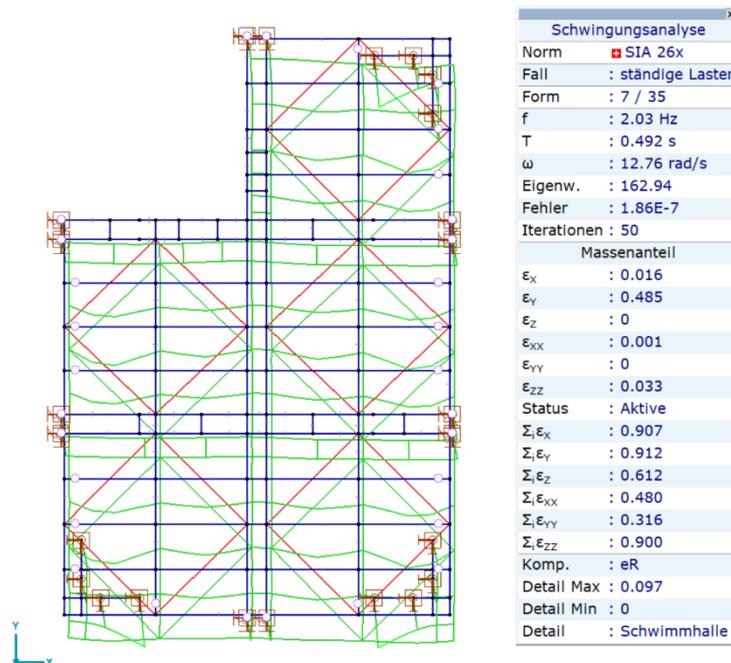


Bild 26 Schwimmhalle: 7. Eigenform in y- Richtung. $T_7 = 0.492$ s, $f_7 = 2.03$ Hz, $\epsilon_x = 48.5\%$ (Massenanteil bezogen auf Sprung- und Schwimmhalle).

6.6.2 Modale Massen

Es werden die ersten 50 Eigenformen berücksichtigt. Die modalen Massenanteile liegen in horizontaler Richtung bei je rund 90% und in vertikaler Richtung bei 61%. Die nach Norm SIA 261 [6] geforderte Berücksichtigung von mindestens 90% der modalen Massen ist somit für die horizontale Erdbebenrichtung erreicht. Die vertikale Komponente der Erbebeneinwirkung ist in der vorliegenden Untersuchung von untergeordneter Bedeutung, weshalb der geringere modale Massenanteil akzeptiert wird.

	f [Hz]	T [s]	<i>Fehler</i>	ϵ_X	ϵ_Y	ϵ_Z	$\Sigma_i \epsilon_X$	$\Sigma_i \epsilon_Y$	$\Sigma_i \epsilon_Z$
1	1.07	0.932	1.80E-6	0.124	0.178	0	0.124	0.178	0
2	1.24	0.809	5.42E-7	0.235	0.172	0	0.358	0.350	0
3	1.49	0.669	2.65E-7	0.400	0.011	0	0.758	0.361	0
4	1.60	0.626	4.62E-7	0.050	0.056	0	0.808	0.418	0
5	1.79	0.558	4.29E-8	0	0	0.264	0.808	0.418	0.264
6	1.90	0.526	1.08E-7	0	0	0.041	0.808	0.418	0.304
7	2.03	0.492	1.86E-7	0.016	0.485	0	0.824	0.902	0.304
8	2.18	0.458	7.97E-8	0	0	0.290	0.824	0.902	0.594
9	2.24	0.446	1.47E-7	0	0	0.001	0.824	0.902	0.595
10	2.62	0.382	1.47E-7	0.077	0.004	0	0.901	0.907	0.595
11	2.75	0.363	3.38E-8	0	0	0.001	0.901	0.907	0.596
12	2.80	0.357	2.73E-8	0	0	0.001	0.901	0.907	0.597
13	2.90	0.345	1.48E-8	0	0	0.001	0.901	0.907	0.599
14	3.20	0.312	8.12E-8	0.001	0	0	0.902	0.907	0.599
15	3.24	0.309	5.82E-8	0	0	0.003	0.902	0.907	0.602
16	3.26	0.307	5.65E-8	0	0	0	0.902	0.907	0.602
17	3.28	0.305	1.52E-8	0	0	0	0.902	0.907	0.602
18	3.30	0.303	7.85E-8	0	0	0	0.902	0.907	0.602
19	3.30	0.303	1.57E-7	0	0	0	0.903	0.907	0.602
20	3.31	0.302	4.66E-8	0	0	0	0.903	0.907	0.602
21	3.31	0.302	5.25E-8	0	0	0.001	0.903	0.907	0.602
22	3.32	0.302	6.35E-8	0	0	0	0.903	0.907	0.602
23	3.36	0.298	3.33E-7	0	0	0	0.903	0.907	0.602
24	3.37	0.297	1.10E-7	0	0	0	0.903	0.907	0.602
25	3.39	0.295	4.29E-7	0	0	0.001	0.903	0.907	0.604
26	3.40	0.295	2.44E-7	0	0	0	0.903	0.908	0.604
27	3.41	0.294	3.08E-7	0	0	0	0.903	0.908	0.604
28	3.41	0.293	3.00E-7	0	0	0	0.903	0.908	0.604
29	3.43	0.292	1.31E-6	0	0	0	0.903	0.908	0.604
30	3.43	0.292	2.11E-6	0.002	0	0	0.905	0.908	0.604
31	3.47	0.288	2.11E-6	0	0	0.006	0.905	0.908	0.609
32	3.48	0.288	7.80E-6	0	0	0	0.905	0.908	0.609
33	3.48	0.288	2.07E-6	0.001	0.004	0	0.905	0.912	0.609
34	3.51	0.285	2.24E-5	0.001	0.001	0	0.907	0.912	0.609
35	3.52	0.284	1.04E-5	0	0	0.003	0.907	0.912	0.612
35/35				0.907	0.912	0.612			

f: Eigenfrequenz; T: Periodenzeit; Fehler: Der Fehler der Berechnung; ϵ_X : Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; ϵ_Y : Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung
 ϵ_Z : Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung; $\Sigma_i \epsilon_X$: Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Y$: Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung;
 $\Sigma_i \epsilon_Z$: Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung;

Tabelle 24 Massenanteile der Eigenformen für sämtliche ständige Lasten der Schwimm- und Sprunghalle

6.6.3 Überprüfungsspektrum

Das Antwortspektrumverfahren wird mit den in Abschnitt 5.2 Verhaltensbeiwerten durchgeführt. Die Spektren für die Verhaltensbeiwerte $q = 1.0$ und $q = 2.0$ sind in Bild 10 dargestellt.

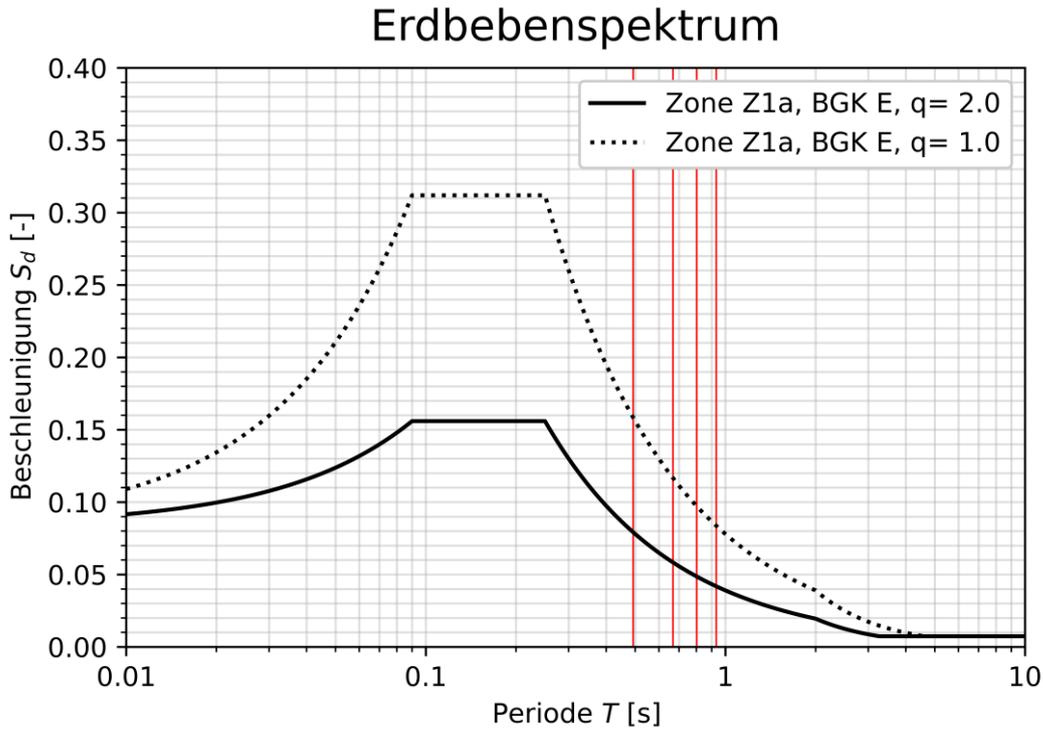


Bild 27 Erdbebenspektrum mit Schwingzeiten der Sprung- und Schwimmhalle.

	Periode T [-]	Verhaltensbeiwert q [-]	Bemessungswert der Bodenbeschleunigung S_d [-]
T1	0.932	2.0	0.041
	0.932	1.0	0.083
T2	0.802	2.0	0.048
	0.802	1.0	0.096
T3	0.669	2.0	0.057
	0.669	1.0	0.115
T7	0.492	2.0	0.078
	0.492	1.0	0.155

Tabelle 25 Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung der Eigenformen mit den grössten modalen Massenanteilen

6.7 Nachweise der Hauptbauteile

6.7.1 Stützen

Hauptlaststützen

Die Hauptlaststützen bestehen aus je vier L-Profilen mit einer Schenkellänge von 200 mm und einer Blechstärke von 18 mm und sind mit Beton gefüllt. Für die nachfolgenden Nachweise wird der Füllbeton vernachlässigt und nur der Stahlquerschnitt berücksichtigt. Die Untersuchung der Stahlqualität [3] ergab eine Stahlgüte von S355 der Hauptlaststützen.

Massgebend für den Nachweis unter Druckkraft und zweiachsiger Biegung ist die Stütze E3 der Sprunghalle, auf der Seite der Schwimmhalle. Durch die auskragende Dachecke, welche auf der Schwimmhalle abgestützt ist, ergibt sich für diese Stütze die maximale Normalkraft. Auch die Knicklänge dieser Stütze ist länger als diejenige der Stütze C4, welche durch die Geschossdecken seitlich gehalten ist.

$$L_K = 0.7 \cdot L = 0.7 \cdot 7.77 \text{ m} = 5.39 \text{ m}$$

Alle anderen Stützen haben kleinere Knicklängen und/oder Normalkraftbeanspruchung und werden nicht weiter untersucht.

Für den Nachweis der Interaktion von Normalkraft und zweiachsiger Biegung gem. SIA 263 [9], 5.1.10 wird der Momentenbeiwert $\omega = 1.0$ eingesetzt. Somit ist der Festigkeitsnachweis implizit enthalten.

