

Nichtlineare statische Untersuchungen an Stahlbetonstrukturen unter seismischer Beanspruchung

Diplomarbeit

von

Onur Topönder

angefertigt am

Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

Lehrstuhl für Massivbau

Institulleiter: Prof. Dr.-Ing L. Stempniewski

Betreuer: Dipl.-Ing. M. Urban

September 2012

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Zielsetzung	2
1.2	Gliederung	3
2	Baustoffe und Eigenschaften	4
2.1	Beton	4
2.1.1	Betoneigenschaften	7
2.2	Betonstahl	8
2.3	Mauerwerk	9
2.3.1	Eigenschaften des Mauerwerks	11
2.4	Faserverbundwerkstoff	14
3	Erdbeben	16
3.1	Berechnungsverfahren im Erdbebeningenieurwesen	17
3.1.1	Ersatzkraftverfahren	17
3.1.2	Antwortspektrenverfahren	17
3.1.3	Zeitverlaufsverfahren	20
3.1.4	Pushover-Verfahren	20
3.2	Strategien zur Ertüchtigung gegen Erdbeben	23
4	Berechnungsprogramme	24
4.1	3muri	24
4.1.1	3muri: Allgemeines	24
4.1.2	Lastverteilung	26
4.1.3	Bruchmechanismen	27
	Äquivalentes Rahmenmodell	27
4.2	ETABS	28
4.2.1	ETABS: Allgemeines	28
4.2.2	Flächen- und Stabelemente	29
5	Untersuchungen der Schulen mit 3muri	30
5.1	Projektgebäude: Atatürk Kız Lisesi	30
5.1.1	Modellierung des Gebäudes mit 3muri	31
5.1.2	Materialeigenschaften des Strukturs	32
5.1.3	Konstruktionseigenschaften des Strukturs	33

5.1.4	Einwirkende Lasten auf die Struktur.....	33
5.1.5	Ergebnisse	35
5.2	Projektgebäude: Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi.....	45
5.2.1	Modellierung des Gebäudes mit 3muri	47
5.2.2	Materialeigenschaften der Struktur	47
5.2.3	Konstruktionseigenschaften der Struktur	47
5.2.4	Einwirkende Lasten auf die Struktur.....	48
5.2.5	Ergebnisse	48
6	Untersuchungen der Schulen mit faserverstärktem Mauerwerk.....	57
6.1	Faserverstärkung der Schulen.....	57
6.2	Ergebnisse	59
6.2.1	Projektgebäude ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’	59
6.2.2	Projektgebäude ‘‘Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi’’	62
6.3	Zusammenfassung der Ergebnisse	65
7	Untersuchungen der Schulen mit ETABS	68
7.1	Modellierung der Schulen	68
7.3	Pushover-Berechnungen mit ETABS und Vergleich zu 3muri.....	74
7.4	Ergebnisse der Pushover-Berechnung mit allen Varianten	75
8	Zusammenfassung	83
	Abbildungen	85
	Tabellen.....	87
	Literatur	88
	Erklärung.....	92
	Danksagung.....	93
	Anhang I : Ermittlung der Zielverschiebung für nichtlineare statische (Pushover) Berechnung.....	94
	Anhang II: Pläne, ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’	98
	Anhang III: Pläne, ‘‘Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi’’.....	99

1 Einleitung

Erdbeben gehören zu den zerstörerischen Naturkatastrophen, die in der Türkei auftreten und verursachen regelmäßig Schäden in Milliardenhöhe und fordern immer wieder viele Menschenleben. Zum einen liegen 42 % der Türkei in der Erdbebenzone 3 und zum anderen werden viele Gebäude nicht nach erdbebensicheren Normen konstruiert bzw. gebaut.

Mauerwerk, Stahl und Beton sind wegen ihrer Materialeigenschaften sehr verbreitete Baustoffe. Falls die Gebäude nicht nach bestimmten Normen gebaut werden, können diese Baustoffe selbst eine Gefahr darstellen. Stahlbetonbau ist die meist benutzte Konstruktionsmethode in der Türkei. Wegen Erdbebenbeanspruchung muss man die Sprödigkeit, die Duktilität und die Tragfähigkeit des Stahlbetons gut kalkulieren, andernfalls kann plötzliches Versagen ohne Vorankündigung oder Risse, die zum Versagen der Struktur führen, eintreten.

Bild 1.1: Ein Gebäude in Gölcük nach dem Erdbeben(17.08.1999) der Magnitude 7,4 auf der Richterskala (kocaelioncu.com)



Es gibt ein paar Strategien zur Ertüchtigung der Strukturen gegen Erdbeben. Faserverbundwerkstoffe ist eine wichtige Verstärkungsmaßnahme. Mithilfe

Faserverbundwerkstoffe kann das Verhalten von Stahlbetonstrukturen unter seismischer Einwirkung deutlich verbessert werden.

Es gibt zwei wichtige Kriterien bei der Modellierung der Strukturen. Entweder soll das Versagen der Struktur soll völlig verhindert werden oder nötige Zeit für Evakuierung für Mensch verdient werden..

Viele Länder haben ihre eigene Normen um die Erdbebensicherheit gewährleisten. Eurocode 8 [1] erfasst die Bemessungsregeln und Sicherheitsmaßnahmen für die Erdbeben europaweit. Die türkische Norm heißt "Turkish Earthquake Code 2007"[23]. Dies dient Ingenieuren als Quelle, wobei die Bauwerke planmäßig konstruiert werden können.

Durch nichtlineares Verhalten von Baustoffen unter bestimmter Beanspruchungen geben Konstruktionsprogramme Ingenieuren eine gute Hilfestellung für die Auslegung von Tragwerken. Mit Hilfe der Simulationen können die Verschiebungen und Versagensfiguren der Bauwerken erfasst werden. Damit die Programme die Nichtlinearität der Baustoffe berechnen können, können die Simulationen verwirklicht werden. Mit Hilfe solcher Berechnungsprogramme können die Modellierung der Bauwerke viel einfacher ermittelt werden. In der Praxis gibt es verschiedene Berechnungsprogramme, mit welchen man die Tragwerke aus Stahl, Stahlbeton und Mauerwerke intensiv betrachten kann.

1.1 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist eine seismische Untersuchung zweier Schulen in der Türkei, die aus Stahlbeton errichtet wurden. Die Schulen stehen in Küçükçekmece/Istanbul, wo die Erdbebenbeanspruchungen sehr stark auftreten können. Küçükçekmece ist ein Stadtviertel in Istanbul. Dieses Stadtviertel hat schwache Bodenbedingungen. Die Untersuchung dieser zweier Schulen erfolgt mittels der Berechnungsprogramme 3muri und ETABS. 3muri ist ein numerisches Berechnungsprogramm, welches für Mauerwerks- und Mischbauten entwickelt wurde. Weil man mit 3muri nicht mit türkischen Norm bearbeiten kann, werden die Berechnungen infolge der seismischen Beanspruchungen auf die Schulen nach EC8 [1] ausgeführt. Zusätzlich findet ein Vergleich zwischen unverstärkten und verstärkten Strukturen in dieser Arbeit statt. Damit sollte man über den faserverstärkten Stahlbetonbau zu einer Idee kommen.

Am Ende soll 3muri mit dem Berechnungsprogramm ETABS gegenübergestellt werden, damit wird die Leistungsfähigkeit von 3muri geprüft.

1.2 Gliederung

In der Diplomarbeit lassen sich acht Kapitel unterteilen. In Kapitel 2 erfolgt eine theoretische Grundlage der Baustoffe. Dieses Kapitel erfasst die Eigenschaften der Baustoffe umfassend. Kapitel 3 enthält auch die theoretische Grundlage über Erdbeben. Dabei werden die Effekte von Erdbeben ingenieurmäßig sowie geologisch erläutert.

In Kapitel 4 werden die Berechnungsprogramme 3muri und ETABS dargestellt. Das Arbeitprinzip der beiden Programme werden umgefasst.

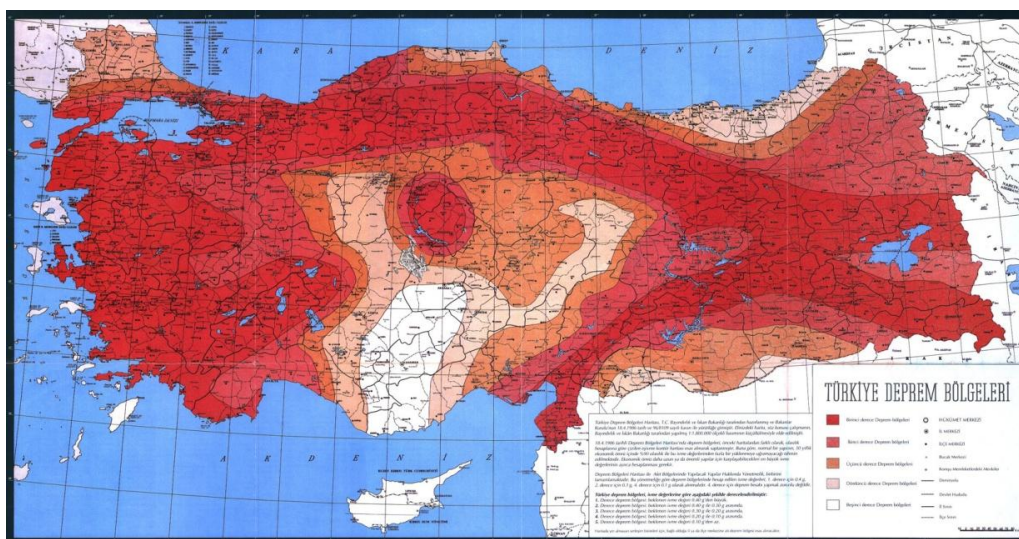
Kapitel 5 fasst die seismische Untersuchungen der zwei Schulgebäude unter Erdbebenwirkung zusammen. Dabei wird das Verhalten der Tragwerke mit dem Berechnungsprogramm 3muri ermittelt und deren Ergebnisse angezeigt.

In Kapitel 6 folgen die Analysen der beiden Tragwerke mit verstärktem Mauerwerksstruktur. Die Analysen werden mittels 3muri berechnet. Anschließend werden die Ergebnisse in den Tabellen dargestellt.

In Kapitel 7 erfolgen die Analysen der zweier Schulen mit dem Berechnungsprogramm ETABS. Dabei werden die unverstärkten Strukturen untersucht und deren Ergebnisse mit Berechnungsprogramm 3muri verglichen.

Kapitel 8 fasst die Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und gibt einen Überblick über die durchgeführte Analysen.

Bild 1.2: seismische Erdbebenkarte der Türkei



2 Baustoffe und Eigenschaften

Die wesentlichen Bestandteile von Stahlbetonstrukturen sind Beton und Betonstahl. Mit Betonstahl und Beton werden tragende Elemente der Strukturen konstruiert. Die Wände können auch als tragende Elemente bezeichnet werden und sie bestehen oft aus Mauerwerk. Bei einer Konstruktion eines Bauwerks sollen die Materialeigenschaften der Baustoffe gut erfasst werden, damit man die Einflüsse der Nichtlinearitäten der Baustoffe auf die Strukturen berücksichtigen kann. Mit der Berücksichtigung der Nichtlinearität können die Ingenieure wirtschaftliche Lösungen berücksichtigen.

2.1 Beton

Beton besteht aus Zement, Gesteinkörnungen, Wasser, Betonzusatzmittel und Betonzusatzstoffe. Zement dient als Bindemittel. Die Aufgabe des Zements ist die anderen Bestandteile zusammenzuhalten. Betonzusatzmittel sind in Wasser gelöste Stoffe, die mit Beton zusammengemischt werden. Bei der Eingabe der Betonzusatzmittel in Beton können physikalische und chemische Wirkungen die Eigenschaften des Frisch- und Festbetons verändert werden. (z.B. Verarbeitbarkeit, Abbindverhalten, Erhärten oder Dauerhaftigkeit) [3]. Betonzusatzstoffe sind flüssige Zusätze und beeinflussen die Eigenschaften des Betons. Sie dürfen bei Beton angewendet werden, wenn sie keine negative Effekte auf das Erhärten des Zements, die Festigkeit und die Beständigkeit des Betons und den Korrosionsschutz der Bewehrung haben. Betonklassen lassen sich unterscheiden nach Trockenrohichte (Leichtbeton, Normalbeton, Schwerbeton), Druckfestigkeit, Ort der Herstellung, Konsistenz, Verdichtung und Zuschlag. Durch das Zusetzen von Fasern wie Stahl, Kunststoff oder Glas kann ein Faserbeton produziert werden.

Zement

Zement ist ein Bindemittel und dient zum Erhärten des Betons. Es hat auch hydraulische Wirkungen auf Beton. Durch die Zugabe von Wasser erhärtet der Zementleim. Durch Hydratation entsteht wasser- und raumbeständiger Zementstein. Diese Reaktion kann an der Luft oder unter Wasser stattfinden. Zement besteht aus Eisenoxid (Fe_2O_3), Siliciumdioxid (SiO_2), Aluminiumoxid

(Al_2O_3) und Calciumoxid (CaO). Durch das Brennen bilden diese Verbindungen eine Schmelze. Die wichtigsten Zemente sind in der DIN EN 197-18[2] Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement genormt.