Der Anschluss der Stützen an die Dachkonstruktion ist gelenkig ausgebildet. Querkräfte können über einen Querkraftdorn $\varnothing 30$ (vgl. Bild 28) übertragen werden. Die maximalen Querkräfte treten bei den Stützen C4 der Schwimmhalle, bedingt durch die kurze frei Stützenlänge bis zur seitlichen Halterung durch die Decke über EG, auf.

$$V_{Ed} = \sqrt{V_y^2 + V_z^2} = \sqrt{73^2 + 25^2} = 79 \text{ kN}$$
$$V_{Rd} = \frac{\varnothing^2 \pi}{4} \cdot \frac{\tau_y}{\gamma_{M1}} = \frac{30^2 \pi}{4} \cdot \frac{235}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 91 \text{ kN}$$

Somit beträgt der Erfüllungsfaktor der Querkraftübertragung am Stützenkopf:

$$\alpha_{eff} = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} = \frac{91 \text{ kN}}{79 \text{ kN}} = 1.15 \checkmark$$

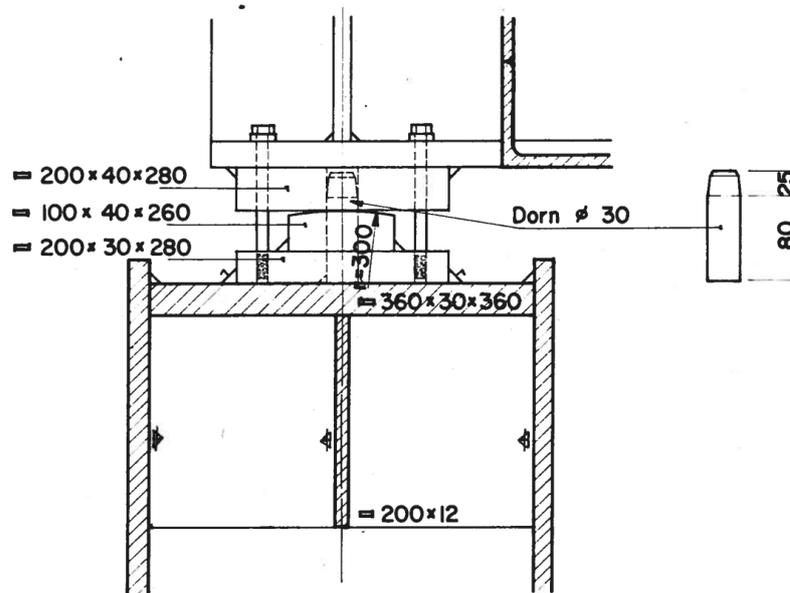


Bild 28 - Detail Stützenkopf Sprung- und Schwimmhalle, Plan Nr. 52, Ingenieurbureau G. Baum, 14.06.1971

Tragende Fassadenstützen

Die tragenden Fassadenstützen haben nach Stahlbauplan die Querschnittsbezeichnung MSH 260/140/8. Im Rahmen der Zustandsbeurteilung der Stahlkonstruktion wurde festgestellt, dass die Wanddicke nur $t = 6 \text{ mm}$ beträgt. Somit entspricht dieser Rechteckquerschnitt ungefähr einem RRW 260/140/6 nach aktueller Querschnittsbezeichnung. Für die nachfolgenden Nachweise werden die Querschnittswerte des RRW-Profiles verwendet. Die Untersuchung der Stahlqualität [3] ergab eine Stahlgüte von S235. Massgebend für den Nachweis sind die Stützen in den Achspunkten A1 (grösste Drucknormalkraft) und G3 (grösste Knicklänge).

Das Profil ist der Querschnittsklasse 3 zuzuordnen.

$$\frac{b}{t} = \frac{260 - 2 \cdot 6.3}{6.3} = 39.2$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\max, QSK3} = 42 \quad \left(\frac{b}{t}\right)_{\max, QSK2} = 38$$

Stütze			Hauptstütze	Fassadenstütze	Fassadenstütze
			E3	A1	G3
Profil			4 L 200/18	RRW 260/140/6.3	RRW 260/140/6.3
Fliessgrenze	f_y	[MPa]	355	235	235
Knicklänge	Lk	[mm]	5390	5500	7700
Knickachse	y/z		z	z	z
Knickspannungskurve			c	a	a
	$M_{Ed,y}$	[kNm]	86	0	0
	$M_{Ed,z}$	[kNm]	56	0	0
Momentenbeiwerte	N_{Ed}	[kN]	1000	120	100
	ω_y	[-]	1.0		
	ω_y	[-]	1.0		
Knicklast	$N_{K,Rd}$	[kN]	5865	721	453
Biege­wider­stand	$M_{pl,y,Rd}$	[kNm]	1396		
Biege­wider­stand	$M_{pl,z,Rd}$	[kNm]	1396		
Interaktion N-My-Mz	n	[-]	0.27		
Erfüllungsfaktor	α_{eff}	[-]	3.64	6.01	4.53
			l _z	l _z	l _z
Trägheitsmoment	I	[mm ⁴]	6.704E+08	1.660E+07	1.660E+07
QS Fläche	A	[mm ²]	28800	4839	4839
Teilsicherheitsbeiwert	γ_{M1}	[-]	1.05	1.05	1.05
Imperfektionsbeiwert	α_k	[-]	0.49	0.21	0.21
pl. Normalkraftwiderstand	N_{Rd}	[kN]	6'446	1'083	1'083
Eulersche Knicklast	N_{cr}	[kN]	47'827	1'137	580
	λ_E	[-]	93.91	93.91	93.91
	λ_K	[-]	35.33	93.90	131.47
	$\lambda_{K_}$	[-]	0.38	1.00	1.40
	ϕ_K	[-]	0.61	1.08	1.61
	χ_K	[-]	0.91	0.67	0.42

Tabelle 26 Stützen Sprunghalle: Nachweise Druckkraft und zweiachsige Biegung gem. SIA 263 [9], 5.1.10 und 4.5.1

6.7.2 Verankerung

Die Verankerung der Stützenfüsse kann aufgrund fehlender Planunterlagen nicht abschliessend beurteilt werden.

Wird eine Einbindetiefe von $h = 50$ mm der Ankerplatte in die Betonplatte, wie in Bild 19 angedeutet ist, vorausgesetzt, kann über Betonpressung eine Horizontalkraft von

$$F_{Rd,c} = 50 \text{ mm} \cdot 750 \text{ mm} \cdot 18.9 \text{ MPa} = 700 \text{ kN}$$

aufgenommen werden. Die maximale Einwirkung von $F_d = 60$ kN ist bedeutend kleiner als dieser Widerstand.

Betreffend die Momententragsicherheit der Verankerung kann keine Aussage getroffen werden.

6.7.3 Kraftweiterleitung

Da die Stützen durch die Decken über UG und EG hindurch gehen und durch diese gehalten sind, ergibt sich in der Überprüfungssituation Erdbeben eine Einleitung von horizontalen Kräften aus den Stützen in die Decken. Massgebend hierbei ist die Kraftübertragung in die Decke über EG beim Stützenachspunkt C4. Die zugehörigen Kräfte sind in Tabelle 27 zusammengefasst.

Stütze	Fx [kN]	Fy [kN]
C4_a	± 63	± 55
C4_b	± 62	± 55
C4_c	± 44	± 129
C4_d	± 45	± 130

Tabelle 27 Horizontalkraftübertragung der Stützen in die Decke über EG. Stützenbezeichnung gem. Bild 29

Diese Kräfte werden bei der Überprüfung der Eingangshalle, in deren Decke die Kräfte eingeleitet werden, berücksichtigt.

Es ist kein Bewehrungsplan im Bereich der Krafteinleitung vorhanden. Dementsprechend kann kein Nachweis der lokalen Tragsicherheit in der Decke geführt werden.

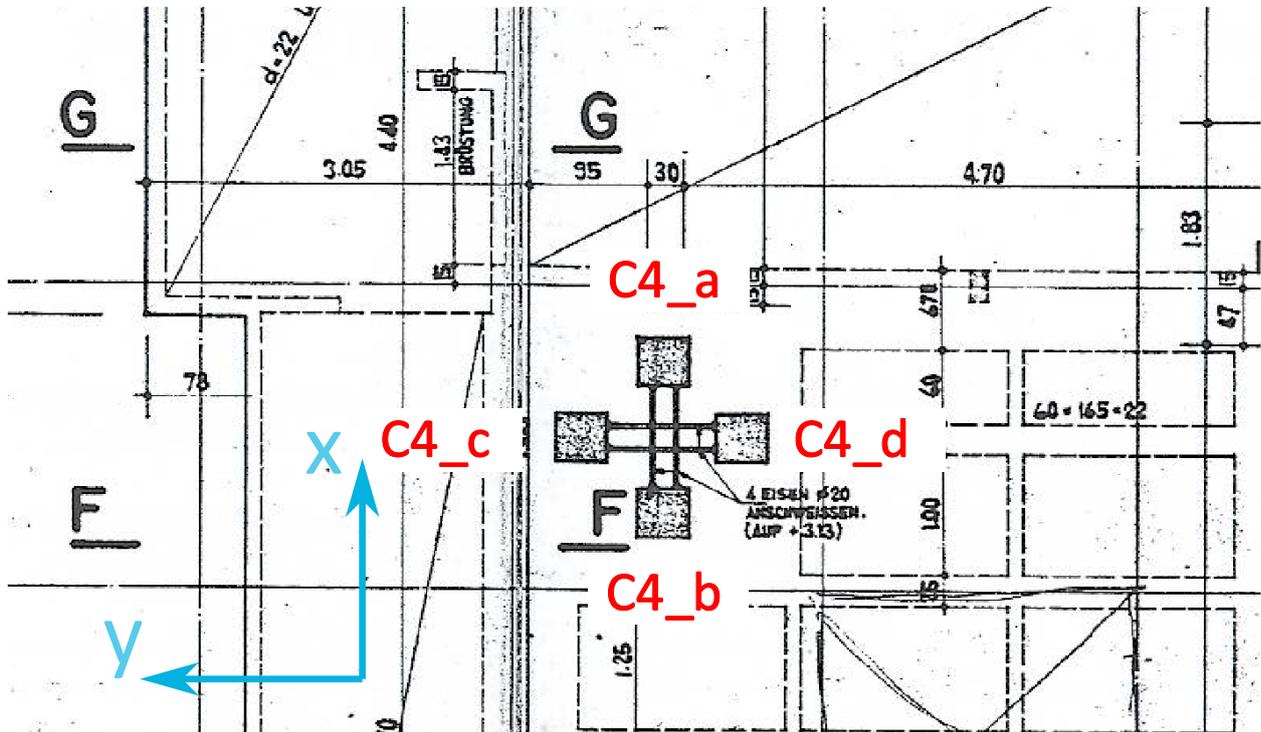


Bild 29 Schnittpunkt Stützen Schwimm- und Sprunghalle und Decke über EG. Planausschnitt Schalungsplan Decke über EG, Plan Nr. 175, Ingenieurbureau G. Baum, 14.12.1971

6.7.4 Dachkonstruktion

Ausnutzung Stahlprofile

Die Ausnutzung der Stahlprofile wurde bereits 2014 ermittelt. Details dazu können dem Bericht [1] entnommen werden.

Dachverstrebung

Die Verstrebung der Dachebene wurde mit L 150x100x10 Profilen ausgeführt. Die maximale Normalkraft auf eine Strebe beträgt:

$$F_{Ed} = 40 \text{ kN}$$

Somit sind die Profile mit einem Widerstand von

$$F_{Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 537 \text{ kN}$$

nur geringfügig ausgenutzt.

Die L-Profile sind über Schweissnähte mit den Trägern der Dachkonstruktion verbunden. Genauere Angaben zu den Schweissnähten sind nicht bekannt. Ausgehend von den Tragwiderständen einer Kehlnaht gem. Stahlbautabelle C5 [12], muss die Nahtlänge einer Kehlnaht mit Nahtdicke $a = 4 \text{ mm}$ mindestens $\Delta L = 50 \text{ mm}$ betragen, damit eine Kraft von $F_{Ed} = 40 \text{ kN}$ aufgenommen werden kann. Es wird vorausgesetzt, dass die Schweissnaht diese Mindestlänge aufweist und der Nachweis somit erfüllt ist.

Anmerkung: Bei einer Erdbebenbeanspruchung in umgekehrter Richtung als dargestellt erfahren die Dachstreben im Modell Druckkräfte, obwohl diese nur auf Zugkräfte ausgelegt sind. Da die Normalkräfte jedoch sehr gering sind, wird diese Ungenauigkeit in der Modellbildung als irrelevant beurteilt.

6.7.5 Betonwände UG

Die Aussenwände des Untergeschosses erfüllen die Anforderungen nach SIA 269/8 [11], 8.2.1. Eine Überprüfung der Erdbebensicherheit der Aussenwände ist nicht notwendig.

6.7.6 Schwimmbeckenwände

Für die Wände der Schwimmbecken kann davon ausgegangen werden, dass der normale Betriebszustand mit vorübergehender Überprüfungssituation und dem Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten von $\gamma_{Wasser} = \gamma_Q = 1.5$ gegenüber der Überprüfungssituation Erdbeben massgebend ist.

7 Turnhalle

7.1 Geometrie

Die Turnhalle befindet sich am nördlichen Ende der Anlage und hat einen rechteckigen Grundriss mit Abmessungen von rund 27x15 m. Die südliche Stahlbetonwand der Turnhalle ist mit den Stahlbetondecken der Geräteräume und des Clubraums monolithisch verbunden. Auf der Südseite des Clubraums und westlich der Turnhalle befindet sich eine Dilatationsfuge (grün markiert in Bild 30) mit einer planmässigen Breite von 1 cm. In diesem Kapitel werden die in Bild 30 rot markierten Gebäudeteile untersucht, welche durch ebendiese Dilatationsfuge von den anderen Gebäudeteilen abgetrennt ist. Östlich der Turnhalle befindet sich ein Gebäudeteil (gelb markiert in Bild 30) zu welchem keine aussagekräftigen Plangrundlagen vorhanden sind. Da die Gebäudehöhe dieses Teils lediglich 3 m beträgt, und die Dachebene somit weit unter derjenigen der Turnhalle liegt, ist dieses Gebäude in der Überprüfungssituation Erdbeben als unkritisch zu beurteilen.

Der Boden der Turnhalle liegt 3.20 m unter der Kote ± 0.00 . Die Terrainhöhe um die Turnhalle liegt auf dem gleichen Niveau wie der Boden der Turnhalle, tiefer als in den übrigen Bereichen des Areals.

OK Dach der Turnhalle befindet sich auf der Kote +3.64, Die Dächer des Clubraums und der Geräteräume liegen 0.60 m unterhalb des Turnhallendaches.

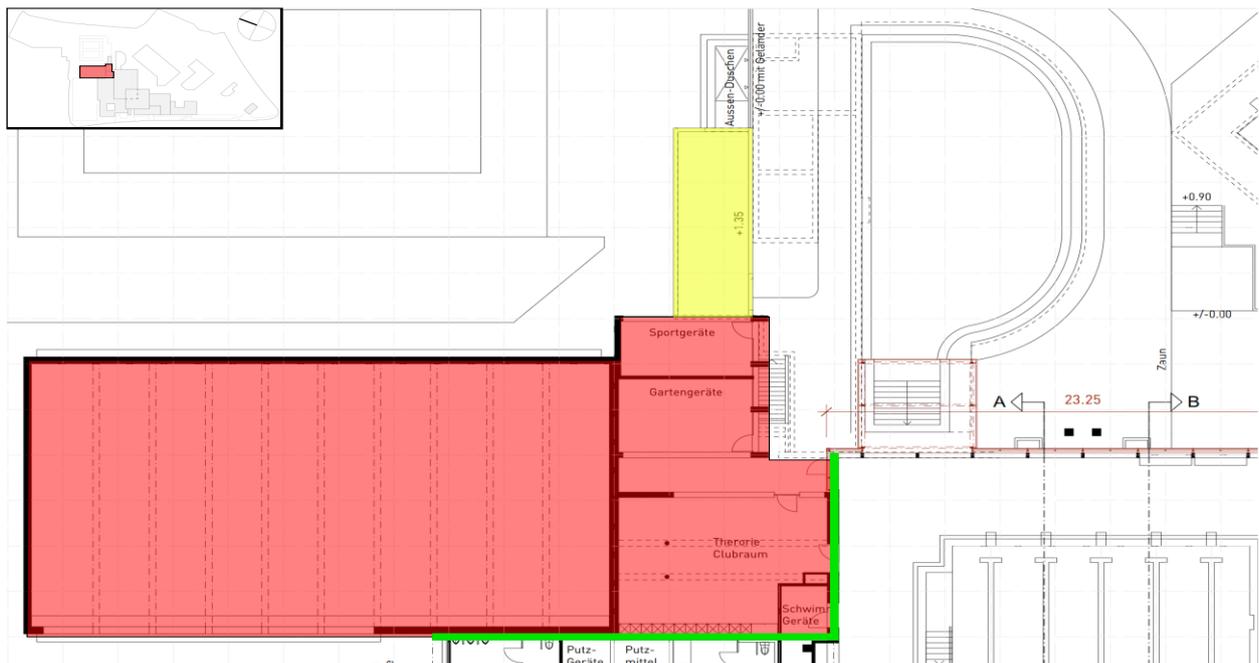


Bild 30 Bereich Turnhalle, Geräteräume und Clubraum. Rot: Modellierter Gebäudeteile; Gelb: Nicht modellierter Gebäudeteil aufgrund fehlender Plangrundlagen; Grün: Gebäudetrennfuge

7.2 Konstruktive Durchbildung

Unter der Turnhalle befindet sich eine Luftschutzanlage. Diese wird für die Überprüfungssituation Erdbeben als unkritisch beurteilt und nicht weiter untersucht. Der Einspannhorizont wird auf der Höhe des Turnhallenbodens definiert.

Da es sich um ein gemischtes Tragsystem (vgl. SIA 269/8, 4.2.2) von Stahlbeton und Mauerwerk handelt, gilt der tiefere Verhaltensbeiwert $q = 1.5$ für Mauerwerk SIA 266 [10].

Es ist nicht bekannt, wie die Fuge zwischen den Mauerwerkswänden und den Stahlbetondecken ausgebildet ist, resp. ob und in welchem Masse Kräfte längs zur Wand übertragen werden können. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird von einer steifen Verbindung und Kraftübertragung zwischen Mauerwerkswand und Stahlbetondecke ausgegangen.

7.3 Berechnungsmodell

Die Berechnung erfolgt an einem kombinierten Schalen- Stabmodell mit der FE-Software AxisVM X6. Die im Modell berücksichtigten tragenden Elemente sind in Bild 32 (Untergeschoss) und Bild 33 (Erdgeschoss) dargestellt.

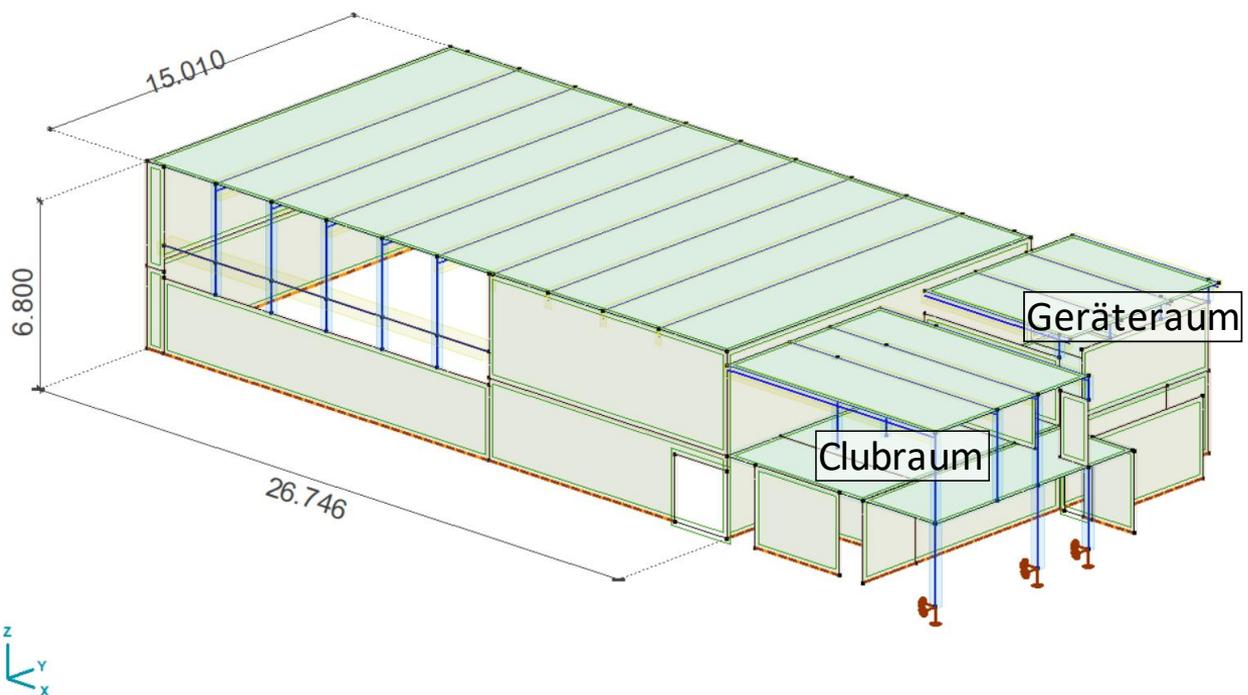


Bild 31 Berechnungsmodell Turnhalle, Clubraum und Geräteraum

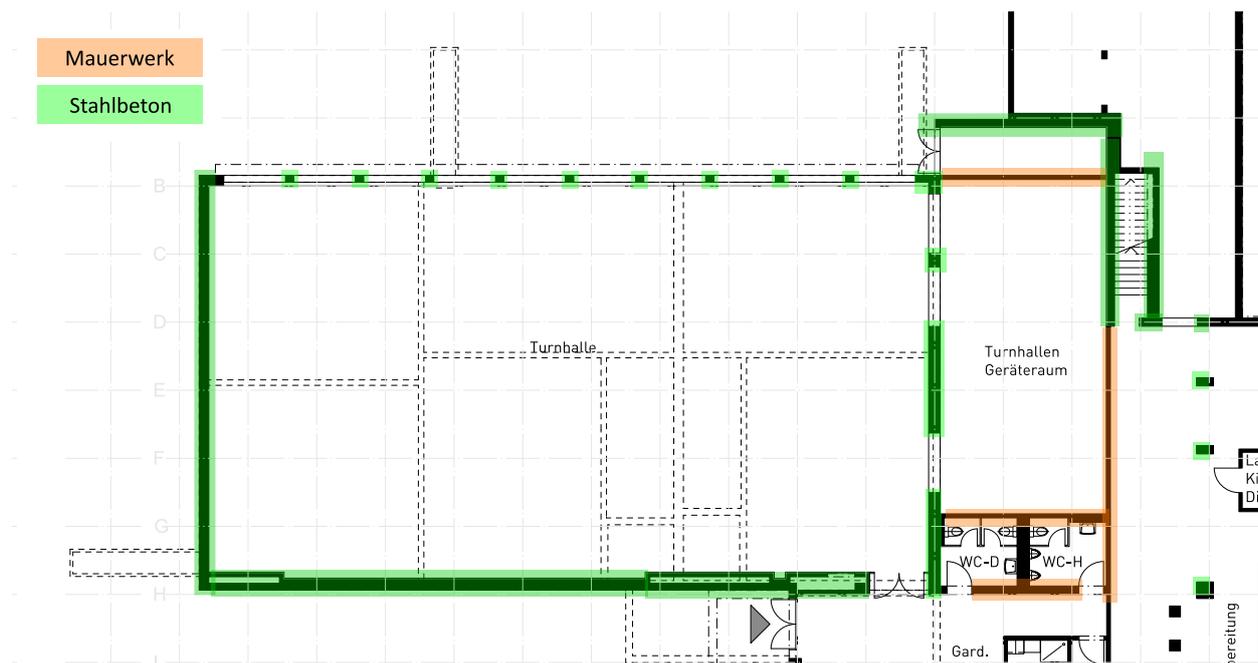


Bild 32 Im Modell berücksichtigte Bauteile im UG. Grün: Stahlbeton, Braun: Mauerwerk