Tabelle 2.1: Wesentliche Zementarten und Zementzusammensetzungen nach DIN EN 197

Zementart	Kurzzeichen	Hauptbestandteile in M.-%						Nebenbestandteile [M.-%]
		Portlandzementklinker	Hütten sand	Natürliches Puzzolan	Flugasche	Gebrannter Schiefer	Kalkstein	
		K	S	P	V	T	LL	
Portlandzement	CEM I	95-100	-	-	-	-	-	0-5
Portlandhüttenzement	CEM II/A-S	80-94	6-20	-	-	-	-	0-5
	CEM II/B-S	65-79	21-35	-	-	-	-	0-5
Portlandpuzzolan- zement	CEM II/A-P	80-94	-	6-20	-	-	-	0-5
	CEM II/B-P	65-79	-	21-35	-	-	-	0-5
Portlandflugasche- zement	CEM II A-V	80-94	-	-	6-20	-	-	0-5
Portlandschiefer- zement	CEM II/A-T	80-94	-	-	-	6-20	-	0-5
	CEM II/B-T	65-79	-	-	-	21-35	-	0-5
Portlandkalkstein- zement	CEM II/A-L	80-94	-	-	-	-	6-20	0-5
Hochofen- zement	CEM III/A	35-64	36-65	-	-	-	-	0-5
	CEM III/B	20-34	66-80	-	-	-	-	0-5

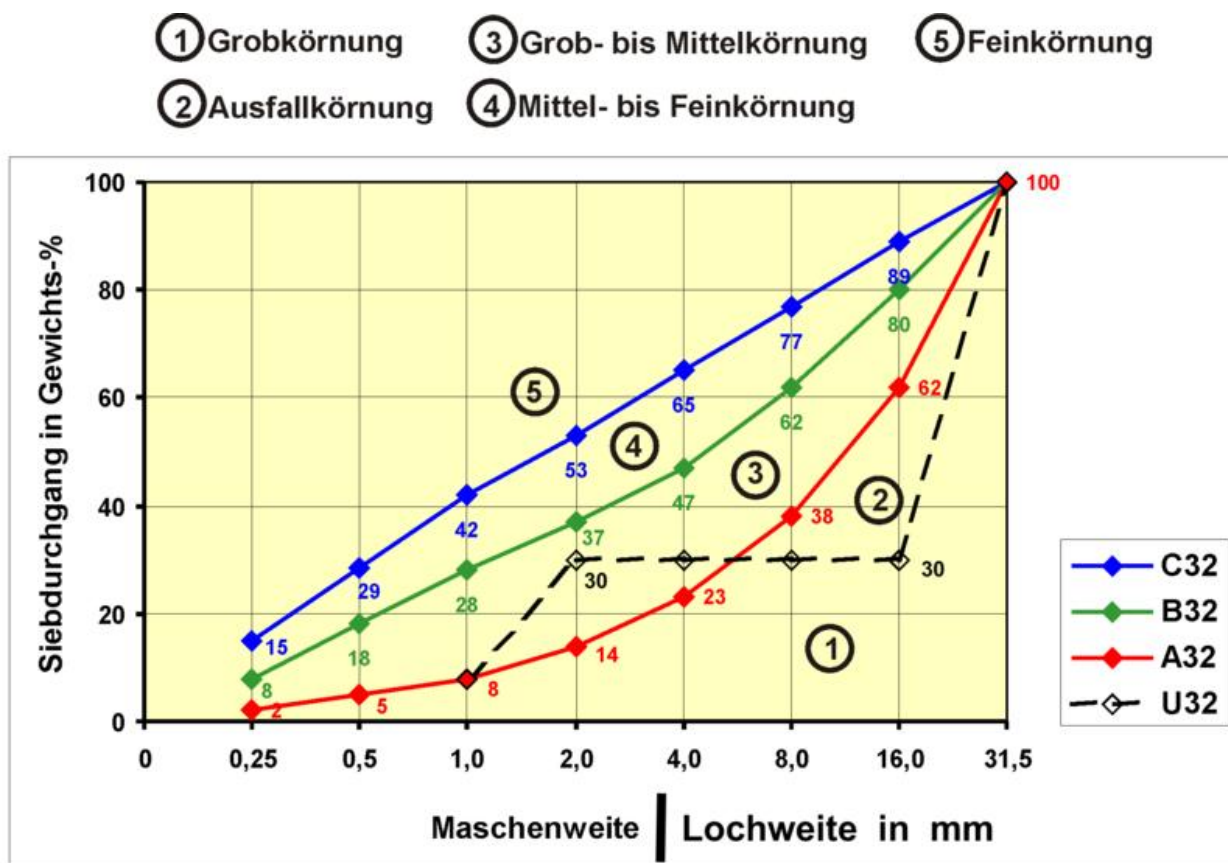
Tabelle 2.2: Festigkeitsklassen von Zement nach DIN EN 197-1

Festigkeitsklasse	Druckfestigkeit in N/mm^2			
	Anfangsfestigkeit: 2 Tage	Anfangsfestigkeit: 7 Tage	Normfestigkeit 28 Tage	Normfestigkeit 28 Tage
22,5	-	-	$>22,5$	$\leq 42,5$
32,5 L	-	≥ 12	$\geq 32,5$	$\leq 52,5$
32,5 N	-	≥ 16	$\geq 32,5$	$\leq 52,5$
32,5 R	≥ 10	-	$\geq 32,5$	$\leq 52,5$
42,5 L	-	≥ 16	$\geq 42,5$	$\leq 62,5$
42,5 N	≥ 10	-	$\geq 42,5$	$\leq 62,5$
42,5 R	≥ 20	-	$\geq 42,5$	$\leq 62,5$
52,5 L	≥ 10	-	$\geq 52,5$	-
52,5 N	≥ 20	-	$\geq 52,5$	-
52,5 R	≥ 30	-	$\geq 52,5$	-

Gesteinskörnungen

Gesteinskörnungen sind Gesteinskörner, die natürlich oder industriell hergestellt werden können. Sie werden zusammen mit Zement und Zugabe von Wasser zu Beton verarbeitet. Mit Hilfe von Gesteinskörnung wird auch Asphalt oder Mörtel hergestellt. Gesteinskörnung für Beton mit einer Kornrohichte $> 2000 \text{ kg/m}^3$ ist in DIN EN 12620[4] genormt. Sie ist für Mörtel nach DIN EN 13139[5] genormt. Leichte Gesteinskörnung für Beton, Mörtel und Einpressmörtel mit einer Kornrohichte $\leq 2000 \text{ kg/m}^3$ enthält DIN EN 13055-1[6]. Die Kornzusammensetzung der Gesteinskörnungen wird durch Sieblinien und nach Kennwerte der Kornverteilung dargestellt.

Bild 2.1: Sieblinienbereiche für Korngemische (de.wikipedia.org)



2.1.1 Betoneigenschaften

Tabelle 2.3: Festigkeitsklassen für Normalbeton nach EC2-1-1[7],[8]

Festigkeitsklasse	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} (N/mm ²)	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit f_{cm} (N/mm ²)	Mittlere Zugfestigkeit f_{ctm} (N/mm ²)
C12/15	12	20	1,6
C16/20	16	24	1,9
C20/25	20	28	2,2
C25/30	25	33	2,6
C30/37	30	38	2,9
C35/45	35	43	3,2
C40/50	40	48	3,5
C45/55	45	53	3,8
C50/60	50	58	4,1
C55/67	55	63	4,2
C60/75	60	68	4,4
C70/85	70	78	4,6
C80/95	80	88	4,8
C90/105	90	98	5,0
C100/115	100	108	5,2

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 \quad (2.1)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \quad \leq \text{C50/60} \quad (2.2)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln(1 + (f_{cm}/10)) \quad > \text{C50/60} \quad (2.3)$$

Elastizitätsmodul E_{cm}

Der Elastizitätsmodul ist ein Materialkennwert. Er stellt den Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung des verformten Körpers bei linear elastischem Verhalten dar. Der Elastizitätsmodul lässt sich nach EC2[40] mit der folgenden Gleichung berechnen[7]:

$$E_{cm} = 22 \times (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (2.4)$$

Schubmodul G

Das Schubmodul G dient der Bestimmung der Schubverzerrung aus der Schubspannung. Das Schubmodul kann aus dem Elastizitätsmodul und der Querdehnungszahl berechnet werden[9].

$$G = E/2 \times (1 + \mu) \quad (2.5)$$

Querdehnzahl μ

Die Querdehnzahl μ dient der Bestimmung der Querkontraktion. Sie ist eine elastische Konstante eines Materials. Für Beton beträgt die Querdehnzahl $\mu=0,20$.

2.2 Betonstahl

Betonstähle sind nach Stahlsorte, Duktilitätsklasse, Maßen, Oberflächeneigenschaften und Schweißbarkeit eingeteilt. Betonstähle müssen eine angemessene Dehnfähigkeit aufweisen. Dies darf angenommen werden, wenn folgende Duktilitätsanforderungen erfüllt sind[10]:

$$\text{-normale Duktilität: } \varepsilon_{uk} \geq 25\% ; (f_t / f_y)_k \geq 1,05 \quad (2.6)$$

$$\text{-hohe Duktilität : } \varepsilon_{uk} \geq 50\% ; (f_t / f_y)_k \geq 1,08; f_{y,ist}/f_{yk} \leq 1,30 \quad (2.7)$$

ε_{uk} : charakteristische Wert der Dehnung bei Höchstlast

f_t : Zugfestigkeit

f_y : Streckgrenze

$f_{y,ist}$: die im Zugversuch ermittelte Streckgrenze

Pyhsikalische Eigenschaften des Betonstahls:

-Elastizitätsmodul E_s : 200000N/mm^2

-Wärmedehnzahl α_T : $10 \times 10^{-6}\text{K}^{-1}$

Spannungs-Dehnungs-Linie:

Nach EC2-1-1[9] ist für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung eine wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linie anzusetzen.

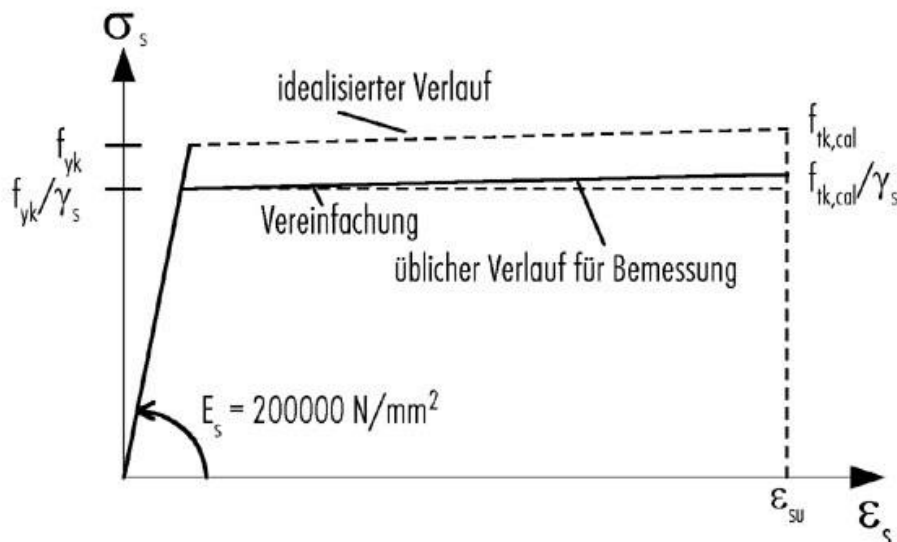
Auf dem Diagramm können zwei wichtige Annahmen abgelesen werden, um die notwendige Bemessung im Querschnitt zu bestimmen.

-Begrenzung der Stahlspannung auf f_{yk}/γ_s und der Dehnung ϵ_s auf $\epsilon_{ud} \leq 25\text{‰}$

-Der Anstieg der Stahlspannung zur Zugfestigkeit f_{tk}/γ_s hin wird berücksichtigt; die Dehnung darf dann maximal $\epsilon_{ud} = 25\text{‰}$ betragen, der Rechenwert der Zugfestigkeit ist mit $f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

Bild 2.2: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittbemessung nach EC2-1-1[9]

(www.ki-smile.de)



2.3 Mauerwerk

Mauerwerk ist ein heterogener Werkstoff, der aus Stein und Mörtel besteht. Mörtel dient als Bindeglied und Toleranzausgleich zwischen den Steinen. Es ist einer der ältesten Baustoffe. Das Mauerwerk zeigt ein anisotropes Verhalten. Die Mauersteine und Mörtel müssen nach bestimmter Normen ausgewählt werden. Durch Anforderungen kann das Mauerwerk durch Bewehrungsstahleinlagen oder Faserverbundwerkstoffen verstärkt werden. Verstärktes Mauerwerk hat positive Effekte auf die Tragfähigkeit weswegen es Sinn macht, in Erdbebenzonen die Mauerwerke zu verstärken.

Mauersteine

Es stehen zwei Arten von Mauersteinen zur Verfügung. Porenbetonsteine, Betonsteine, Leichtbetonsteine und Mauerziegeln sind künstliche Mauersteine. Mauerziegeln gehören zu gebrannten Mauersteinen. Sie werden gemischt, geformt, getrocknet und abschließend bei 900 bis 1200 °C im Tunnelofen gebrannt. Zu ungebrannten Mauersteinen gehören Kalksandsteine, Porenbetonsteine und Leichtbetonsteine. Sie bestehen aus Kalk, Zement und Sand[11]. Sie werden gemischt, in Pressen geformt und unter Dampfdruck (200° C) gehärtet. Kalkstein, Sandstein, Granit und Basalt sind wichtige natürliche Mauersteine. Bei Mauersteinen erfolgt Druckfestigkeitsprüfung am ganzen Stein in Richtung Steinhöhe. Die Steinfestigkeitsklassen lassen sich von 2,0 N/mm² bis 60 N/mm² unterteilen.