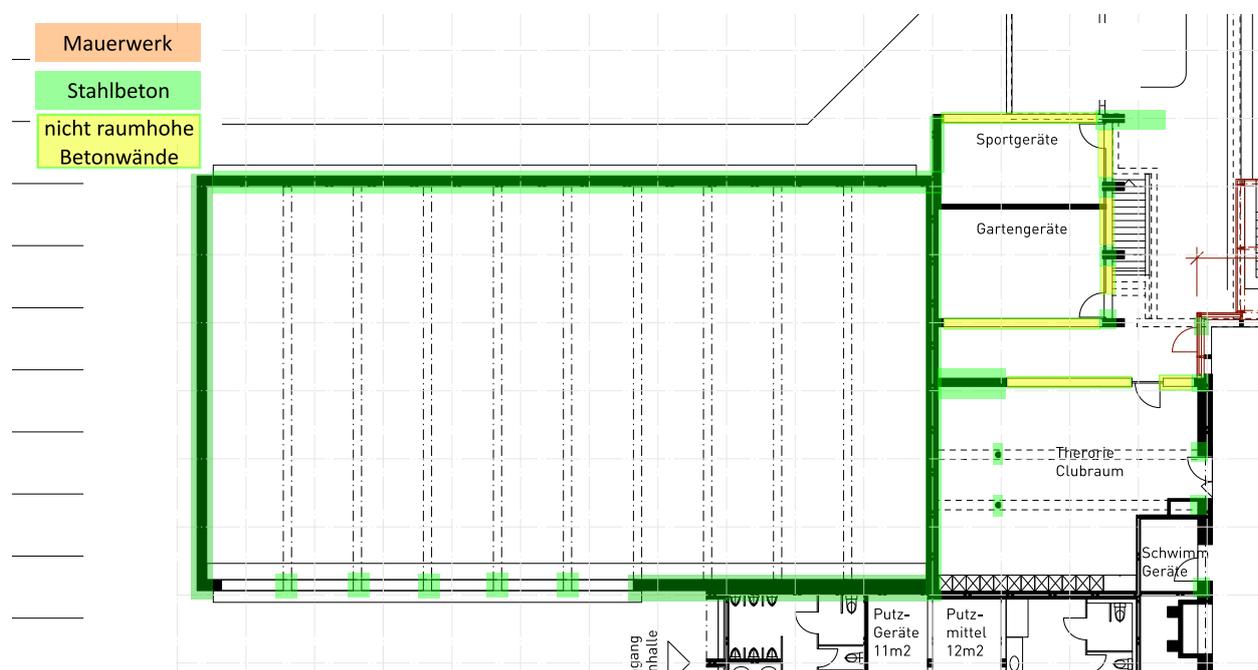


Bild 33 Im Modell berücksichtigte Bauteile im EG. Grün: Stahlbeton, Braun: Mauerwerk, Gelb: nicht durchgehende Stahlbetonwände mit Luftspalt unter Decke

Steifigkeit

Für die Stahlbetontragwände wird gem. SIA 268/8 [11] (vgl. Bild 34) eine Reduktion der Steifigkeit der Wände und Stützen infolge Rissbildung vorausgesetzt. Die Normalkraftausnutzung der Stützen in der Überprüfungssituation Erdbeben liegt bei ca. 20%, die Ausnutzung der Wände bei ca. 5%.

Wände: $EI_{eff,Waende} \approx 0.35 \cdot EI_{Beton}$

Stützen: $EI_{eff,Stuetzen} \approx 0.6 \cdot EI_{Beton}$

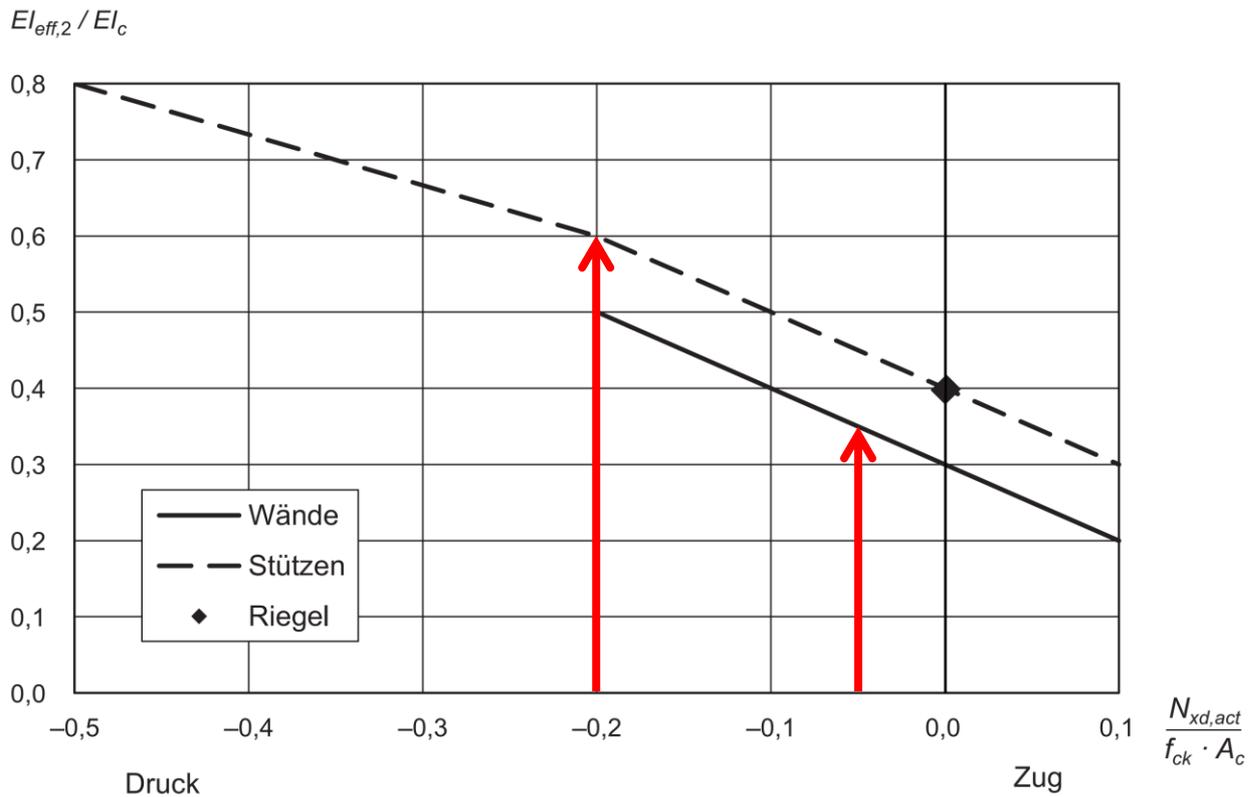


Bild 34 SIA 268/8 [11], Figur 2: Richtwerte zur Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit von Bauteilen

Für die Mauerwerkswände wird der E-Modul gemäss Erhaltungsnorm SIA 269/8 [11] vorausgesetzt.

$$E_{xk} = 1'000 \cdot f_{xk} = 4'600 \text{ MPa}$$

$$E_{yk} = 1'000 \cdot f_{yk} = 1'400 \text{ MPa}$$

7.4 Lastdefinitionen

Die Definition der Lasten ist in Bild 35 und Bild 36 dargestellt.

Decke über UG

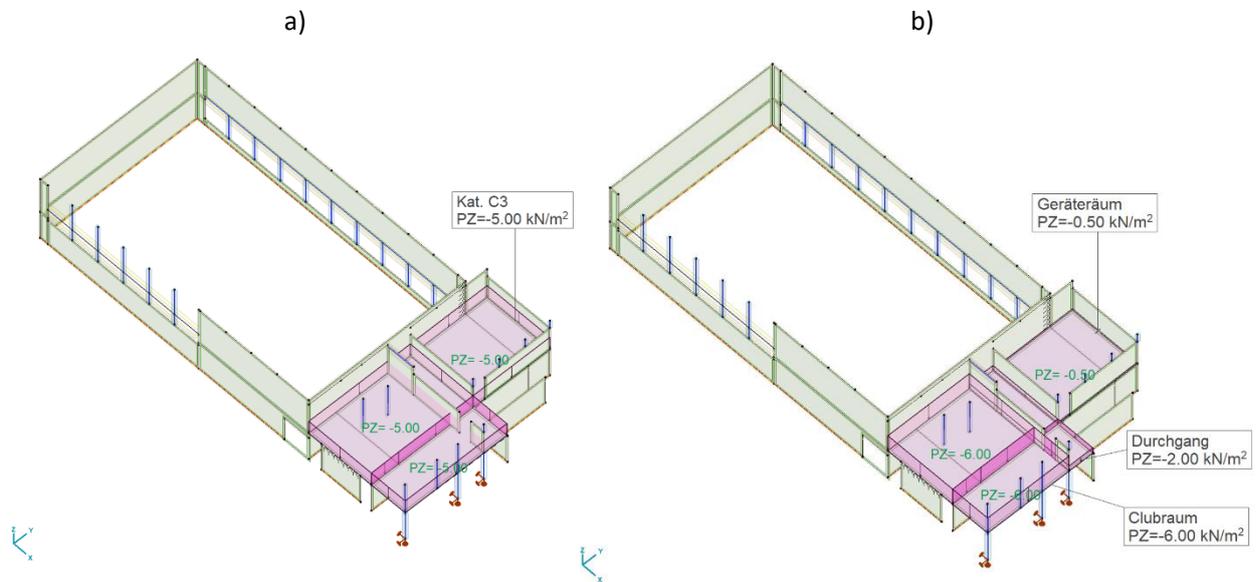


Bild 35 Lastdefinition Decke über UG:
a) Nutzlast Clubraum und Geräterlager
b) Auflast Clubraum und Geräterlager

Decke über EG

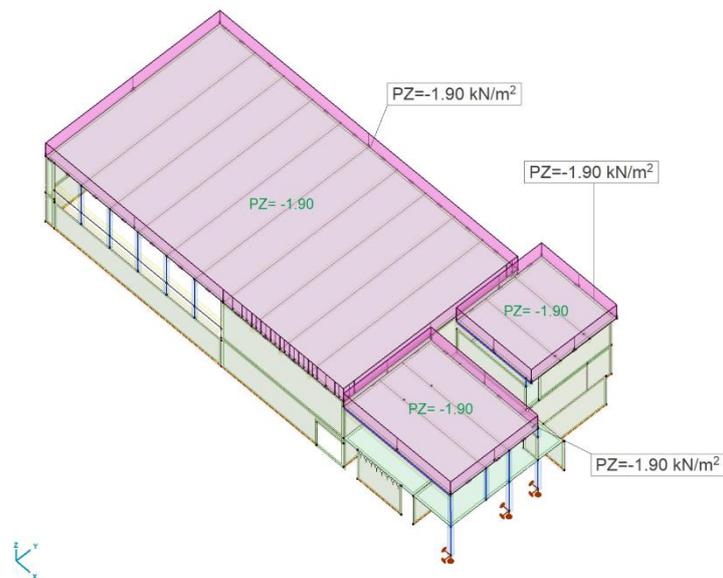


Bild 36 Lastdefinition Dach über EG (Clubraum und Geräteraum)

7.5 Überprüfungssituation

Die massgebende Lastkombination für die Turnhalle und die Geräträume ist in Tabelle 28 dargestellt. Die Nutzlasten werden mit dem Reduktionsbeiwert ψ_2 berücksichtigt.

Lastkombination	Eigengewicht	Auflasten	Erdbeben ASV	Nutzlast Kat. C3
			A_d	
LK Beben Turnhalle	1.00	1.00	+/- 1.00	0.6

Tabelle 28 Lastkombination Turnhalle

7.6 Antwortspektrumverfahren

7.6.1 Schwingungsanalyse

Für die Schwingungsanalyse werden die ständigen Lasten und die quasiständigen Anteile der Nutzlasten als schwingende Massen berücksichtigt. Die massgebenden Eigenformen sind in Bild 37 und Bild 38 dargestellt.

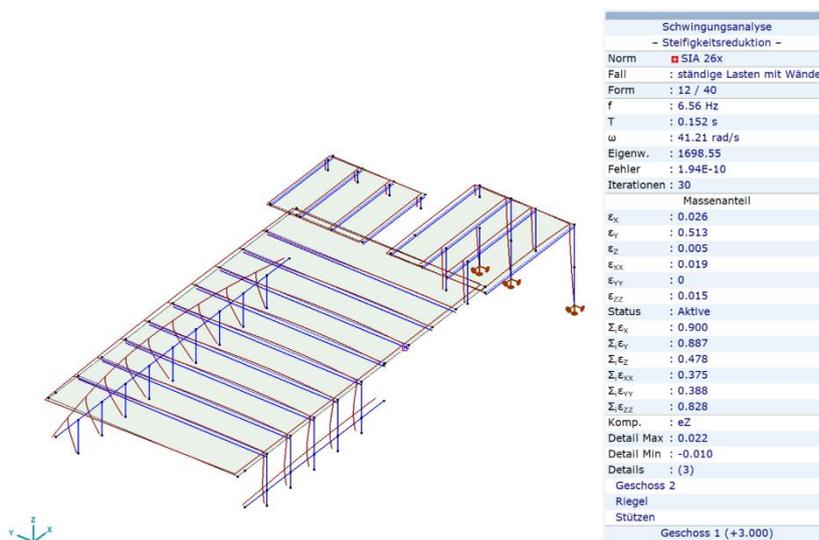


Bild 37 Turnhalle: 12. Eigenform in y-Richtung. $T_{12} = 0.152$ s, $f_{12} = 6.56$ Hz, $\epsilon_y = 51.1\%$ (Nur Dachebene und Stabquerschnitte dargestellt)

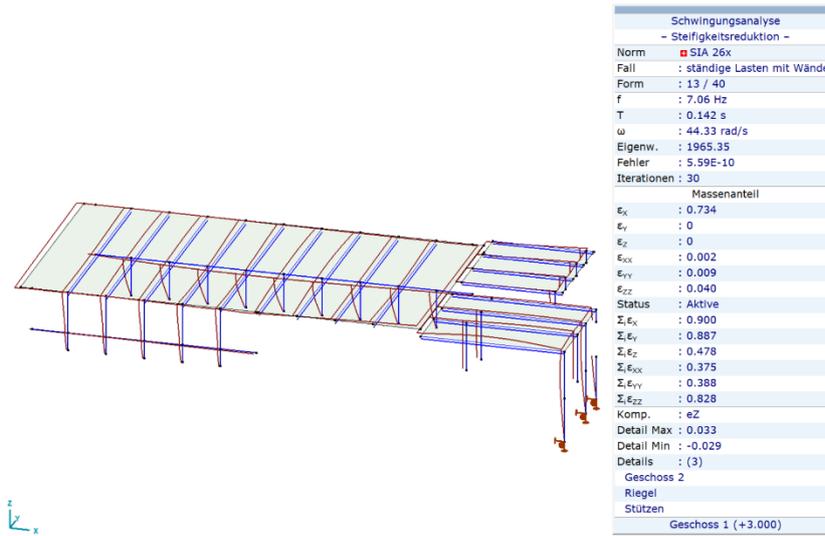


Bild 38 Turnhalle: 13. Eigenform in x-Richtung. $T_{13} = 0.142 \text{ s}$, $f_{13} = 7.06 \text{ Hz}$, $\epsilon_x = 73.4\%$, (Nur Dachebene und Stabquerschnitte dargestellt)

7.6.2 Modale Massen

Es werden die ersten 75 Eigenformen berücksichtigt (vgl. Tabelle 29). Die modalen Massenanteile liegen in horizontaler Richtung bei rund 90%, resp. 89%, und in vertikaler Richtung bei 48%. Die nach Norm SIA 261 [6] geforderte Berücksichtigung von mindestens 90% der modalen Massen ist somit in horizontaler Richtung erreicht. Die vertikale Komponente der Erbebeneinwirkung ist in der vorliegenden Untersuchung von untergeordneter Bedeutung, weshalb der geringere modale Massenanteil akzeptiert wird.

	f [Hz]	T [s]	Fehler	ϵ_X	ϵ_Y	ϵ_Z	$\Sigma_i \epsilon_X$	$\Sigma_i \epsilon_Y$	$\Sigma_i \epsilon_Z$
1	3.89	0.257	6.88E-11	0	0.001	0.190	0	0.001	0.190
2	4.29	0.233	7.51E-11	0	0.004	0	0	0.005	0.190
3	4.30	0.233	3.61E-11	0.005	0	0	0.006	0.005	0.190
4	4.38	0.228	5.19E-11	0	0	0	0.006	0.005	0.190
5	4.65	0.215	4.42E-11	0	0.003	0	0.006	0.008	0.190
6	4.88	0.205	3.08E-11	0	0	0	0.006	0.008	0.190
7	5.18	0.193	4.39E-11	0	0	0.028	0.006	0.008	0.218
8	5.24	0.191	3.76E-11	0	0.001	0	0.006	0.009	0.218
9	5.61	0.178	3.02E-11	0	0	0	0.006	0.009	0.218
10	6.28	0.159	4.84E-11	0.004	0	0	0.011	0.010	0.218
11	6.47	0.155	1.89E-11	0	0	0	0.011	0.010	0.218
12	6.56	0.152	1.94E-10	0.026	0.513	0.005	0.037	0.523	0.224
13	7.06	0.142	5.59E-10	0.734	0	0	0.770	0.523	0.224
14	7.29	0.137	5.33E-11	0.001	0	0	0.771	0.523	0.224
15	7.68	0.130	1.63E-10	0.025	0.001	0.011	0.796	0.524	0.235
16	7.97	0.125	1.21E-10	0.043	0.208	0.001	0.839	0.732	0.237
17	8.09	0.124	5.86E-11	0.005	0.009	0.045	0.844	0.741	0.281
18	8.46	0.118	9.90E-11	0.026	0.096	0.001	0.870	0.837	0.282
19	8.73	0.115	5.99E-11	0.002	0.013	0.002	0.873	0.850	0.285
20	8.79	0.114	1.14E-11	0	0	0	0.873	0.850	0.285
21	8.91	0.112	9.57E-11	0.006	0.026	0.002	0.879	0.877	0.286
22	8.96	0.112	8.92E-12	0	0	0	0.879	0.877	0.286
23	8.97	0.112	1.91E-11	0	0	0	0.879	0.877	0.286
24	9.51	0.105	4.67E-11	0.001	0	0	0.879	0.877	0.286
25	9.93	0.101	3.35E-11	0	0.004	0	0.879	0.880	0.286
26	10.02	0.100	5.16E-11	0	0	0	0.880	0.881	0.286
27	10.25	0.098	1.79E-11	0	0	0.013	0.880	0.881	0.299
28	11.00	0.091	5.59E-11	0.005	0	0	0.884	0.881	0.299
29	11.18	0.089	9.32E-11	0.010	0.001	0.005	0.895	0.882	0.304
30	11.60	0.086	5.14E-11	0	0	0	0.895	0.882	0.304
31	11.98	0.083	2.73E-10	0.003	0	0.065	0.898	0.882	0.369
32	12.20	0.082	4.66E-10	0.001	0	0.001	0.898	0.882	0.371
33	12.22	0.082	7.19E-9	0	0	0	0.899	0.882	0.371
34	12.51	0.080	1.08E-8	0	0	0	0.899	0.882	0.371
35	12.74	0.079	7.75E-9	0.001	0	0	0.899	0.882	0.371
36	13.55	0.074	8.32E-8	0	0.003	0.052	0.899	0.886	0.424
37	13.62	0.073	1.21E-6	0	0.001	0.018	0.900	0.887	0.442
38	13.69	0.073	2.89E-7	0	0	0.036	0.900	0.887	0.477
39	14.39	0.069	5.00E-6	0.001	0	0.001	0.900	0.887	0.478
40	14.59	0.069	2.11E-4	0	0	0	0.900	0.887	0.478
40/40				0.900	0.887	0.478			

f: Eigenfrequenz; T: Periodenzeit; Fehler: Der Fehler der Berechnung; ϵ_X : Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; ϵ_Y : Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; ϵ_Z : Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung; $\Sigma_i \epsilon_X$: Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Y$: Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Z$: Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung;

Tabelle 29 Modale Massen Turnhalle

7.6.3 Überprüfungsspektrum

Das Antwortspektrum mit dem Verhaltensbeiwert $q = 1.5$ ist in Bild 10 dargestellt. Die Schwingzeiten der masgebenden Eigenformen liegen im Bereich des Plateauwerts.

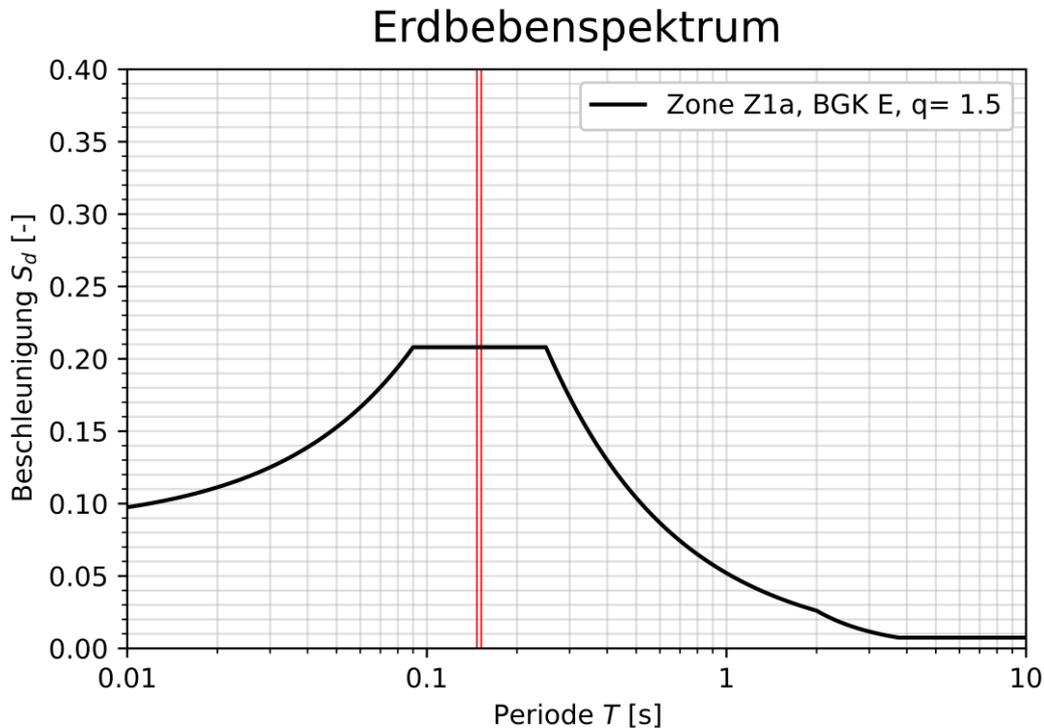


Bild 39 Erdbebenspektrum mit Schwingzeiten der Turnhalle

7.7 Nachweise der Hauptbauteile

7.7.1 Stahlbetonwände

Von den Stahlbetonwänden der Turnhalle und den anderen in diesem Abschnitt untersuchten Gebäudeteilen sind keine Bewehrungspläne vorhanden. Es können lediglich Aussagen zum erforderlichen Bewehrungsgehalt und getätigt werden. Basierend auf Erfahrungswerten kann die tatsächliche eingelegte Bewehrung grob abgeschätzt werden und so eine qualitative Beurteilung der Tragsicherheit erfolgen, resp. Stellen identifiziert werden, die einer genaueren Untersuchung oder Sondage bedürfen.

Es wird eine 4-lagige Grundbewehrung von $\phi 10$, $t = 15$ cm, vorausgesetzt, Stellen an denen die erforderliche Bewehrung in einer Lage den Bewehrungsgehalt von

$$A_s = \frac{10^2 \pi}{0.15} = 523 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

überschreitet werden genauer untersucht.

Im Allgemeinen ist die Beanspruchung der Stahlbetonbauteile gering. Eine nennenswerte Überschreitung der vorausgesetzten Grundbewehrung ergibt sich nur an der östlichen Gebäudeseite, beim Übergang zwischen der durchgehenden Wand und der Fensterfront, Achspunkt B12, (vgl. Bild 40).