Tabelle 2.4: Mauersteine nach Normen (<http://www.mb.bv.tum.de>)

Mauerziegel	DIN 105	Mz	Vollziegel
		HLz	Hochlochziegel, Leichthochlochziegel
		VMz	Vormauer-Vollziegel (Frostbeständig)
		VH-Lz	Vormauer-Hochlochziegel (Frostbeständig)
		KMz	Vollklinker
		KHLz	Hochlochklinker
		HLzT	Mauertafelziegel, -leichtziegel
		KK	Keramik-Vollklinker
		KHK	Keramik-Hochlochklinker
		Kalksandsteine	DIN 106
KSL	Loch- und Hohlblocksteine		
KSVM	KS-Vormauersteine		
KSvb	KS-Verblender		
KSVMl	KS-Vormauersteine als Loch- und Hohlblocksteine		
KSvnl	KS-Verblender als Loch- und Hohlblocksteine		
Porenbetonsteine	DIN 4165		
	DIN 4166	PP	Porenbeton-Plansteine
Leichtbetonsteine	DIN 18151	Hbl	Leichtbeton-Hohlblöcke (Vorsatz Kammerzahl)
	DIN 18152	V	Leichtbeton-Vollsteine
		Vbl	Leichtbeton-Vollblöcke
		VblS	Leichtbeton-Vollblöcke mit Schlitz
		VblS-W	VblS mit besonderen Wärmedämmeigenschaften
	DIN 18148	Hpl	Hohlwandplatten aus Leichtbeton
	DIN 18162	Wpl	Wandbauplatten aus Leichtbeton, unbewehrt
DIN 278	HD, HV, HW, HT	Tonhohlplatten und Hohlziegel	
Betonsteine	DIN 18153	Vn	Beton-Vollsteine
		Vnb	Beton-Vollblöcke
		Hnb	Beton-Hohlblöcke
		Tnb	Beton-T-Hohlblöcke (T-förmig)
		Vm	Beton-Vormauersteine
		Vmb	Beton-Vormauerblöcke
		Hüttensteine	DIN 398
HSL	Hütten-Lochsteine		
HHbl	Hütten-Hohlblocksteine		

Mauermörtel

Mauermörtel besteht aus Sand, Bindemittel, Zusatzstoffen und Zusatzmittel, und dient im Mauerwerksbau zum Ausgleich der Mauersteine um eine gleichmäßige Druckübertragung zu gewährleisten. Nach DIN EN 1996-1-1[12] sind Mauermörtel entsprechend ihrer Zusammensetzung als Normalmörtel, Dünnbettmörtel oder Leichtmörtel definiert. Normalmörtel lässt sich als Mörtelgruppe: I, II, IIa, III und IIIa unterteilen. Die Druckfestigkeit f_m des Mörtel muss man nach DIN EN 1015-11[13] bestimmen.

Tabelle 2.5: Einteilung in Mörtelklassen nach DIN EN 998-2[14]

Klasse	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	Md
Druckfestigkeit N/mm ²	1	2,5	5	10	15	20	d

*d bedeutet eine vom Hersteller angegebene Druckfestigkeit, die höher als 20 N/mm²(in Stufen von 5 N/mm²) ist.

2.3.1 Eigenschaften des Mauerwerks

Durch die Heterogenität zeigt das Mauerwerk ein wesentlich unterschiedliches Festigkeits- und Verformungsverhalten als andere Stoffe. Die Eigenschaften des Mauerwerks werden durch die Kombination von Stein- und Mörtel-eigenschaften bestimmt. Bei der Beschreibung von Verformungs- und Tragverhalten von Mauerwerk spielt die Berücksichtigung und die Beeinflussung von Stein eine sehr wichtige Rolle. Die Abtragung von Zug-, Druck und Schubkräften sind die Aufgaben von Mauerwerke. Die Zugfestigkeit beträgt etwa 1/10 der Druckfestigkeit. Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge und senkrecht zur Lagerfuge weisen unterschiedliches Verhalten auf. Wie bei der Zugbeanspruchung in Wandebene ist auch bei einer Biegebeanspruchung der Wand nach der Richtung der wirkenden Biegespannungen zu unterscheiden. Daher sind die Beanspruchungsfälle Biegung parallel und Biegung senkrecht zur Lagerfuge getrennt zu beachten. Schubtragfähigkeit des Mauerwerks muss auch nach der Richtung der Belastung betrachtet werden.

Druckfestigkeit

Tabelle 2.6: Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Normalmörtel nach DIN 1053-100[15]

Steinfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe				
	I N/mm ²	II N/mm ²	IIa N/mm ²	III N/mm ²	IIIa N/mm ²
2	0,9	1,5	1,5	-	-
4	1,2	2,2	2,5	2,8	-
6	1,5	2,8	3,1	3,7	-
8	1,8	3,1	3,7	4,4	-
12	2,5	3,7	5,0	5,6	6,0
20	3,1	5,0	6,0	7,5	9,4
28	-	5,6	7,2	9,4	11,0
36	-	-	-	11,0	12,5
48	-	-	-	12,5	14,0
60	-	-	-	14,0	15,5

Tabelle 2.7: Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel nach DIN 1053-100[15]

Steinfestigkeitsklasse	Dünnmörtel N/mm ²	Leichtmörtel LM21 N/mm ²	Leichtmörtel LM36 N/mm ²
2	1,8	1,5	1,5
4	3,4	2,2	2,5
6	4,7	2,2	2,8
8	6,2	3,5	3,1
12	6,9	2,8	3,4
20	10,0	2,8	3,4
28	11,6	2,8	3,4

Nach EC6 [16] kann die Mauerwerksdruckfestigkeit mit folgender Formel berechnet werden:

$$f = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (2.8)$$

f_b : mittlere Steindruckfestigkeit

f_m : mittlere Mörteldruckfestigkeit

α, β : Exponenten

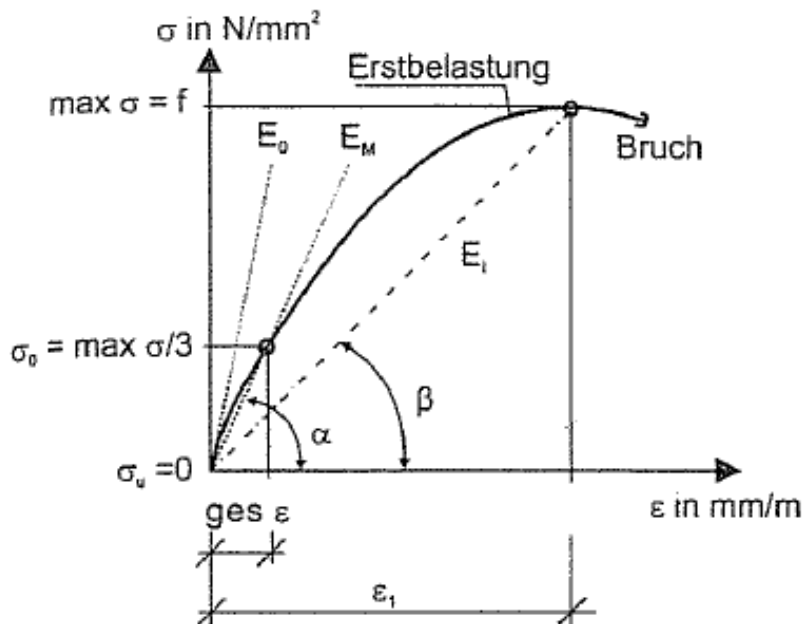
K : Koeffizient

K, α und β sind von Steinart und Mörtelgruppe abhängig.

Elastizitätsmodul

Mauerwerk weist eine nichtlineare Spannungs-Dehnung-Beziehung auf. Das Verhalten des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes von Mauerwerk weicht von der Geraden ab, wenn die Belastung ansteigt. Der E-Modul bei Erstbelastung senkrecht zu den Lagerfugen kann durch eine Sekante bei 1/3 der Maximalspannung gerechnet werden.

Bild 2.3: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk(Jäger, Marzahn-Mauerwerk Bemessung nach DIN 1053-100[15])



Der Elastizitätsmodul kann für die künstliche Mauerwerke mit charakteristische Mauerwerkdruckfestigkeit f_k nach DIN 1053-100[15] berechnet werden:

$$E_M = 1000 \times f_k \quad (2.9)$$

2.4 Faserverbundwerkstoff

Faserverbundstoffe mit polymerischer Matrix sind heterogene, anisotrope Stoffe. Sie haben linear-elastisches Verhalten bis zum Bruch. Faserverbundstoffe entstehen durch das Anbringen der Fasern in die Matrix. Es gibt verschiedene Faseranordnungen, welche die Festigkeiteigenschaften beeinflussen. Die Fixierung von Fasern und die Lastverteilung sind Aufgaben der Matrix. Um die maximale Festigkeit des Verbundwerkstoffes zu erreichen, müssen die Matrix und die Faser optimal kombiniert werden[17]. Die Vorteile der Faserstoffe sind ihre Festigkeiteigenschaften, geringes Gewicht und Korrosionwiderstand. Kohlenstoff- und Glasfasern sind oft benutzte Stoffe im Bauwesen. Es gibt auch die Möglichkeit, verschiedene Fasern miteinander zu kombinieren.

Durch das Aufkleben von Faserverbundwerkstoffen auf eine Wand aus Mauerwerk wird die Tragfähigkeit der Wand erhöht. Weil die Faserverbundwerkstoffe multidirektionale Anordnung haben, können auch Zugkräfte sowie Druck- und Schubkräfte abgetragen werden. Sie können auch die entstandene Zugkräfte wegen Biegebeanspruchung aufnehmen.

Tabelle 2.8: mechanische Eigenschaften von verschiedenen Werkstoffe[19]

	Young's modulus E [GPa]	Tensile strength σ_T [MPa]	Strain at failure ε_T [%]	Coefficient of thermal expansion α [$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	Density ρ [g/cm ³]
E-glass	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
S-glass	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
Carbon (high modulus)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
Carbon (high strength)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
Aramid	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
Polymeric matrix	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
Steel	206	250 – 400 (yield) 350 – 600 (failure)	20 – 30	10.4	7.8

Glasfasern

Glasfasern haben eine hohe Festigkeit. Sie bestehen aus einzelnen Filamenten, deren Durchmesser 0,010mm beträgt. Diese Filamente werden mit Glasspinnfäden zusammengefügt. Danach werden die Glasspinnfäden zusammengeführt und auf eine Spule gewickelt, von der aus die Glasspinnfäden weiter verarbeitet werden kann[17].

Kohlenstofffasern

Kohlenstofffasern haben einen hohen E-Modul sowie eine hohe Festigkeit. Durch die Karbonisierung und Graphitierung von Polyacrylanitrilfasern können Kohlenstofffasern hergestellt werden[17]. Um das Mauerwerk zu verstärken werden die kohlenstofffaserverstärkte Kunststoffe(CFK) auf das Mauerwerk aufgeklebt. Aufkleben des Textilgewebes aus Glas- und Kunststofffasern auf das Mauerwerk ist eine andere Verstärkungsmethode. Dabei wird auch Mörtel benutzt, um Textilgewebe vollständig einzubetten. Das Gewebe wird mit einem Kleber auf das Mauerwerk aufgeklebt.

Tabelle 2.9: Bestandteile von Glasfasern[19]

	E-glass	S-glass
Silicon oxide	54.3	64.20
Aluminium oxide	15.2	24.80
Iron oxide	-	0.21
Calcium oxide	17.2	0.01
Magnesium oxide	4.7	10.27
Sodium oxide	0.6	0.27
Boron oxide	8.0	0.01
Barium oxide	-	0.20
Various	-	0.03

3 Erdbeben

Erdbeben sind Erschütterungen, die durch Bruchvorgänge im Untergrund entstehen. Tektonische Beben, Vulkanische Beben, Einsturzbeben, Stausee-induzierte Beben und künstliche Beben sind die Arten von Erdbeben[21]. Die Magnitude ist die Stärke des Erdbebens im Zentrum, die aus Messungen an der Erdoberfläche bestimmt werden kann. Intensität ist auch eine andere Beurteilung, die durch lokale Zerstörungskraft definiert wird. Die Magnitude kann mit folgender Formel gerechnet werden[21]:

$$M_w = \frac{2}{3} \left(\log_{10} \frac{M_0}{\text{N} \cdot \text{m}} - 9.1 \right) = \frac{2}{3} \left(\log_{10} \frac{M_0}{\text{dyn} \cdot \text{cm}} - 16.1 \right) \quad (3.1)$$

M_0 = seismisches Moment

M_w = Moment Magnitude

Tabelle 3.1: Makroseismische Skala(EMS-98) nach der Intensität und mit Magnituden (www.seismo.ethz.ch)

EMS	Intensität	Beschreibung der maximalen Wirkung	Ungefähr entsprechende Magnitude
I	nicht fühlbar	Nicht fühlbar, nur durch Instrumente nachweisbar.	1
II	kaum bemerkbar	Nur sehr vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.	2
III	schwach (verspürt)	Von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Ruhende Personen fühlen ein leichtes Schwingen oder Erschüttern.	3
IV	deutlich (verspürt)	Im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einigen Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren, Türen klappern.	4
V	stark (verspürt)	Im Freien von wenigen, in Gebäuden von den meisten Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Wenige reagieren verängstigt. Gebäude werden insgesamt erschüttert. Hängende Gegenstände pendeln stark, kleine Gegenstände werden verschoben. Türen und Fenster schlagen auf oder zu.	5
VI	Leichte Gebäudeschäden	Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z.B. kleinen Verputzteilen.	5,3 - 5,9
VII	Gebäudeschäden	Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Möbel werden verschoben. Gegenstände fallen in grossen Mengen aus Regalen. An vielen Häusern soliderer Bauart treten mässige Schäden auf (kleine Mauerrisse, Abfallen von Putz, Herabfallen von Schornsteinteilen). Vornehmlich Gebäude in schlechterem Zustand zeigen grössere Mauerrisse und Einsturz von Zwischenwänden.	6,0 - 6,9
VIII	schwere Gebäudeschäden	Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An vielen Gebäuden einfacherer Bausubstanz treten schwere Schäden auf; d.h. Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein.	7,0 - 7,3
IX	zerstörend	Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Sogar gut gebaute, gewöhnliche Bauten zeigen sehr schwere Schäden, teilweise Einsturz tragender Bauteile. Viele schwächere Bauten stürzen ein.	7,4 - 7,7
X	sehr zerstörend	Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen.	7,8- 8,4
XI	verwüstend	Die meisten Bauwerke, selbst einige mit gutem, erdbebengerechtem Konstruktionsentwurf und guter Konstruktionsausführung, werden zerstört.	8,5 - 8,9
XII	vollständig verwüstend	Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört (landschaftsverändernd).	ab 9

3.1 Berechnungsverfahren im Erdbebeningenieurwesen

Um die Erbebeneinwirkung auf die Tragwerke zu berücksichtigen, wurden viele unterschiedliche Normen auf der ganzen Welt entwickelt. Als Beispiel kann man die europäische Norm DIN EN 1998-1[22] und Turkish Earthquake Code[23] zeigen. Obwohl die Normen von verschiedenen Institutionen in verschiedenen Ländern entwickelt wurden, zeigen sie sich auch viele Ähnlichkeiten. Lineare und nichtlineare Methoden sind Berechnungsmöglichkeiten, welche für die Bemessungen von Erdbeben entscheidend sind. Beim linearen Verfahren wird von einem linear, elastischen Materialgesetz ausgegangen. Die Tragreserven werden mit Beiwerten berücksichtigt. Beim nichtlinearen Verfahren können die Verhalten der Strukturen genauer berechnet werden, da diese das inelastische Verhalten von Materialien genauer erfassen können.