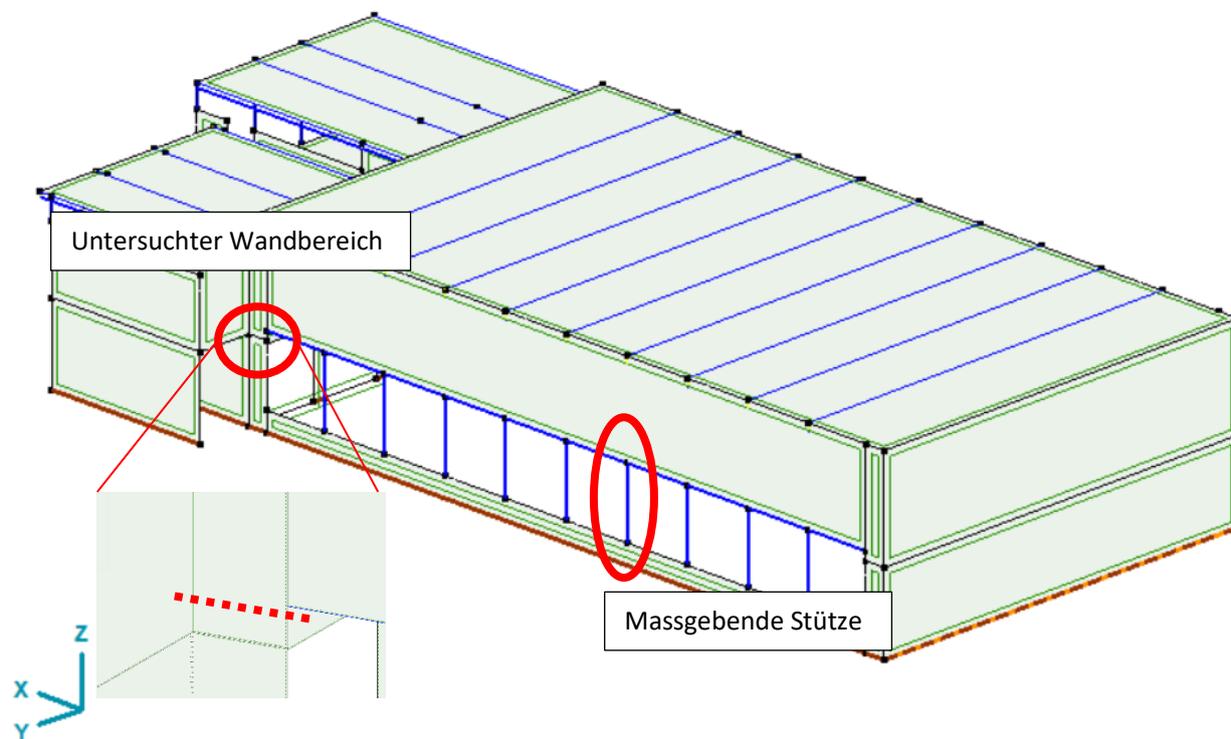


Bild 40 Nord- und Ostseite der Turnhalle, untersuchter Wandbereich und massgebende Stütze

Die Schnittgrößen der untersuchten Bauteile sind in Tabelle 30 zusammengetragen. M_{yd} bezeichnet dabei das Biegemoment um die Achse längs zur Wandebene und M_{zd} bezeichnet das Biegemoment um die Achse quer zur Wandebene.

	N_d [kN]	M_{yd} [kNm]	M_{zd} [kNm]	V_{yd} [kN]	V_{zd} [kN]
Betonwand	149	8.5	82	307	36
Stütze B7	-189	45.6	8.7	21	3

Tabelle 30 Schnittgrößen Stütze Ostfassade Turnhalle

Die Bewehrung des Wandbereichs, welche für die Überprüfung vorausgesetzt wird, ist in Bild 41 dargestellt.

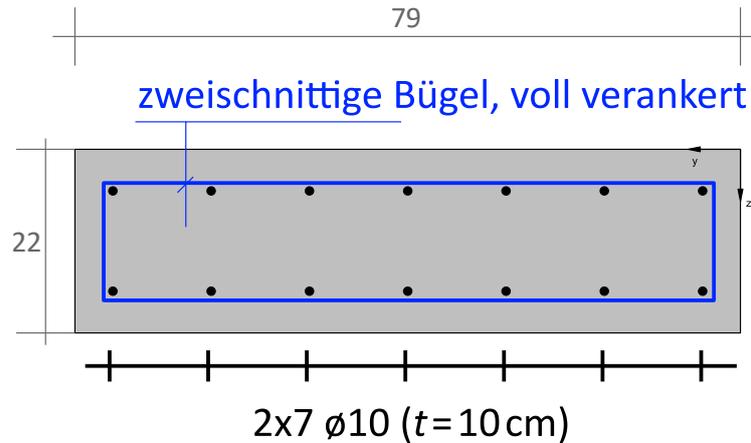


Bild 41 Vorausgesetzte Bewehrung untersuchtes Wandelement

Mit dem Interaktionsdiagramm (ermittelt mit der Querschnittsanalysesoftware *INCA 2*), welches in Bild 42 dargestellt ist, kann die Momententragsicherheit als genügend beurteilt werden.

Für den Nachweis der Querkraft werden voll verankerte, zweischnittige Bügel vorausgesetzt, welche die Querkraft V_{dy} abtragen. Die minimal erforderliche Bewehrung zur Aufnahme dieser Querkraft beträgt:

$$a_{s,min} = \frac{V_d}{f_{sd} \cdot z \cdot \cot \alpha} = \frac{307 \text{ kN}}{390 \text{ MPa} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot \cot(40^\circ)} = 1'330 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Dies entspricht ca. einer zweischnittigen Bügelbewehrung $\phi 10$, $t = 10 \text{ cm}$. Der Widerstand der Betondruckdiagonale ist unkritisch.

Die Querkraft V_{dz} wird in der Wand ohne Querkraftbewehrung gem. SIA 262 [8], 4.3.3.2, abgetragen:

$$V_{Rd,c} = \tau_d d_v k_c b \approx \tau_d 0.8z k_c b = 1.01 \text{ MPa} \cdot 0.175 \text{ m} \cdot 0.67 \cdot 0.79 \text{ m} = 94 \text{ kN}$$

$$k_c = \frac{1}{1 + \epsilon_v \cdot d \cdot k_g} = \frac{1}{1 + 0.002854 \cdot 175 \text{ mm} \cdot 1} = 0.67$$

$$\epsilon_v = 1.5 \cdot \frac{f_{sd}}{E_s} = 1.5 \cdot \frac{390 \text{ MPa}}{205'000 \text{ MPa}} = 0.002854 \text{ (plastische Verformungen können nicht ausgeschlossen werden)}$$

Ohne Bewehrungspläne kann keine abschliessende Aussage zur Tragsicherheit des untersuchten Bereichs gemacht werden. Aber die Stützen in der Ostfassade und die westliche Betonwand weisen noch Tragreserven auf und können die Kräfte auch bei einem Versagen der untersuchten Wand abtragen. Somit kann die globale Tragsicherheit der Stahlbetonwände trotz dieser lokalen Problemzone als unkritisch beurteilt werden.

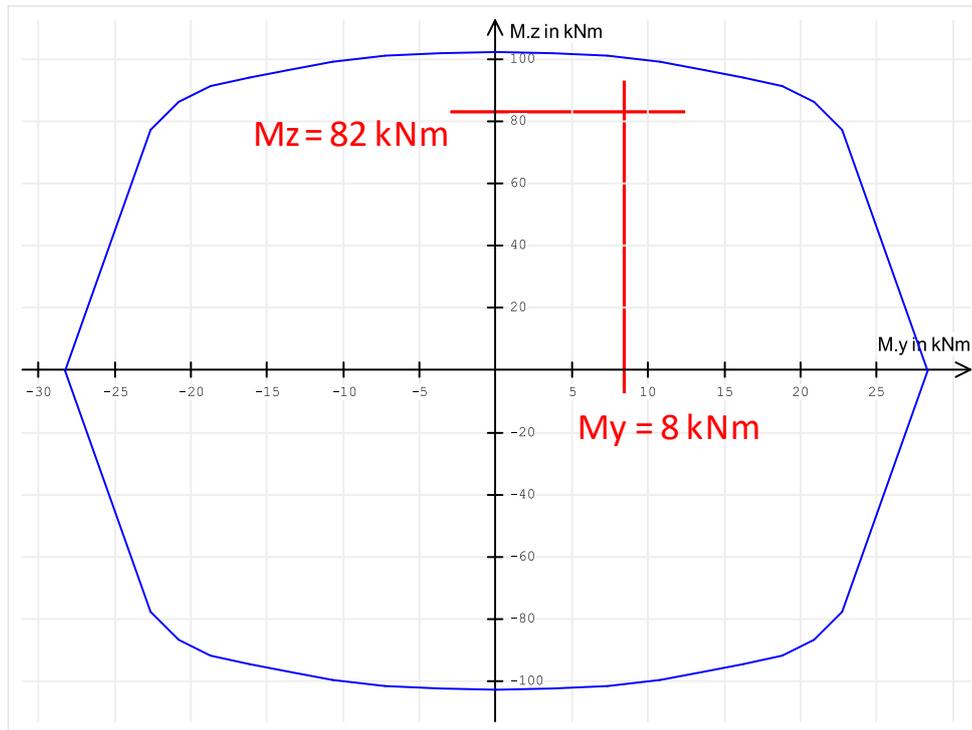


Bild 42 My-Mz Interaktionsdiagramm untersuchter Wandbereich bei $N = 147 \text{ kN}$

7.7.2 Stahlbetonstützen

Die Fassadenstützen der Turnhallen haben einen Querschnitt von $30 \times 22 \text{ cm}$ und werden vorwiegend um die schwache Achse belastet. Die Schnittkräfte der massgebend Stütze in der Ostfassade, Achspunkt B7, (vgl. Bild 40) sind in Tabelle 30 dargestellt. Für die Abschätzung der Tragsicherheit wird das Bewehrungslayout gem. Bild 43 vorausgesetzt. Im Rahmen der materialtechnologischen Untersuchung [5] wurde der Durchmesser des Bewehrungsstabs in der Mitte der längeren Seite gemessen. Dieser Durchmesser beträgt 12 mm . Die Anzahl der Bewehrungsstäbe oder Durchmesser der Stäbe in den Ecken des Querschnitts sind unbekannt. Der Durchmesser der Querkraftbewehrung beträgt gem. [5] 8 mm . Für den Bügelabstand wird $t = 20 \text{ cm}$ vorausgesetzt.

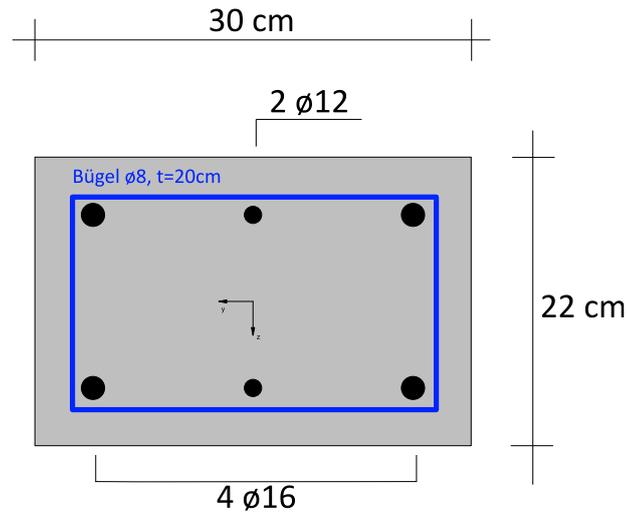


Bild 43 Vorausgesetzte Bewehrung Betonstützen Turnhalle

Aus dem M-N-Interaktionsdiagramm in Bild 44 (erstellt mit *INCA 2*) kann herausgelesen werden, dass bereits ohne Berücksichtigung von Schnittgrößen 2. Ordnung der Biegezugwiderstand überschritten ist. Es kommt also zu einer Ausbildung von einem plastischen Gelenk am Stützenkopf.

Der Querkraftwiderstand des Querschnitts unter Voraussetzung zweischnittiger, voll verankerter Bügel ø8, $t = 20$ cm beträgt (unter Vernachlässigung der relativen kleinen Querkraft V_y):

$$V_{Rd,s} = a_s f_{sd} z \cot \alpha = 2 \cdot 252 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 390 \text{ MPa} \cdot 0.1 \text{ m} \cdot \cot 30^\circ = 34 \text{ kN (Querkraftbewehrung)}$$

$$V_{Rd,c} = k_c f_{cd} b_w z \cos \alpha \sin \alpha = 0.55 \cdot 18.9 \text{ MPa} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 0.1 \text{ m} \cdot \cos 30^\circ \sin 30^\circ = 180 \text{ kN (Betondruckdiagonale)}$$

Die Bemessungsquerkraft von $V_{zd} = 21$ kN kann mit dem gewählten Bewehrungslayout aufgenommen werden.

Trotz der plastischen Gelenkbildung ist die Tragsicherheit gewährleistet, die Horizontalkräfte können über Querkraft in den Stützen abgetragen werden und die Stahlbetonwände der Turnhalle weisen noch Reserven auf.

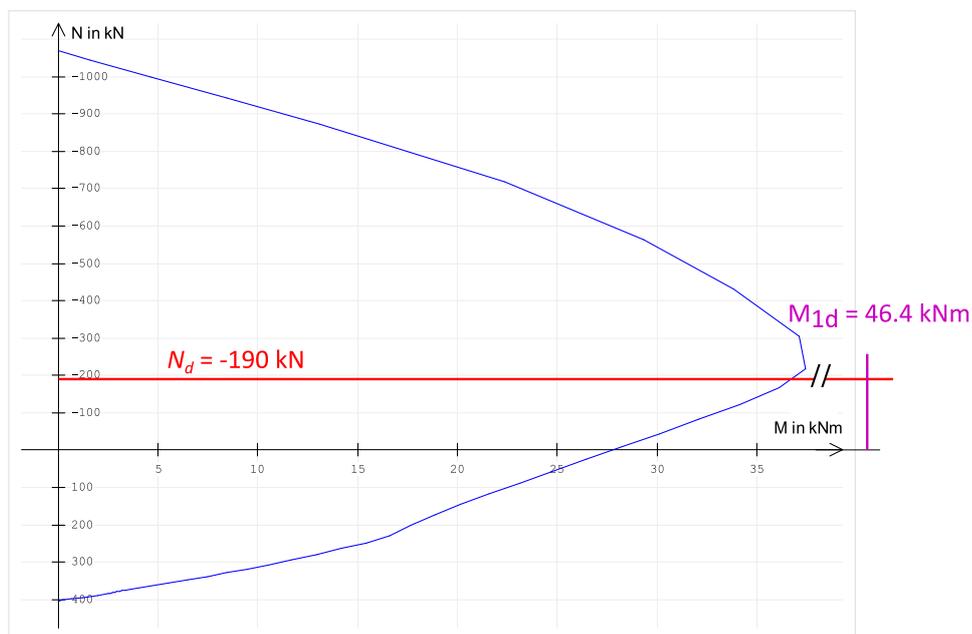


Bild 44 M-N Interaktionsdiagramm Fassadestütze Turnhalle

Die restlichen Stützen im untersuchten Gebäudeteil weisen in der Überprüfungssituation Erdbeben bei ähnlichen Abmessung kleinere Schnittkräfte auf und werden deshalb nicht weiter untersucht.

7.7.3 Tragende Mauerwerkswände

Die Mauerwerkswände befinden sich im UG, siehe Bild 45. Die Bemessung der Mauerwerkswände erfolgt nach SIA 266 [10], 4.3.2. Die Resultate der Nachweise sind in Tabelle 31 zusammengefasst. Mauerwerkswand W1 weist eine zu geringe Normalkraftbeanspruchung auf, sodass diese Wand in der Überprüfungssituation Erdbeben ausfällt. Wände W2 und W3 weisen ebenfalls Defizite bezüglich der Schubkrafttragfähigkeit auf, die Normalkrafttragsicherheit ist gewährleistet. Jedoch sind bei diesen Wänden Schäden zu erwarten.

Sollte nach genauerer Sondierung bekannt werden, dass zwischen Wänden und Decken Hochbaulager verbaut wurden, so ist eine geringere Schubbeanspruchung der Wände zu erwarten

Die oben erwähnten lokalen Schäden an den Mauerwerkswänden haben keinen Einfluss auf die globale Tragbarkeit.

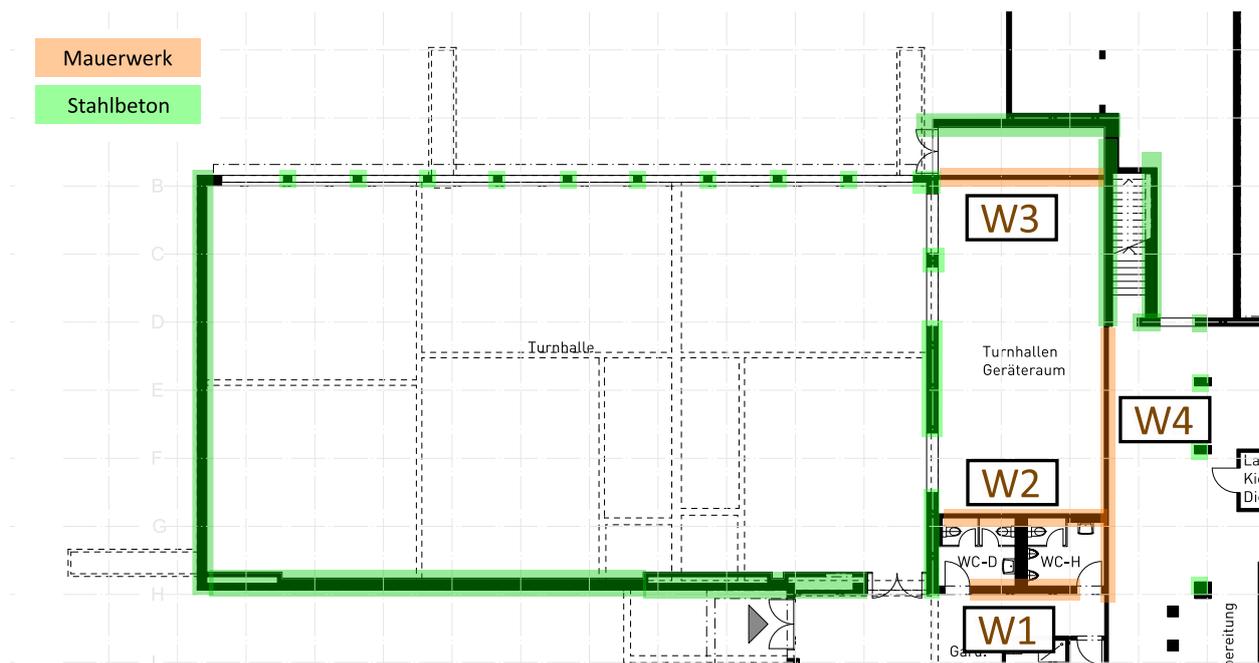


Bild 45 Mauerwerkswände W1 bis W4 im UG

	Nd [kN]	NRd [kN]	NRd/Nd	Vd [kN]	VRd [kN]	VRd/Vd
W1	57	--	-	53	-	-
W2	351	1038	2.96	155	66	0.43
W3	278	1155	4.15	135	77	0.58
W4	462	2206	4.78	145	215	1.48

Tabelle 31 Zusammenfassung Tragsicherheit Mauerwerkswände Turnhalle

7.7.4 Decken und Unterzüge

Die Tragsicherheit der Decken und Unterzüge ist in der Überprüfungssituation Erdbeben nicht massgebend.

8 Garderobe

8.1 Geometrie

Der durch Dilatationsfugen abgetrennte Gebäudeteil, welcher im UG die Fitnessräume und im EG die Garderoben des Hallenbads beheimatet, hat einen rechteckigen Grundriss mit den Abmessungen 27.5x15 m. Die Decke über UG kragt im nördlichen Teil um 2.50 m aus. Das Dach ist als Decke mit Unterzügen ausgebildet, die die Decke über UG trägt als Flachdecke.

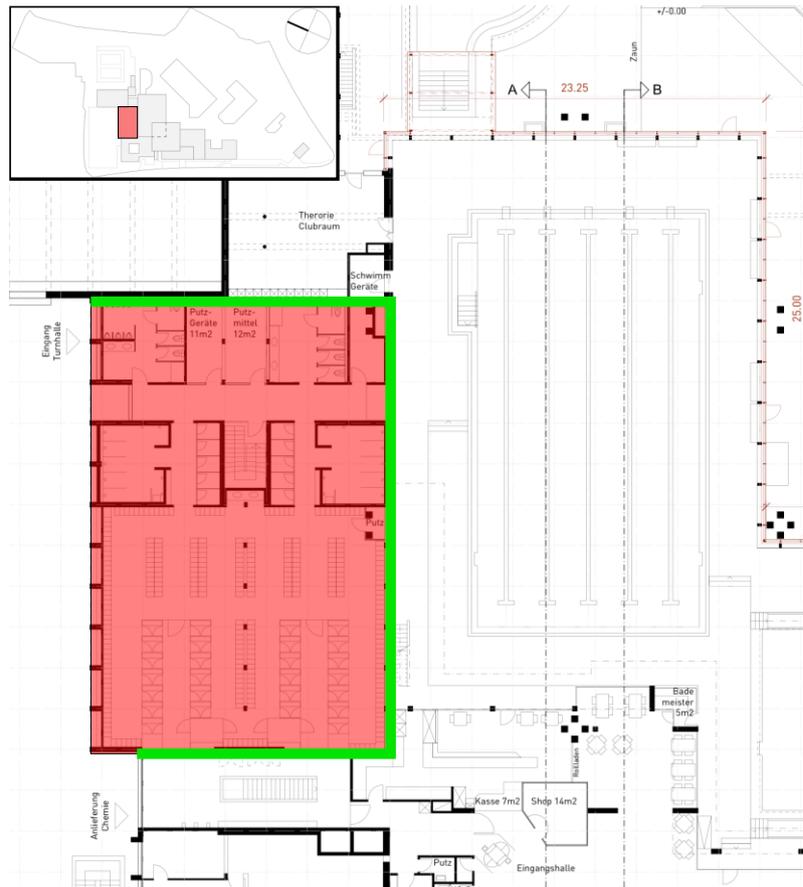


Bild 46 Untersucher Gebäudeteil Garderoben und Dilatationsfugen (grün markiert)

8.2 Konstruktive Durchbildung

Da es sich um ein gemischtes Tragsystem (Stahlbeton- und Mauerwerksbauweise) (vgl. SIA 269/8, 4.2.2) handelt, gilt der tiefere Verhaltensbeiwert $q = 1.5$ für Mauerwerk SIA 266 [10].

Es wird eine monolithische Verbindung zwischen den Stützen und der Bodenplatte und eine dementsprechende Einspannung der Stützen in die Betonplatten vorausgesetzt.

In diesem Gebäudeteil kam es im Jahr 2004 zu einem Umbau. Dabei wurden diverse Mauerwerkswände abgebrochen und neu eingezogen. Die nachträglich eingebauten Mauerwerkswände werden in der vorliegenden Überprüfung nicht berücksichtigt.

Es ist nicht bekannt, wie die Fuge zwischen den Mauerwerkswänden und den Stahlbetondecken ausgebildet ist, resp. ob und in welchem Masse Kräfte längs zur Wand übertragen werden können. Für die nachfolgenden Untersuchungen wird von einer steifen Verbindung und Kraftübertragung zwischen Mauerwerkswand und Stahlbetondecke ausgegangen.

8.3 Berechnungsmodell

Die Berechnung erfolgt an einem kombinierten Stab- Schalenmodell mit der FE-Software AxisVM X6. Die modellierten Stützen und tragenden Wände sind in Bild 47 dargestellt. Die Betonwände im EG sind nicht raumhoch. Zwischen Decke und Wänden besteht ein Spalt von 70 cm, Die Unterzüge sind auf die Wände abgestellt.



Bild 47 Stützen und tragende Wände Fitnessraum und Schwimmbadgarderobe, a) Untergeschoss b) Erdschoss

Die Steifigkeitsreduktion der Wände und Stützen erfolgt analog zu Kapitel 7.3.

8.4 Lastdefinitionen

8.4.1 Boden EG, Schwimmbadgarderobe

In der Schwimmbadgarderobe wird die Nutzlast Kat. C3 gem. SIA 261 angesetzt (Bild 48a). Als Auflast werden allgemein 4.2 kN/m² und 10 kN/m² im Bereich des Pflanzenkübels angesetzt (Bild 48b).