3.1.1 Ersatzkraftverfahren

Erstazkraftverfahren ist ein lineares Verfahren im Erbebenbemessung. Die Erdbebenwirkung wird durch eine horizontale, statische Ersatzkraft definiert. Hier wird keine dynamische Berechnung durchgeführt. Bei der Bemessung wird nur die Grundfrequenz beachtet.

3.1.2 Antwortspektrenverfahren

Beim Antwortspektrenverfahren wird eine dynamische, lineare Berechnung durchgeführt. Bei der Berechnung neben der Grundschrwingungen wird auch die Eigenschwingungsformen beachtet. Das Antwortspektrenverfahren basiert auf der Tatsache, dass für die bestimmte Annahmen für die Dämpfung, die Schwingungsantwort jeder Eigenschwingungsform auf die Fusspunkterregung des Bauwerks bzw. des Ersatzstabes unabhängig von den anderen Eigenschwingungsformen berechnet werden kann. Die Antworten der verschiedenen Eigenschwingungsformen können dann auf geeignete Weise zur Antwort des Gesamtsystems überlagert werden[21]. In einem Antwortspektren wird die maximale Verschiebungen, Beschleunigungen und Geschwindigkeiten von Einmassenschwingern graphisch definiert. In den folgenden Bilder kann die Form des elastischen Antwortspektrums nach DIN EN-1998-1 [22] und Turkish Earthquake Code[23] betrachtet werden.

Bild 3.1: Form des Antwortspektrums nach EC8[22]

DIN EN 1998-1:2010-12
EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)

Horizontales elastisches Antwortspektrum

(1)P Für die Horizontalkomponenten der Erdbeneinwirkung wird das elastische Antwortspektrum $S_e(T)$ durch folgende Ausdrücke definiert (siehe Bild 3.1):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

mit

- $S_e(T)$ als Ordinate des elastischen Antwortspektrums;
- T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;
- a_g als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ($a_g = \eta \cdot a_{gR}$);
- T_B als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;
- T_D als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert;
- S als Bodenparameter;
- η als Dämpfungs-Korrekturwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5 % viskose Dämpfung, siehe (8) in diesem Unterabschnitt.

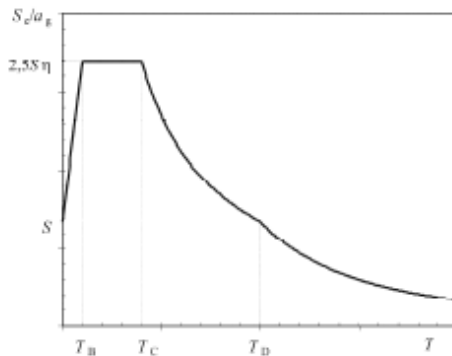


Bild 3.1 — Form des elastischen Antwortspektrums

Bild 3.2: Form des Antwortspektrums mit Spezialmodellierung nach Turkish Earthquake Code[23]

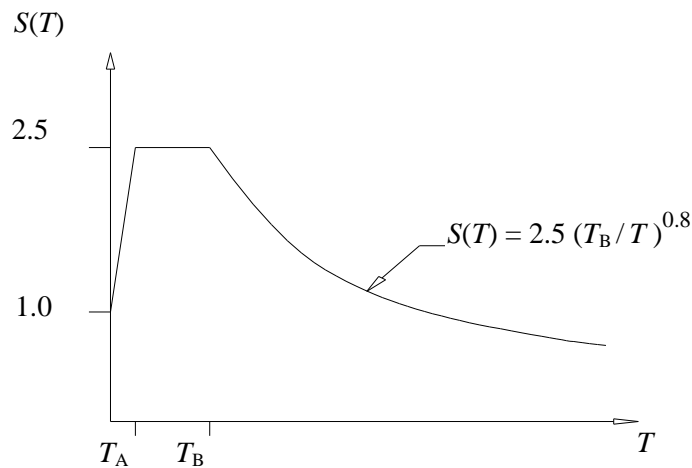


Tabelle 3.2: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 nach EC8[22]

Baugrundklasse	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,2	0,6	2,0
D	1,35	0,2	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabelle 3.3: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 2 nach EC8[22]

Baugrundklasse	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Tabelle 3.4: charakteristische Spektrumsperiode nach türkischen Norm[23]

Baugrundklassen	$T_A(s)$	$T_B(s)$
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Tabelle 3.5: Spektrumparameter nach türkischen Norm[23]

$$S(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B)$$

$$S(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad (T_B < T)$$

3.1.3 Zeitverlaufsverfahren

Beim Zeitverlaufsverfahren wird eine dynamische, nichtlineare Berechnung durchgeführt. Es wird das System der Bewegungsdifferentialgleichungen des gesamten Tragwerks im Zeitbereich integriert[21]. Die nichtlineare Zeitverlaufs-berechnung stellt eine umfangreiche und aufwendige Bemessungsmethode dar. Nach DIN EN 1998-1[22] müssen mindestens drei unterschiedliche, nichtlineare Zeitverlaufbemessungen durchgeführt und das ungünstigste Ergebnis als maßgebend ausgewählt werden .

Tabelle 3.6: wichtige Merkmale der Berechnungsverfahren für Erbebeneinwirkung[21]

	Ersatzkraft- verfahren	Antwortspektren- verfahren	Zeitverlaufs- verfahren
Art der Berechnung	statische, lineare Berechnung	dynamische, lineare Berechnung	dynamische, nichtlineare Berechnung
Einsatzzweck	Bemessung	Bemessung/Nachweis	Nachweis
Aufwand	relativ klein	mittel	gross
Anwendungs- Bereich	regelmässige und normale Bauwerke	unregelmässige und/oder bedeutendere Bauwerke	unregelmässige und/oder bedeutendere Bauwerke
Bemessungs- bzw. Nachweisgrössen	Tragwiderstand V deformungen	Tragwiderstand V deformungen	lokaler Duktilitätsbedarf V deformungen
Bemessungs- bzw. Nachweis-Erdbeben	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Beschleunigungs-Seismogramme

3.1.4 Pushover-Verfahren

Das Pushover-Verfahren ist ein nichtlineare statische Berechnungsmethode. Erdbebenwirkung wird durch die statischen Erstatzlasten definiert. Weil das

Verfahren verformungsbasiert ist, bleiben die Ersatzlasten nicht konstant. Beim Pushover-Verfahren ist eine Kurve zu ermitteln, welche Zusammenhang zwischen Fundamentalschub und Verschiebung des ausgewählten Knotenpunktes beschreibt. Dafür muss eine Zielverschiebung des Knotens beschrieben werden. Mit der Kurve wird die Verformungsvermögen des Tragwerks dargestellt. Da hier ein nichtlineares Verhalten gilt, ist die ermittelte Kurve nicht linear. Durch die Reduktionsfaktor q kann eine genauere Verformungsabschätzung des Tragwerks im nichtlinearem Bereich gemacht werden.

Um die Verformungsvermögen der Tragwerke unter Erdbebenwinwirkung darzustellen, wurde eine Kapazitätsspektrum-Methode von Freeman[24] entwickelt. Bei diesem Verfahren wird eine seismische Belastung durch eines Antwortspektrums dargestellt. Der Schnittpunkt dieses Antwortspektrums mit der Kapazitätskurve stellt der Performance Point dar. Performance Point zeigt die seismische Kapazität des Tragwerks, dh. der Widerstand des Tragwerks unter bestimmten Erdbebenwirkung. Der Performance Point ist die erwartende Spektralverschiebung unter Erdbebenwirkung [25].

Bild 3.3: Transformation der Kapazitätskurve um Kapazitätsspektrum[25].

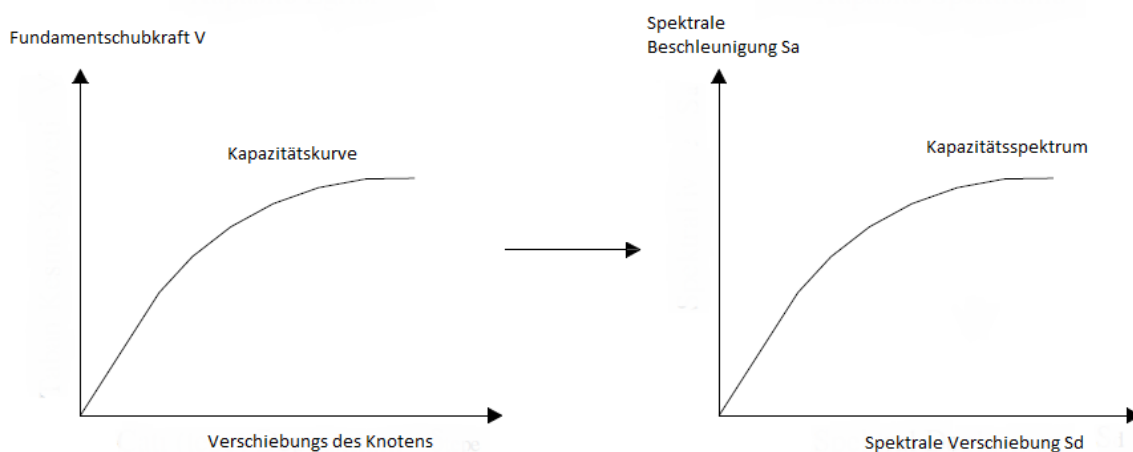
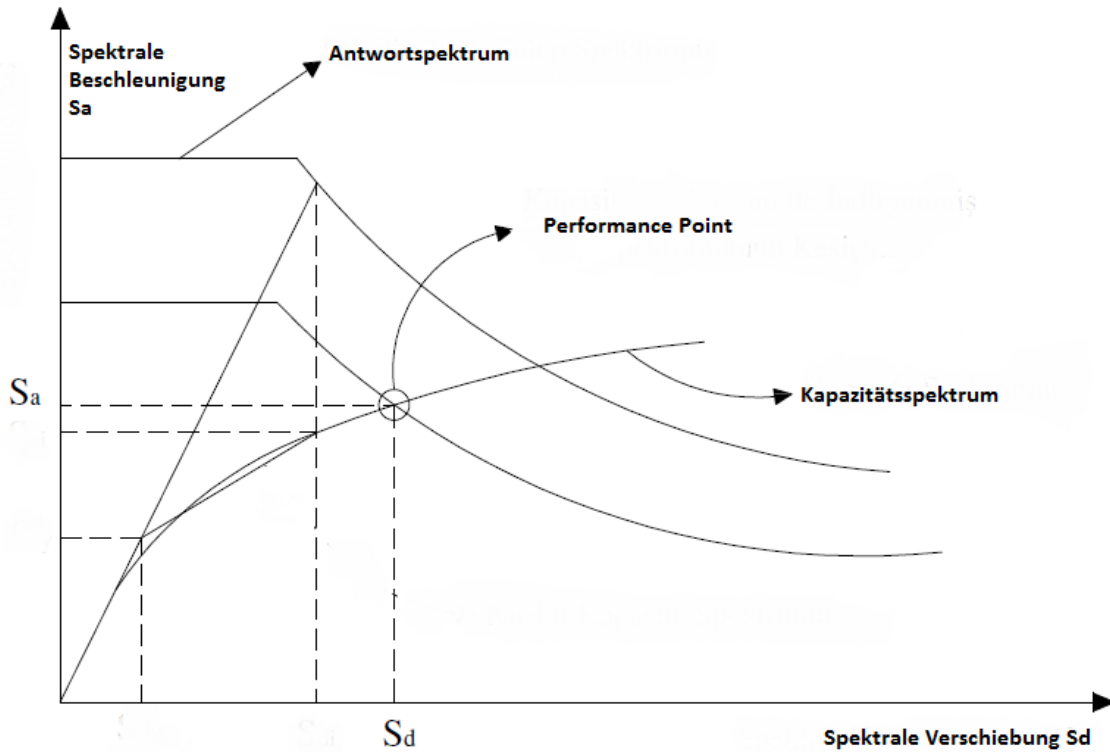


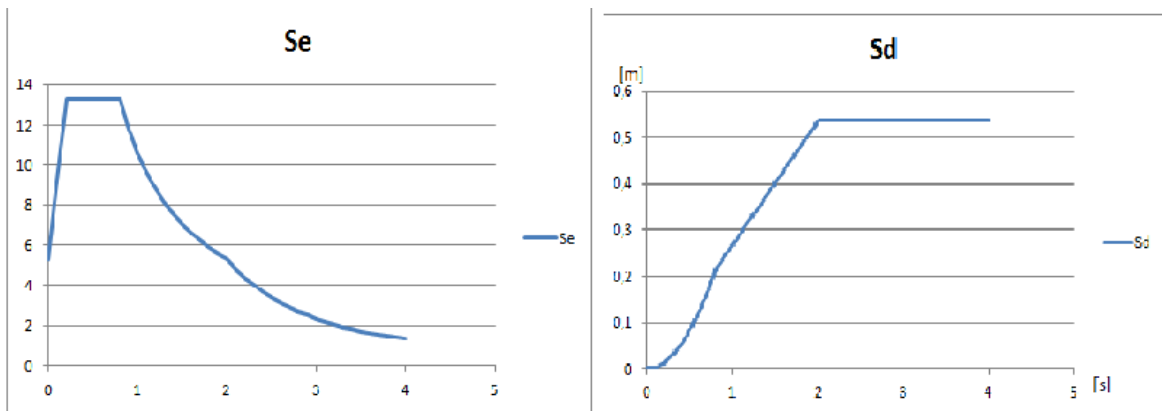
Bild 3.4: Ermittlung ‘Performance Point’[25]



Für die Beweisführung des Pushover-Verfahrens wird das Antwortspektrum in ein Verschiebungsspektrum umgewandelt. Über den Zusammenhang der Spektralbeschleunigung S_e und die Spektralverschiebung S_u mit der Eigenkreisfrequenz ω kann ein Verschiebungsspektrum hergeleitet werden.

$$S_e = \omega^2 * S_u \tag{3.2}$$

Bild 3.5: Ermittlung Spektral-Verschiebung-Diagramm



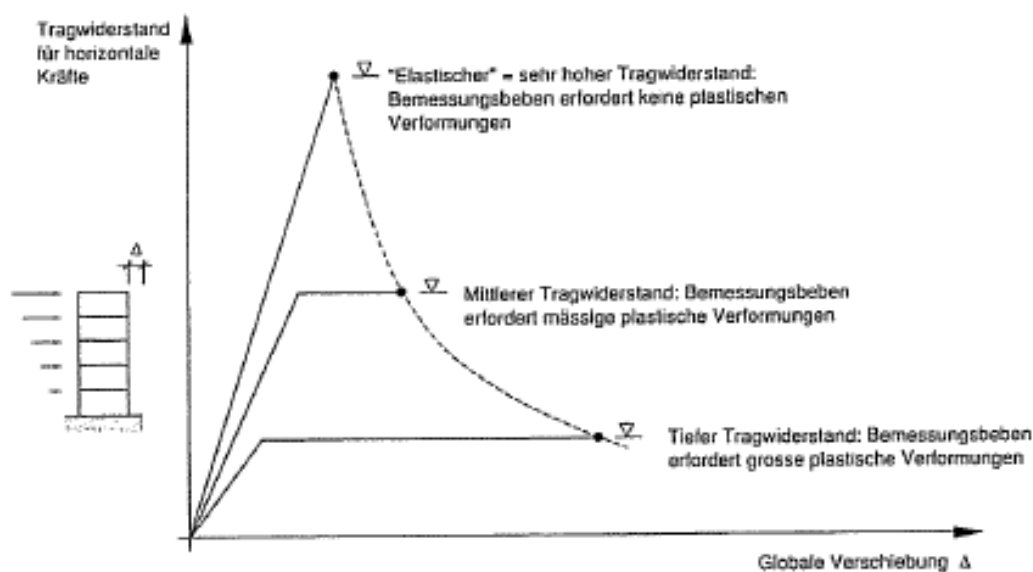
3.2 Strategien zur Ertüchtigung gegen Erdbeben

Tragwiderstand und Duktilität sind zwei wichtige Eigenschaften für das Erdbebenverhalten. Sie stehen im Zusammenhang mit der Ertüchtigung gegen Erdbeben. Duktilität bedeutet Verformungsvermögen des Tragwerks. Tragwiderstand beschreibt die aufnehmbare maximale Horizontalbelastung. Die Erhöhung des Tragwiderstands der Tragwerke ist eine klassische Methode zur Erdbebenertüchtigung. Damit wird die Steifigkeit des Gebäudes erhöht und der Performance Point (Verschiebungsbedarf) verringert. Durch die Erhöhung der Duktilität kann das Verschiebungsvermögen des Tragwerks erhöht werden. Dabei wird die Steifigkeit des Gebäudes, sowie sein Tragwiderstand nicht oder minimal verändert.

Der Zusammenhang zwischen Duktilität und Tragwiderstand kann so festgehalten werden[21]:

- Je kleiner der Tragwiderstand desto grösser ist die erforderliche Duktilität
- Je kleiner die Duktilität desto grösser ist der erforderlicher Tragwiderstand

Bild 3.5: Verschiedene Möglichkeiten zur Ausbildung eines Tragwerks für ein bestimmtes Bemessungsbeben



4 Berechnungsprogramme

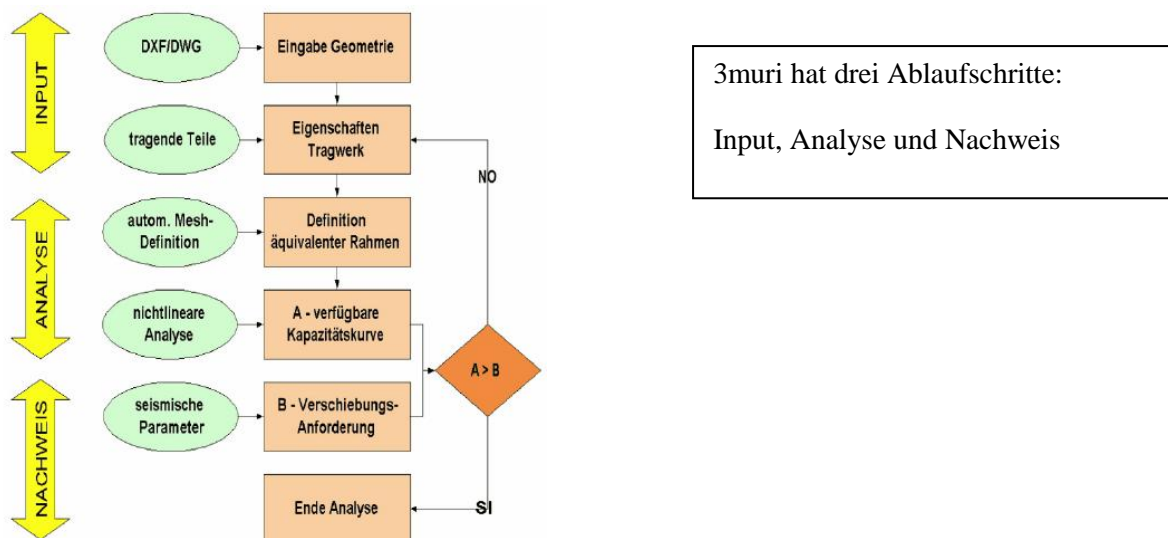
In dieser Arbeit werden die untersuchten Schulen mit zwei unterschiedlichen Programmen modelliert und berechnet. Die zwei Programme heißen 3muri und ETABS. 3muri ist ein Berechnungsprogramm, welches für die Erdbebenebemessung von Mauerwerks- und Mischbauten geeignet ist. ETABS ist ein weltweit verwendetes Finite Elemente Methode (FEM) Programm. Es ermöglicht statische sowie dynamische Probleme zu berechnen und zu lösen.

4.1 3muri

3muri ist ein Berechnungsprogramm, mit welchem man den Lastfall eines Erdbebens betrachten kann. Die Erdbebenanalyse der Tragwerke wird durch die PushOver-Methode definiert. Die PushOver-Methode liefert eine globale Aussage zur Erdbebensicherheit des Gesamtgebäudes. Für die Berechnungen wird ein Makroelement-Modell verwendet. Mit dem Programm kann der Versagensmechanismus der Bauteile beurteilt werden. 3muri wurde von der Universität Genua und dem Firma S.T.A DATA Srl gemeinsam entwickelt.

4.1.1 3muri: Allgemeines

Bild 4.1: Schematische Darstellung der Programmablaufes von 3muri [26]



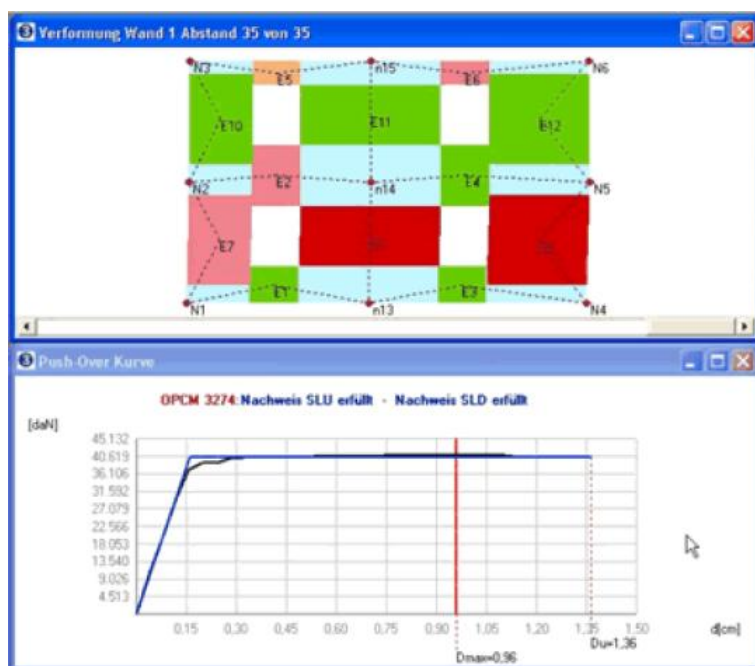
Input-Phase

In der Input-Phase werden die Daten der Modellierung vom Nutzer eingegeben. Die Geometrie der Tragstruktur (Wände, tragende Elemente, Geschosshöhen etc.) wird vom Nutzer ins Programm eingegeben oder können mit Hilfe eines CAD-Programms DXF- oder DWG Datei importiert werden. Für jedes Element wird ein Material ausgewählt. Ein Vorteil von 3muri ist, dass es Mauerwerkswände mit CFK-Bewehrung (Kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff) berechnen kann.

Analyse-Phase

3muri macht die Analyse der Tragwerke in zwei Phasen. Durch die Definition der Geometrie wird zuerst ein äquivalentes Rahmenmodell generiert. Durch die Mesh-Darstellung dieses Rahmenmodell werden die Mauerpfeiler, Riegel, Träger, Verankerungen und Stützen schematisiert. In der zweiten Phase wird die nichtlineare, statische Analyse durchgeführt. Mit dieser Analyse wird durch die Steigerung der Lasten die horizontale Verschiebung des Tragwerks berechnet. Nach der Berechnung wird vom Programm eine Kurve modelliert, die das Zusammenhang zwischen Horizontalkräfte und horizontale Verschiebungen des Tragwerks beschreibt. Mit Hilfe der Kurve kann die Kapazität des Gebäudes dargestellt werden.

Bild 4.2: Vernetzung und Pushover-Kurve im 3muri[26]



Nachweis

Im Nachweis wird der vom Tragwerk verfügbaren Verschiebung und von der Norm geforderten Verschiebung verglichen. Der Nachweis kann als erbracht angesehen werden, wenn die verfügbare Verschiebung größer als die geforderte Verschiebung ist.

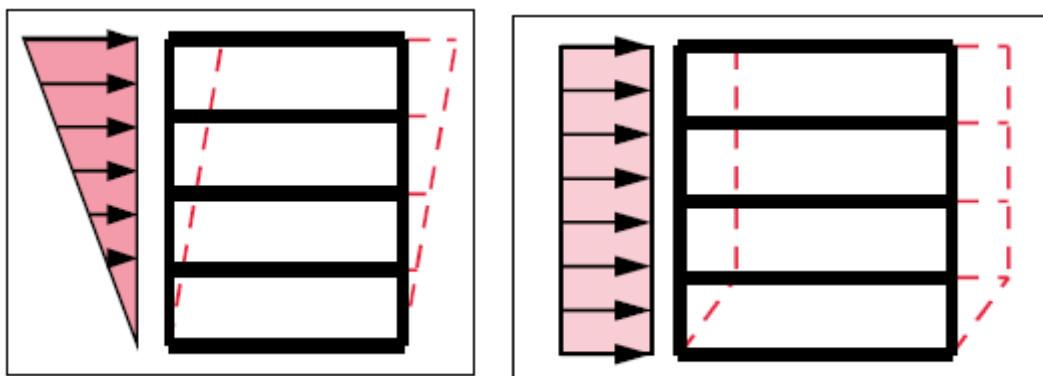
4.1.2 Lastverteilung

Bei der Erdbebenanalyse von 3muri lässt sich Lastverteilung auf das Tragwerk in zwei Gruppen unterscheiden. Die Lastverteilung proportional zur ersten Eigenform wird im 3muri als 1° Mode definiert. Für die Lastverteilung wird ein hoch liegenden Schwerpunkt berechnet. Die Lastverteilung proportional zur Verteilung der Massen (Massenmode) wird als zweite Methode untersucht. Durch diese Lastverteilung wird eine maximale Schubkraft im Einspannhorizont erzielt.

$$F_{d,i}(1^\circ \text{ Mode}) = F_d \cdot \frac{z_i \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i}{\sum_j z_j \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j} \quad (4.1)$$

$$F_{d,i}(\text{Massen}) = F_d \cdot \frac{(G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i}{\sum_i (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i} \quad (4.2)$$

Bild 4.3: Lastverteilung nach 1° Mode und Massenmode

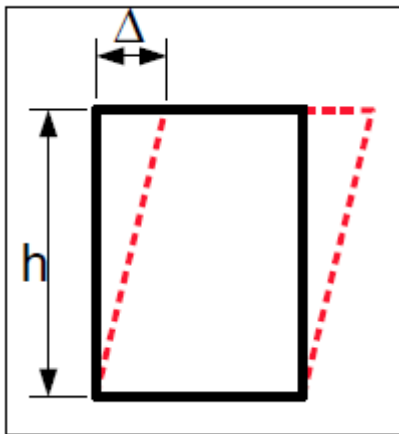


4.1.3 Bruchmechanismen

Das Versagen eines einzelnen Makroelement (Bauteil) wird durch ein Mass beurteilt. Der Mass beschreibt die Verzerrung des Elementes[26]. Wenn der Drift δ überschritten wird, versagt das entsprechende Bauteil. Der Bruchmechanismus "Abscheren" stellt einen Schubbruch des Mauerwerks dar. Dabei entstehen diagonale Risse. Wenn der Bruchmechanismus "Kippen" eintritt, wird der gesamte Wandabschnitt um eine Achse senkrecht zu seiner Ebene verdreht. Es bilden sich Risse oben und unten am betroffenen Element[26].

$$\delta = \Delta/h \quad (4.3)$$

Bild 4.4: Mass für Bruchmechanismus



Performance Point

Der Performance Point wird durch die Anforderung der Norm bestimmt und wird in 3muri als D_{max} bezeichnet. Der Performance Point kann definiert werden als maximale Verschiebung des Kontrollknotens, welche während einem Erdbeben auftritt[26].

Äquivalentes Rahmenmodell

Um die Analyse durchzuführen, bildet 3muri ein äquivalentes Rahmenmodell. Nach diesem Rahmenmodell werden die Geschossdecken als Scheibenelemente modelliert. Sie verteilen die vertikale und horizontale Lasten auf die Wände. Die Wände werden als tragende Elemente angenommen. Als Scheibenelement werden die Biegefähigkeit der Geschossdecken vernachlässigt.