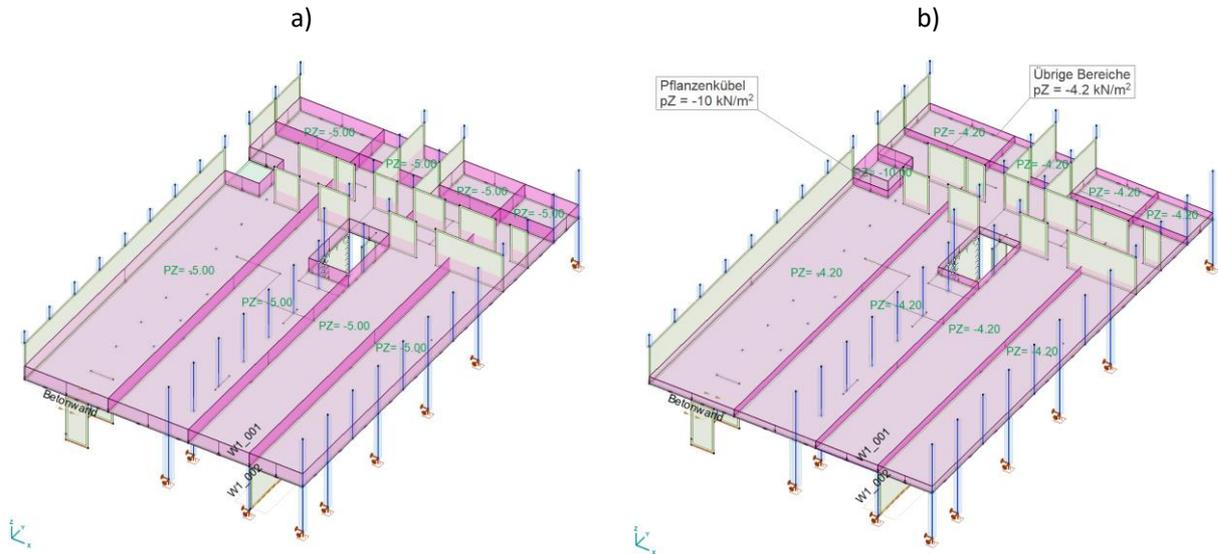


Bild 48 Lastdefinition Schwimmbadgarderobe: a) Nutzlast, b) Auflast

8.4.2 Dachebene

Die Dachauflasten sind in Bild 49 dargestellt. Die Auflast der Oblichter wird vereinfachend als gleichmässig über die Fläche der Oblichter verteilt vorausgesetzt. Die Nutzlast für nicht begehbare Dächer muss in der Überprüfungssituation Erdbeben nicht berücksichtigt werden (Reduktionsfaktor $\psi_2 = 0$).

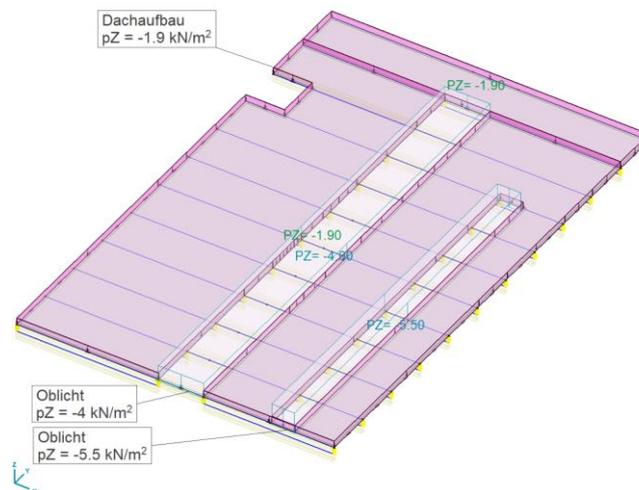


Bild 49 Auflasten Dachebene Schwimmbadgarderobe

8.5 Überprüfungssituation

Die massgebende Lastkombination für die Schwimmbadgarderobe ist in Tabelle 28 dargestellt. Die Nutzlasten werden mit dem Reduktionsbeiwert ψ_2 berücksichtigt.

Lastkombination	Eigengewicht $g_{k,EG}$	Auflasten $g_{k,al}$	Erdbeben ASV A_d	Nutzlast Kat. C3 q_k
LK Beben Garderobe	1.00	1.00	+/- 1.00	0.6

Tabelle 32 Lastkombination Garderobe

8.6 Antwortspektrumverfahren

8.6.1 Schwingungsanalyse

Für die Schwingungsanalyse werden die ständigen Lasten und die quasiständigen Anteile der Nutzlasten als schwingende Massen mit berücksichtigt. Die massgebenden Eigenformen sind in Bild 50 und Bild 51 dargestellt.



Bild 50 Schwimmbadgarderobe: 1. Eigenform in x-Richtung. $T_1 = 0.398$ s, $f_1 = 2.51$ Hz, $\epsilon_y = 58.4\%$

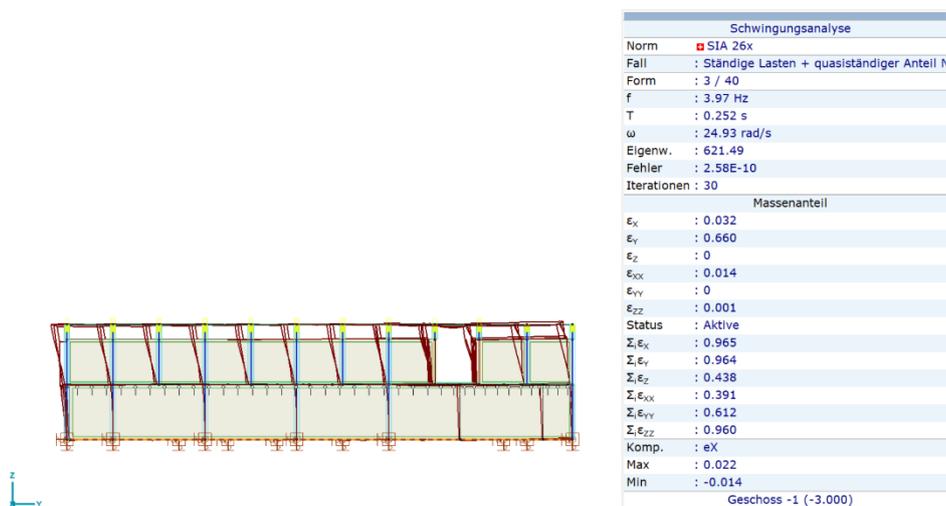


Bild 51 Schwimmbadgarderobe: 3. Eigenform in y-Richtung. $T_3 = 0.252 \text{ s}$, $f_3 = 3.97 \text{ Hz}$, $\epsilon_x = 66.0\%$

8.6.2 Modale Massen

Es werden die ersten 40 Eigenformen berücksichtigt (vgl. Tabelle 33Tabelle 29). Die modalen Massenanteile liegen in horizontaler Richtung bei je 96% und in vertikaler Richtung bei 44%. Die nach Norm SIA 261 [6] geforderte Berücksichtigung von mindestens 90% der modalen Massen ist somit in horizontaler Richtung erreicht. Die vertikale Komponente der Erbebeneinwirkung ist in der vorliegenden Untersuchung von untergeordneter Bedeutung, weshalb der geringere modale Massenanteil akzeptiert wird.

	f [Hz]	T [s]	<i>Fehler</i>	ϵ_X	ϵ_Y	ϵ_Z	$\Sigma_i \epsilon_X$	$\Sigma_i \epsilon_Y$	$\Sigma_i \epsilon_Z$
1	2.32	0.430	1.16E-9	0.612	0.002	0.002	0.612	0.002	0.002
2	3.36	0.297	6.90E-10	0.222	0.107	0	0.834	0.109	0.002
3	3.86	0.259	2.78E-10	0.043	0.575	0	0.877	0.684	0.002
4	4.28	0.234	3.61E-11	0.014	0	0	0.891	0.684	0.002
5	4.35	0.230	3.97E-11	0	0	0	0.891	0.684	0.002
6	4.37	0.229	4.23E-11	0	0	0	0.891	0.684	0.002
7	4.58	0.218	3.78E-11	0	0	0	0.891	0.684	0.002
8	4.95	0.202	2.78E-11	0	0	0	0.891	0.684	0.002
9	5.22	0.192	3.33E-11	0.001	0	0	0.892	0.684	0.002
10	5.22	0.192	2.53E-11	0	0.001	0	0.892	0.685	0.002
11	5.22	0.192	4.86E-11	0	0.001	0	0.892	0.685	0.002
12	5.22	0.192	3.06E-11	0	0.001	0	0.892	0.686	0.002
13	5.22	0.192	5.37E-11	0.001	0	0	0.892	0.686	0.002
14	5.22	0.192	2.14E-11	0.001	0	0	0.893	0.686	0.002
15	5.22	0.192	2.19E-11	0	0.001	0	0.893	0.687	0.002
16	5.22	0.191	2.78E-11	0.001	0	0	0.894	0.687	0.002
17	5.22	0.191	4.47E-11	0	0.001	0	0.894	0.688	0.002
18	5.22	0.191	3.26E-11	0.001	0	0	0.895	0.688	0.002
19	5.22	0.191	7.46E-11	0	0.001	0	0.895	0.689	0.002
20	5.22	0.191	6.37E-11	0	0.001	0	0.895	0.689	0.002
21	5.46	0.183	2.43E-11	0	0	0	0.895	0.689	0.002
22	5.72	0.175	1.70E-10	0.059	0.048	0.007	0.954	0.738	0.009
23	6.11	0.164	1.87E-11	0	0	0	0.954	0.738	0.009
24	6.89	0.145	1.26E-11	0	0	0	0.954	0.738	0.009
25	7.01	0.143	8.46E-11	0.004	0.002	0.231	0.958	0.739	0.239
26	7.46	0.134	7.53E-11	0.001	0.011	0.093	0.959	0.751	0.333
27	7.59	0.132	6.80E-11	0.002	0.001	0	0.961	0.751	0.333
28	7.82	0.128	1.20E-11	0	0	0	0.961	0.751	0.333
29	8.15	0.123	7.06E-11	0.002	0.042	0.014	0.962	0.793	0.347
30	8.70	0.115	8.51E-11	0	0.001	0.011	0.962	0.794	0.358
31	8.89	0.113	5.72E-10	0	0	0	0.962	0.794	0.358
32	9.00	0.111	2.07E-10	0.002	0.164	0	0.965	0.958	0.358
33	9.16	0.109	2.00E-9	0.002	0.001	0.013	0.967	0.959	0.371
34	9.18	0.109	2.79E-9	0	0.002	0.013	0.967	0.962	0.385
35	9.65	0.104	2.71E-8	0	0	0.047	0.967	0.962	0.431
36	10.11	0.099	3.14E-6	0	0	0	0.967	0.962	0.431
37	10.35	0.097	1.38E-6	0	0	0.001	0.967	0.962	0.432
38	10.79	0.093	4.00E-5	0	0.004	0.006	0.967	0.966	0.438
39	10.91	0.092	3.82E-5	0	0	0	0.967	0.966	0.438
40	11.01	0.091	5.38E-4	0	0	0	0.967	0.966	0.438
40/40				0.967	0.966	0.438			

f: Eigenfrequenz; T: Periodenzeit; Fehler: Der Fehler der Berechnung; ϵ_X : Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; ϵ_Y : Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; ϵ_Z : Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung; $\Sigma_i \epsilon_X$: Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Y$: Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Z$: Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung;

Tabelle 33 Modale Massen Garderobe

8.6.3 Überprüfungsspektrum

Das Überprüfungsspektrum mit den Schwingzeiten der wichtigsten Eigenformen der Schwimmhallengarderobe ist in Bild 52 dargestellt.

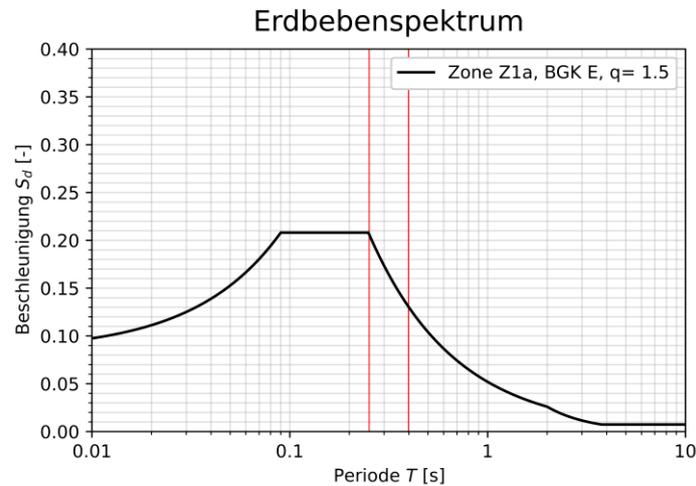


Bild 52 Erdbebenspektrum mit Schwingzeiten der Schwimmbadgarderobe

8.7 Nachweise der Hauptbauteile

8.7.1 Stahlbetonwände

Wie bereits im vorigen Kapitel festgehalten, sind auch zu diesem Gebäudeteil keine Bewehrungspläne vorhanden. Analog zu Abschnitt 7.7.1 wird eine Grundbewehrung von $\varnothing 10$, $t = 15$ cm, vorausgesetzt. Im folgenden werden die Betonwände Achsen Q und R, 10-11, im UG (Fitnessraum) untersucht (Lage siehe Bild 53). Die Wandscheiben haben je eine Länge von 1.4 m. Die massgebenden Schnittgrößen der beiden Wände sind in Tabelle 34 zusammengestellt.