4.2 ETABS

ETABS ist ein speziell für Baukonstruktionen entwickeltes Finite-Elemente-Programm. Mit ETABS kann man statische und dynamische Untersuchungen durchführen. ETABS bietet Ritz-Analyse, Statische Pushover-Analyse, Modal-Analyse, Lineare und nichtlineare-Zeitverlaufsanalyse. Das Programm integriert sich gut in den Gesamtentwurfsprozess, da CAD Ausgabedateien generiert und somit die Ausführungspläne schneller und mit großer Genauigkeit angefertigt werden können. ETABS wurde an der Universität Berkeley von der Firma Computers and Structure, Inc. entwickelt.

Besonderheiten der statischen Pushover-Analyse mit ETABS[27];

- Bemessung gemäß FEMA 273, ATC-40
- Automatische Kraft-Verformung-Beziehung für Stahl- und Stahlbetongelenke
- Modale, gleichförmige oder benutzerdefinierte Horizontallastverteilungen
- Berechnungsstart mit aufgebrauchten Schwerlasten
- Kapazitätsspektrumsumwandlung
- Berechnung der wirksamen Dämpfung
- Belastungsspektrenvergleiche
- Leistungspunktberechnung
- Ergebnisse einschließlich der Verformungen in den plastischen Gelenken

4.2.1 ETABS: Allgemeines

In Etabs werden die Materialien wie Stahl und Beton schon vordefiniert. Das Programm bietet auch die Möglichkeit, neue Materialien zu definieren. Um ein neues Material zu definieren, müssen die Eigenschaften des Stoffes(z.B: Zugfestigkeit, Streckgrenze, Druckfestigkeit, Wärmekoeffizient, Schubmodul, E-Modul, Querdehnzahl, Wichte, Dichte) eingegeben werden. Das gebildete Material kann entweder als isotrop oder orthotrop modelliert werden.

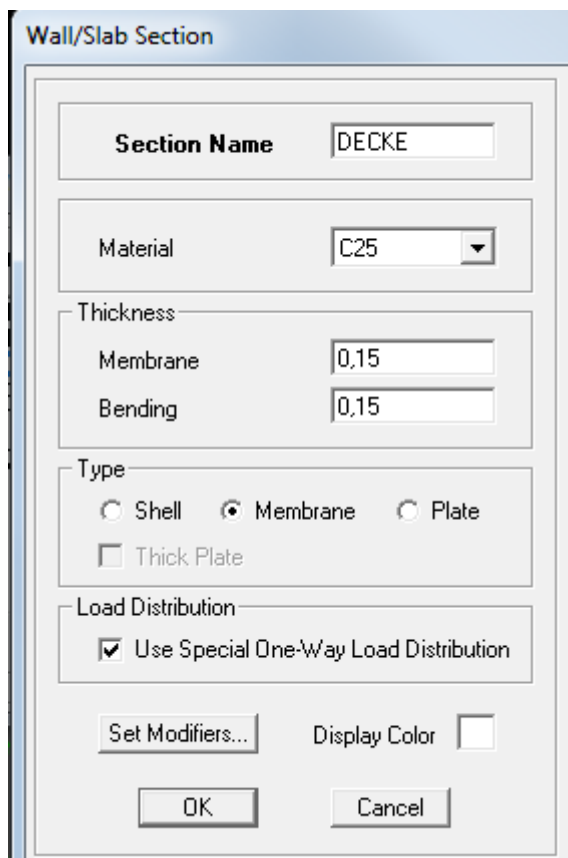
Rahmenprofile, die aus bestimmten Querschnittseigenschaften bestehen, kann man im Programm ebenfalls integrieren. So werden die Rahmenprofile viel einfacher den Balken oder Stützen zugewiesen. Man kann auch neue Rahmenprofile modellieren. Die Lasteingabe erfolgt durch Zuweisung von Flächen-,

Linien- oder Punktlasten auf die jeweilige Elemente. Mit Eingabe einer Vielzahl von Lasten können Lastfallkombinationen definiert werden.

4.2.2 Flächen- und Stabelemente

Im Etabs werden die tragende Elemente wie Stützen und Riegel als Stabelement definiert. Die Decken und Wänden werden als Flächenelemente modelliert. Die Flächenelemente unterscheiden sich in drei Gruppen. Diese kann man als Platten (plate)-, Scheiben-(membrane) und Schalenelementen(shell) modellieren. Mit der Kombination aus Platten- und Scheibenelemente werdent Schalenelement definiert. Die Scheibenelemente können Lasten in Ebenenrichtung abtragen. Plattenelemente nehmen Lasten quer zur Ebene auf. Mit der Modellierung der Schalenelemente können die Lasten in beiden Richtungen abgetragen werden[28].

Bild 4.5: Auswahlmöglichkeit der Flächenelemente in ETABS



5 Untersuchungen der Schulen mit 3muri

In diesem Kapitel werden die Verschiebe- und Tragkapazitäten der zwei unterschiedlichen Schulen mit Berechnungsprogramm 3muri behandelt. Die Aufgabe ist, eine PushOver-Kurve herzustellen, damit das dynamische Verhalten der Schulen unter Erdbebenwirkung ermittelt werden kann.

5.1 Projektgebäude: Atatürk Kız Lisesi

‘‘Atatürk Kız Lisesi’’ ist eine vierstöckige Schule in Istanbul. Die tragende Elemente (Riegel und Stützen) und die Decken des Gebäudes sind aus Stahlbeton. Bei der Untersuchungen der Schule werden die Außen- und Innenwände aus Mauerwerk auch berücksichtigt. Bild 5.1 zeigt eine CAD-Zeichnung des Gebäudes.

Bild 5.1: Konstruktion der Schule ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’ im Erdgeschoss



Bild 5.1 zeigt die Konstruktion vom Erdgeschoss. Die Struktur der anderen Geschosse sind identisch. Die Positionen der Trennwände aus Mauerwerk zeigen Unterschiedlichkeiten auf der verschiedenen Ebenen. In Bild 5.1 ist noch die Wandscheiben aus Stahlbeton zu erkennen. Die Dicke der Außenwände und tragende Stahlbetonwände betragen 30 cm. Die Innenwände haben eine Stärke von 15 cm. Bei der Konstruktion des Gebäudes werden zwei unterschiedliche Stützen dimensioniert. Die Größen der Stützen sind 50/40 cm und 30/50 cm. Die Dimensionen der tragende Wandscheiben betragen 150/30 cm und 200/30 cm. Die Stahlbetondecken haben eine Dicke von 15 cm. Die Geschosshöhen sind 3m lang. Die Träger haben die Breite 60 cm und die Höhe 30 cm.

Bild 5.2: Ansicht der Schule



5.1.1 Modellierung des Gebäudes mit 3muri

Bei der Modellierung das Gebäude "Atatürk Kız Lisesi" liegen kaum Informationen der verwendeten Baumaterialien vor. Die angewendete Beton- und Betonstahlart ist auf der CAD-Zeichnungen zu erkennen. Als Betonfestigkeitsklasse wird C25/30 angegeben. Betonstahl der Schule ist als B420 eingebaut. Die Bodenbeschleunigungsparameter wird als 0,4 angegeben. Die Bodenbedingungen der Schule, Mauerwerkseigenschaften, die angewendete

Bewehrung des Gebäudes über die Schule liegen nicht vor. Das Struktur wird in 3muri nach EC8[1], EC2[40] und EC6[41] modelliert.

5.1.2 Materialeigenschaften des Strukturs

Die Druckfestigkeiten des Betons C25/30 wird in der Tabelle 2.3(Kapitel 2.1.3) angezeigt. Nach EC8 beträgt die Elastizitätsmodul des Betons 31000 N/mm^2 . Mit der Formel (2.5) wird das Schubmodul 12917 N/mm^2 berechnet. Die Elastizitätsmodul des Betonstahls beträgt 200000 N/mm^2 . Die Nennstreckgrenze f_{yk} von B420 ist nach EN 1992-1-1:2005[40] 420 N/mm^2 einzugeben. Diese Werte können nach Eurocode berechnet werden. Weil 3muri ein Eurocode-Bibliothek benutzt, kann man die Materialien nach Namen auswählen. Die Werte sind automatisch nach Eurocode eingesetzt. Weil man kaum Informationen über die Eigenschaften vom Mauerwerk hat, wird die benötigte Werte des Mauerwerks nach EC6 vom Programm automatisch eingesetzt. Bild 5.3 zeigt die Materialeigenschaften des Mauerwerks.

Bild 5.3: Materialeigenschaften des Mauerwerks nach EC6

The screenshot shows a software interface with a material library on the left and a detailed view of the 'Mauerwerk' material on the right. The library lists 'MATERIAL' with sub-items: 'Mauerwerk', 'Beton', 'Bewehrungsstahl', 'Baustahl', 'Holz', and 'CFK'. The 'Mauerwerk' item is selected. The detailed view shows the following properties:

Name	Value
E [N/mm ²]	5.000,00
G [N/mm ²]	2.000,00
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	715,00
f _{vm0} [N/cm ²]	29,00
f _{vlm} [N/mm ²]	2,2

Mit;

E: Elastizitätsmodul,

G: Schubmodul,

w: Dichte,

f_m: Druckfestigkeit,

f_{vm0}: um 50% reduzierte Anfangsscherfestigkeit,

f_{vlm}: die maximale Schubfestigkeit

5.1.3 Konstruktionseigenschaften des Strukturs

Weil die Bewehrungen des Gebäudes nicht bekannt sind, werden bei der Analyse vier verschiedene Bewehrungsgrade angesetzt. Erst wird die minimale Bewehrungsmenge nach EC2[40] für die Schule berechnet. Danach wird die maximale Bewehrungsmenge beobachtet. Des weiteren werden zwei Zwischenmengen für die Bewehrung werden ausgewählt, um das Gebäude besser zu analysieren.

Ausgewählte Bewehrungen für die Stützen und Stahlbetonwände:

$$A_{c,vorh} \approx A_c * 0,01$$

$$A_{c,vorh} \approx A_c * 0,02$$

$$A_{c,vorh} \approx A_c * 0,03$$

$$A_{c,vorh} \approx A_c * 0,04$$

Für die Querkraftbewehrungen der Stützen und Wandscheiben allgemein im Struktur werden 4-schnittige Bügel mit einem Durchmesser von 12 mm im Abstand von 10 cm eingelegt. Die Betondeckung ist 3cm ausgewählt. Weil die Träger einen geringeren Einfluss auf die berechnete Erdbebensicherheit haben, da die horizontale Steifigkeit des Gebäudes nur geringfügig verändert wird, werden die Träger stark bewehrt. Für die Bewehrung der Träger werden sechs Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 14 mm verwendet. Für die Bügelbewehrung werden 2-schnittige Bügel mit einem Durchmesser von 12 mm in einem Abstand von 10 cm angeordnet. Die Decken werden nach Beton C25/30 dimensioniert. Da die horizontale Steifigkeit der vertikalen Bauteile(Wände und Stützen) wesentlich geringer als die Steifigkeit der Decken ist, wird so eine Vereinfachung gemacht. Diese macht kein großer Unterschied auf die Horizontalsteifigkeit des Gebäudes.

5.1.4 Einwirkende Lasten auf das Struktur

Nach DIN EN 1991[43] wird die Nuztlast q_k für die Decken $3,0 \text{ kN/m}^2$ ausgewählt. Als Eigenlast wird $2,0 \text{ kN/m}^2$ angenommen. Für die Treppenhäuser wird die Eigen- und Nutzlast als $5,0 \text{ kN/m}^2$ eingesetzt. Die Baugrundklasse wird nach EC8[1] als D untersucht. Weil die Oberflächenwellenmagnituden größer als 5,5 zu erwarten sind, wird ein Antwortspektrum Typ 1 ausgewählt EC8[1].

Die Werte des Antwortspektrums sind in der **Tabelle 3.2** zu sehen. Die Unterschiede zwischen dem Antwortspektrums nach türkischer und europäischer Norm wird im **Kapitel 3.1.2** erläutert. Für die seismischer Last muss man einen Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung a_{gR} berechnen.

$$a_{gR} = a_g * A_0 \quad (5.1)$$

mit;

a_g : Bodenbeschleunigung ($9,81\text{m/s}^2$)

A_0 : Bodenbeschleunigungsparamater (In der Tabelle zu suchen)

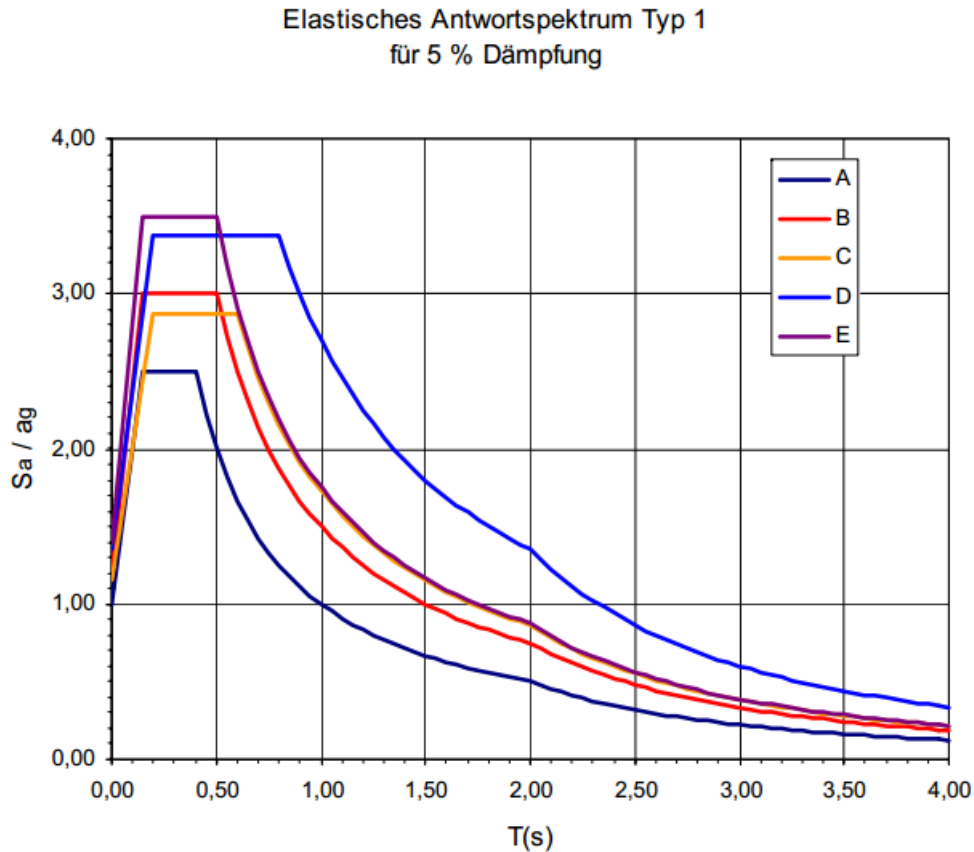
Tabelle 5.1: Bodenbeschleunigungsparamater nach EC8[1]

Erdbebenzone	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Die horizontale Bodenbeschleunigung wird als absoluter Wert in $[\text{m/s}^2]$ für den Beschädigungs- (a_{gR},SLD) und den Bruchzustand (a_{gR},SLU) getrennt angegeben. In der Regel wird für beide Zustände derselbe Wert verwendet. Um eine Beschleunigung von $a_g = 0.4 \cdot g$ zu verwenden, wird für beide Werte 3.92 m/s^2 eingegeben.

Bild 5.4: Seismische Lastangabe

Bild 5.5: Elastisches Antwortspektrum Typ 1 für mit Klassen A,B,C,D,E
 (http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/artikel/Austria/FuL_EC8_1004.pdf)



5.1.5 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnungen fallen wegen den unterschiedlichen Bewehrungen verschieden aus. Der Kontrollknoten wird in allen Analysen 8cm verschoben. Im Bild 5.6 ist die Farben für den Versagensmechanismus von 3muri zu sehen.

Bild 5.6: Versagensarten nach Farben in 3muri

Mauerwerk	Stahlbeton
Unbeschädigt	Unbeschädigt
Plastisch auf Abscheren	Versagen durch Abscheren
Versagen durch Abscheren	Plastisch unter Biegung
Plastisch unter Biegung	Versagen unter Biegung
Versagen unter Biegung	Versagen durch Druck
Versagen durch Druck	Versagen durch Zug
Versagen durch Zug	Versagen durch Abscheren (diagonale Bewehrung mangelhaft)
Versagen durch Zug	
Versagen in elastischer Phase	

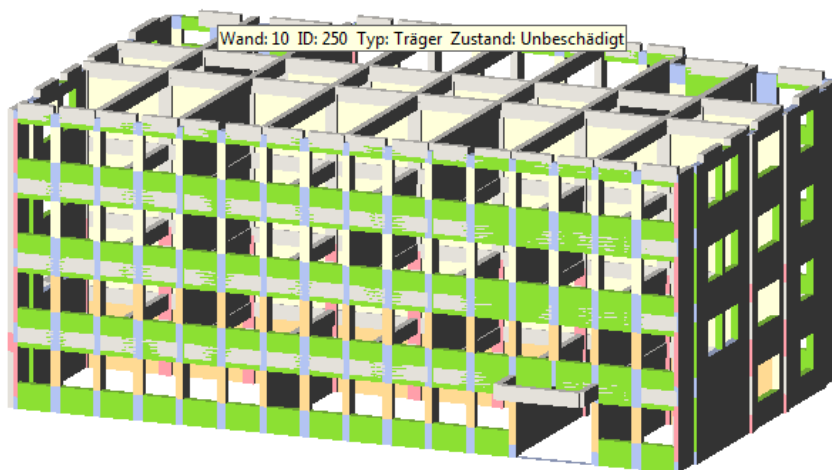
Ergebnisse nach Variante 1: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,01$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände die nach Norm geforderte minimale Bewehrung berechnet, und deren Ergebnisse beobachtet. Für die Stützen 40/50 werden acht Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=25,12 \text{ cm}^2$) und für die Stützen 30/50 acht Stäbe mit einem Durchmesser von 16 mm ($A_{c,vorh}=16,0768 \text{ cm}^2$) angenommen. Für die Stahlbetonwände wird der Betonstahl alle 20 cm mit einem Durchmesser von 20 mm eingegeben. Die horizontalen Betonstähle kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser von 12 mm zur Annahme.

Bild 5.7: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 vor Abänderung der Pushover-Kurve

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q ⁺ SLU
1	✓	+X	Massen	0,0	5,32	2,24	3,027
2	✓	+X	1 ^o Modus	0,0	6,40	3,36	3,469
3	✓	-X	Massen	0,0	5,28	2,16	2,978
4	✓	-X	1 ^o Modus	0,0	6,36	3,36	3,429
5	✓	+Y	Massen	0,0	2,28	1,04	1,747
6	✓	+Y	1 ^o Modus	0,0	3,20	1,19	1,944
7	✓	-Y	Massen	0,0	2,42	1,66	1,917
8	✓	-Y	1 ^o Modus	0,0	3,34	1,78	2,234
9	✓	+X	Massen	98,3	5,32	2,21	3,056
10	✓	+X	Massen	-98,3	5,31	2,24	3,013
11	✓	+X	1 ^o Modus	98,3	6,40	3,37	3,497
12	✓	+X	1 ^o Modus	-98,3	6,34	2,84	3,352
13	✓	-X	Massen	98,3	5,28	2,17	3,000
14	✓	-X	Massen	-98,3	5,26	2,24	2,968
15	✓	-X	1 ^o Modus	98,3	6,36	3,37	3,455
16	✓	-X	1 ^o Modus	-98,3	6,36	3,36	3,434
17	✓	+Y	Massen	148,5	2,39	0,95	1,863
18	✓	+Y	Massen	-148,5	2,27	1,23	1,605
19	✓	+Y	1 ^o Modus	148,5	3,28	0,97	2,138
20	✓	+Y	1 ^o Modus	-148,5	3,27	1,78	1,821
21	✓	-Y	Massen	148,5	2,48	1,21	2,040
22	✓	-Y	Massen	-148,5	2,52	1,46	2,039
23	✓	-Y	1 ^o Modus	148,5	3,38	1,40	2,429
24	✓	-Y	1 ^o Modus	-148,5	3,36	1,55	2,262

Anhand des Bilds 5.7 kann man einfach sehen, dass die geführten Analysen nach minimalen Bewehrung nicht erfüllt sind. Die rot hinterlegten Felder bedeuten eine Nichterfüllung des Nachweises. In 3muri besteht eine Analyse aus 24 Teilanalysen. Je nach Richtung und Exentrität der Erdbebeneinwirkung lassen sich die Teilanalyse unterscheiden.

Bild 5.8: Versagensbild des Gebäudes bei der Lasteinwirkung aus der X-Richtung

Im Bild 5.8 kann man sehen, dass die Stahlbetonstützen im Erdgeschoss und im ersten Obergeschoss sowie die Innenwände aus Mauerwerk auf Schub versagen.

Ergebnisse nach Variante 2: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,02$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände eine beliebige Bewehrung eingesetzt und deren Ergebnisse beobachtet. Bei der Eingabe der Bewehrung wird versucht, dass 0,02-fache der Querschnittsfläche von dem Element als Bewehrungsfläche einzusetzen. Für die Stützen 40/50 werden 12 Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=37,68 \text{ cm}^2$) und für die Stützen 30/50 16 Stäbe mit einem Durchmesser von 16 mm ($A_{c,vorh}=32,1536 \text{ cm}^2$) benutzt. Für die Stahlbetonwände wird der Betonstahl alle 15 cm mit einem Durchmesser von 25 mm eingegeben. Die horizontalen Betonstähle kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser von 12 mm zur Annahme.

Im Bild 5.9 kann man sehen, dass die geführte Bewehrung für die Erdbbensicherung auch nicht ausreichend ist.

Bild 5.9: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 vor Abänderung der Pushover-Kurve

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	5,53	2,56	2,586
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	0,0	6,83	4,56	3,041
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	5,46	2,56	2,552
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	0,0	6,81	4,64	3,004
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	2,39	1,13	1,801
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	0,0	3,30	1,24	2,102
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	2,45	0,92	1,994
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	0,0	3,32	1,14	2,187
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	98,3	5,55	2,57	2,603
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-98,3	5,50	2,56	2,563
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	98,3	6,85	4,65	3,055
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	-98,3	6,82	4,60	3,037
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	98,3	5,48	2,61	2,565
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-98,3	5,44	2,56	2,551
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	98,3	6,81	4,73	3,021
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	-98,3	6,82	4,92	3,009
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	148,5	2,38	0,89	1,927
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-148,5	2,65	0,77	2,186
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	148,5	3,12	0,97	1,987
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	-148,5	3,29	0,75	2,162
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	148,5	2,52	0,86	2,213
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-148,5	2,16	0,54	1,629
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	148,5	3,28	0,64	2,305
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	-148,5	3,31	0,99	2,070

Ergebnisse nach Variante 3: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,03$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände nochmals eine beliebige Bewehrung eingesetzt und deren Ergebnisse beobachtet. Bei der Eingabe der Bewehrung wird versucht, dass 0,03-fache der Querschnittsfläche als Bewehrungsfläche einzusetzen. Für die Stützen 40/50 werden 20 Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=62,8 \text{ cm}^2$) und für die Stützen 30/50 16 Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=50,24 \text{ cm}^2$) benutzt. Für die Stahlbetonwände wird der Betonstahl alle 12 cm mit einem Durchmesser von 26 mm eingegeben. Die horizontalen Betonstäbe kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser 12 mm zur Annahme.

Bild 5.10: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 vor Abänderung der Pushover-Kurve

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	5,72	2,96	2,159
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	0,0	7,09	4,64	2,420
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	5,54	2,60	2,050
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	0,0	7,05	4,60	2,398
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	2,34	0,99	1,756
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	0,0	3,35	2,06	2,156
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	2,53	2,68	2,025
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	0,0	3,46	4,67	2,360
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	98,3	5,75	2,97	2,171
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-98,3	5,57	2,60	2,053
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	98,3	7,11	4,61	2,428
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	-98,3	7,07	4,75	2,417
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	98,3	5,56	2,61	2,058
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-98,3	5,53	2,60	2,049
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	98,3	7,07	4,65	2,408
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	-98,3	7,04	4,63	2,401
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	148,5	2,47	1,09	2,021
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-148,5	2,59	1,10	2,106
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	148,5	3,45	2,66	2,360
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	-148,5	3,56	2,55	2,516
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	148,5	2,60	3,94	2,292
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-148,5	2,57	0,84	1,960
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	148,5	3,50	3,09	2,636
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	-148,5	3,39	1,48	2,150

Im Bild 5.10 kann man beobachten, dass drei Teilanalysen von 24 als erfüllt sind. Für eine gute Erbebenbeurteilung sollten alle Teilanalysen erfüllt sein.

Ergebnisse nach Variante 4: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,04$

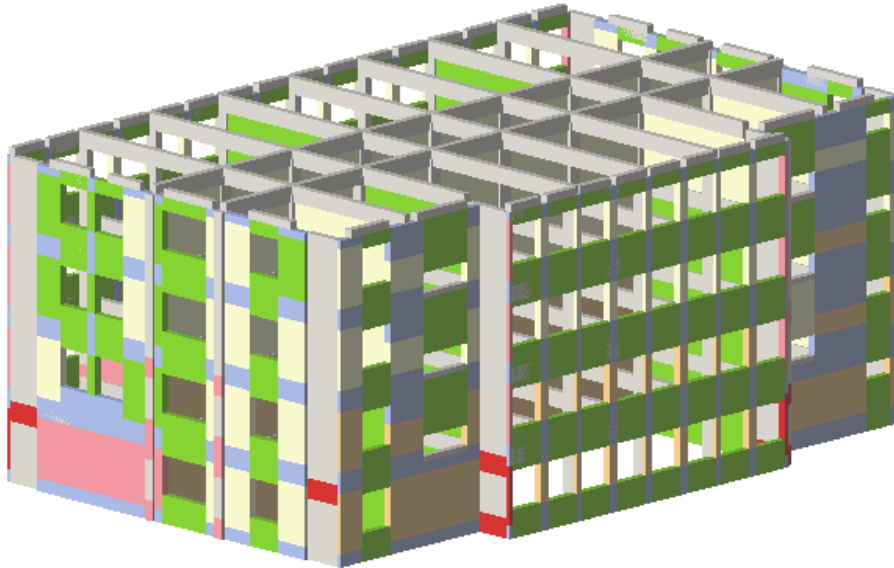
Bei dieser Analyse werden für die Stützen und die Stahlbetonwände die nach der Norm geforderte maximale Bewehrung eingesetzt und deren Ergebnisse beobachtet. Bei der Eingabe der Bewehrung wird versucht, dass 0,04-fache der Querschnittsfläche als Bewehrungsfläche einzusetzen, da in der Norm die maximale Bewehrung als 0,04-fache der Querschnittsfläche erlaubt wird[40]. Für die Stützen 40/50 werden 16 Stäbe mit einem Durchmesser von 25 mm ($A_{c,vorh}=78,5 \text{ cm}^2$) und für die Stützen 30/50 12 Stäbe mit einem Durchmesser von 25mm ($A_{c,vorh}=58,875 \text{ cm}^2$) benutzt. Für die Stahlbetonwände wird der vertikaler Betonstahl alle 10 cm mit einem Durchmesser von 26 mm eingegeben. Die horizontalen Betonstähle kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser von 12 mm zur Annahme.

Bild 5.11: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 vor Abänderung der Pushover-Kurve

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	6,08	6,88	2,107
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	7,24	6,60	2,200
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	6,04	7,16	2,107
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	7,15	5,96	2,168
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	2,42	4,46	1,825
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	3,20	4,86	1,988
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	2,40	4,44	1,855
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	3,32	4,98	2,079
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	98,3	6,10	7,09	2,119
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-98,3	6,06	6,71	2,108
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	98,3	7,24	6,17	2,183
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-98,3	7,20	6,31	2,192
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	98,3	6,05	7,01	2,117
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-98,3	6,03	7,15	2,109
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-98,3	7,15	6,15	2,179
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	148,5	2,41	4,14	1,957
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-148,5	2,52	4,48	2,023
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	148,5	3,43	7,31	2,325
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-148,5	3,48	4,38	2,403
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	148,5	2,44	4,28	2,029
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-148,5	2,59	1,88	1,981
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	148,5	3,41	7,64	2,487
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-148,5	3,40	2,32	2,146

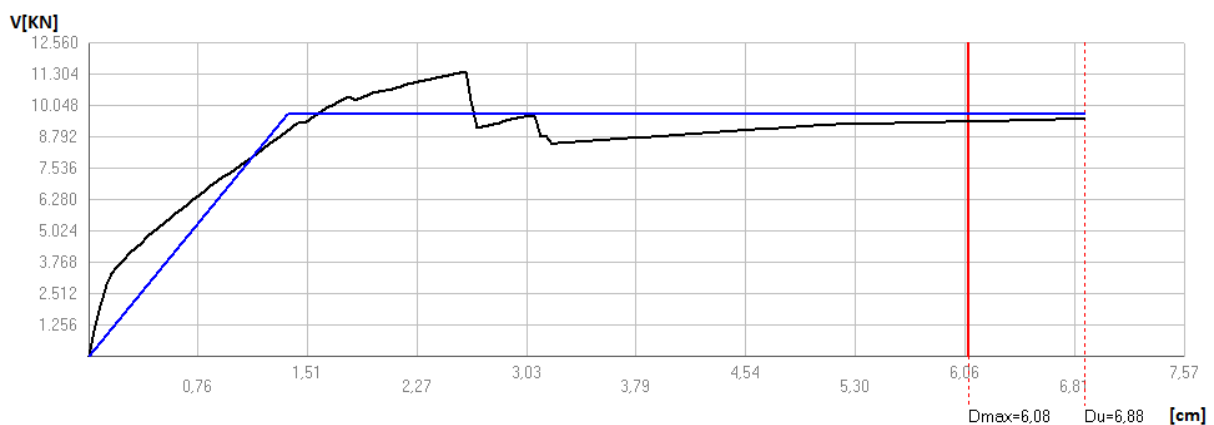
Im Bild 5.11 kann man beobachten, dass die Teilanalyse meistens erfüllt wird. Wegen der maximalen Bewehrung bei den Stützen und Stahlbetonwänden hat das Gebäude ein deutlich besseres Verhalten gegen Erdbebenlasten. Bei der Lastverteilung "Massen" zeigt das Tragwerk auch ein besseres Verhalten als die Anderen drei Bewehrungsmengen. Bei der Lastverteilung "1° Modus" sind sechs Nachweise nicht erfüllt, da diese Lastverteilung ein negatives Effekt auf das Tragwerk haben würde.

Bild 5.12: Versagensbild des Gebäudes nach der Variante 4 bei der Lasteinwirkung aus der X-Richtung



Obwohl eine Teilanalyse als erfüllt angesehen werden kann, sollte die zugehörige Pushover-Kurve nochmals mit der Option "Neuer letzter Schritt" verkürzt werden. Der Grund dafür ist, dass eine Stahlbetonwand auf Biegung früher versagt und dies zum einem Teileinsturz führt. Mit der Option "Neuer letzter Schritt" erfolgt eine neue Berechnung der bilinearen Pushover-Kurve und der zugehörigen Werte des Eigenmassenschwingers.

Bild 5.13: Die bilineare Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers bei der Analyse in X-Richtung



Performance Point D_{max} , welche mit der roten Linie dargestellt wird, kann als die maximale auftretende Verformung in der Situation Erdbeben betrachtet werden. D_{max} ist nach der Anforderung der Norm ein minimal zu gewährleistendes Verformungsvermögen. Das Verformungsvermögen des Gebäudes D_u ist die maximale Verformung, die das Gebäude aufnehmen kann ohne komplett einzustürzen. Beim Erreichen dieser Verformung erfolgt entweder ein Total oder ein Teileinsturz. Für die Beurteilung der Erdbebensicherung ist ein Erfüllungsfaktor gemäss EC8[1] zu berechnen;

$$\alpha = D_u/D_{max} \quad (5.1)$$

Gemäss EC8[1] muss der Erfüllungsfaktor α für die Neubauten gleich oder größer als "1" betragen. Für die bestehenden Bauten muss der Erfüllungsfaktor durch den Ingenieur beurteilt werden. Außerdem sollte der Verhältnis q^* zwischen der Beschleunigung bei einer rein elastischen Systemantwort $S_e(T^*)$ und die Beschleunigung eines nicht linearen Einmassenschwingers F_y^*/m^* nach EC8[1] nicht größer als "3" betragen. In manchen Teilanalysen kann man sehen, dass der Verhältnisbeiwert q^* größer als 3 ist. Nach der Abkürzung der Pushover-Kurve wegen Teileinsturzes wird der Erfüllungsfaktor α kleiner als 1, daher wird das Nachweis in Richtung-X nicht erfüllt.

Bild 5.14: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in X-Richtung

Analyse-Parameter			
T^*	0,259 [s]	Verfügbare Duktilität	1,35
m^*	1.197.274,85 [kg]	Γ	1,29
w	1.874.765,19 [kg]	F^*_y	9.390 [kN]
		d^*_y	1,33 [cm]
		d^*_u	1,80 [cm]

Der Performance Point befindet sich am Schnittpunkt des Antwortspektrums und der bilinearen Pushover-Kurve. Über den Performance Point kann die Erdbebensicherheit nachgewiesen werden. Nach EC8[1] kann die Verschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers d_t^* und die verfügbare Verschiebung des Gesamtsystems d_u berechnet werden. In diesem Fall gilt: $T^* < T_C$ liegt die

Antwort des Tragwerks im Bereich einer kurzen Perioden als nichtlinear. Nach EC8[1] (Anhang I) wird $d_t^*=2,375\text{cm}$ berechnet. Die geforderte Verschiebung d_t ist der Multiplikationswert von d_t^* und dem Transformationsbeiwert Γ und in diesem Fall beträgt $d_t = 3,064\text{ cm}$. Mit der Multiplikation von Γ und d_u^* wird die verfügbare Verschiebung des Gesamtsystems d_u berechnet. In diesem Fall beträgt $d_u = 2,322\text{ cm}$. Weil die Bedingung $d_u > d_t$ nicht eingehalten ist, wird in 3muri dieser Fall als nicht erfüllt angezeigt.

Bild 5.15: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers(in X-Richtung)

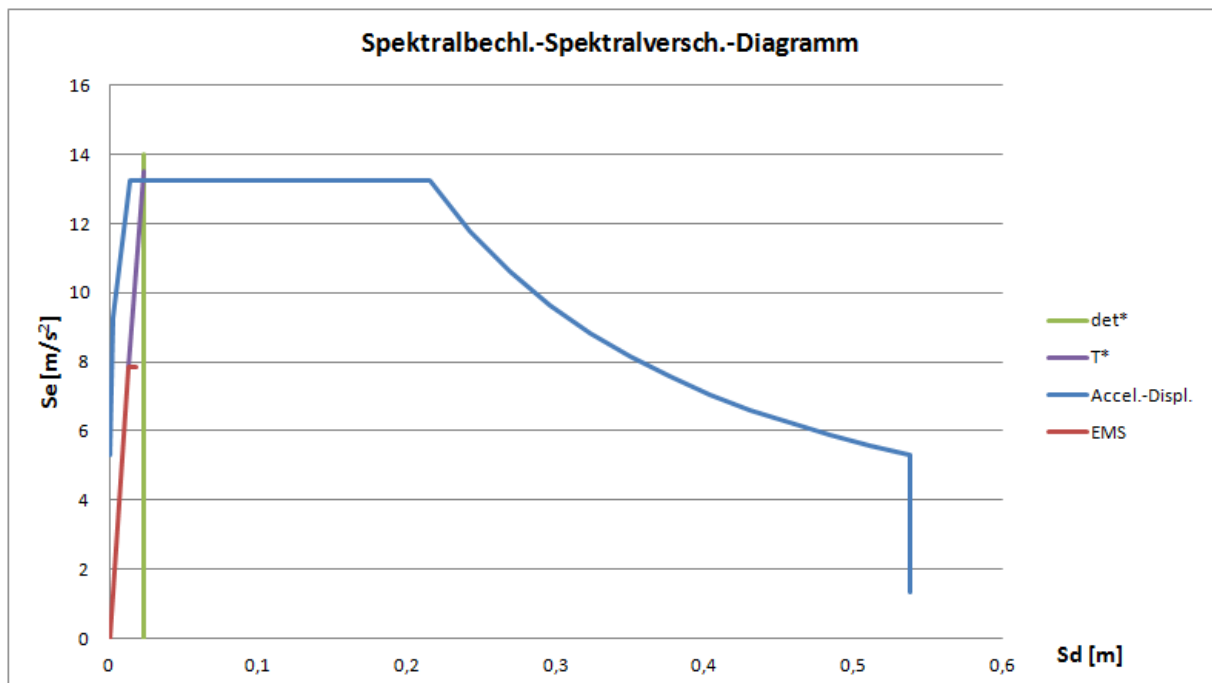
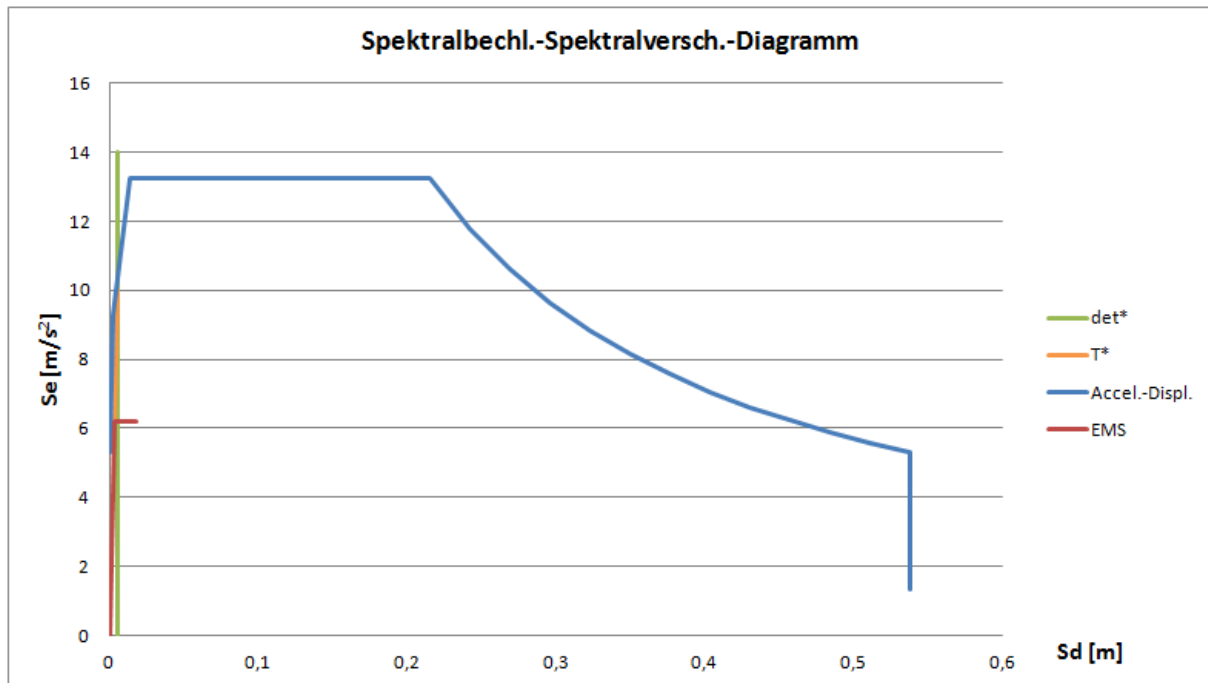


Bild 5.16: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in Y-Richtung

Analyse-Parameter			
T*	0,147 [s]	Verfügbare Duktilität	5,92
m*	1.122.049,22 [kg]	Γ	1,32
w	1.874.765,19 [kg]	F*y	6.945 [kN]
		d*y	0,34 [cm]
		d*u	2,00 [cm]

Bild 5.17: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers(in Y-Richtung)



In diesem Fall gilt: $T^* < T_C$ liegt die Antwort des Tragwerks im Bereich einer kurzen Perioden als nichtlinear. Nach EC8[1] (Anhang I) wird $d_t^* = 0,550 \text{ cm}$ berechnet. Die geforderte Verschiebung d_t ist der Multiplikationswert von d_t^* und dem Transformationsbeiwert Γ und in diesem Fall beträgt $d_t = 0,726 \text{ cm}$. Mit der Multiplikation von Γ und d_u^* wird die verfügbare Verschiebung des Gesamtsystems d_u berechnet. In diesem Fall beträgt $d_u = 2,64 \text{ cm}$. Weil die Bedingung $d_u > d_t$ eingehalten ist, wird in 3muri dieser Fall als erfüllt angezeigt. Durch Dividierung der verfügbaren Verschiebung d_u mit 1,5 werden sämtliche plastischen Reserven nicht aufgebraucht. Somit wird der Nachweis auch nach EC8[1] erfüllt angesehen.

$$d_t = 0,726 \text{ cm} < d_u / 1,5 = 1,76 \text{ cm} \quad (5.2)$$

Zusammenfassung der Ergebnisse

In den Varianten 1,2 und 3 kann betrachtet werden, dass die Nachweise für die Erdbbensicherheit nicht erfüllt sind. Bei der Variante mit maximaler Bewehrung sehen die Nachweis-Berechnungen besser aus. Trotz der Abkürzung der bilinearen Pushover-Kurve, können die Nachweise der Variante 4 erfüllt werden. Weil die Verschiebungskapazität des Gebäudes größer als D_{\max} beträgt, und das Verhältnisfaktor unter 3 bleibt, haben die Abkürzungen der Pushover-Kurven keine großen negativen Auswirkungen auf das Tragverhalten. In den vier Fällen wird gezeigt, dass die Stahlbetonwände im Erdgeschoss unter Biegung versagen. Die Stützen in der ersten und zweiten Ebenen, und noch die Mauerwerkswände im Erdgeschoss versagen auf Schub.

5.2 Projektgebäude: Zehra Mustafa Dalgıç” Lisesi

“Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi” ist eine vierstöckige Schule in Istanbul. Die tragenden Elemente (Riegel und Stützen) und die Decken des Gebäudes sind aus Stahlbeton. Bei der Untersuchungen der Schule werden die Außen- und Innenwände aus Mauerwerk auch berücksichtigt. Bild 5.18 zeigt eine CAD-Zeichnung des Gebäudes.

Bild 5.18: Konstruktion der Schule “Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi” im Erdgeschoss

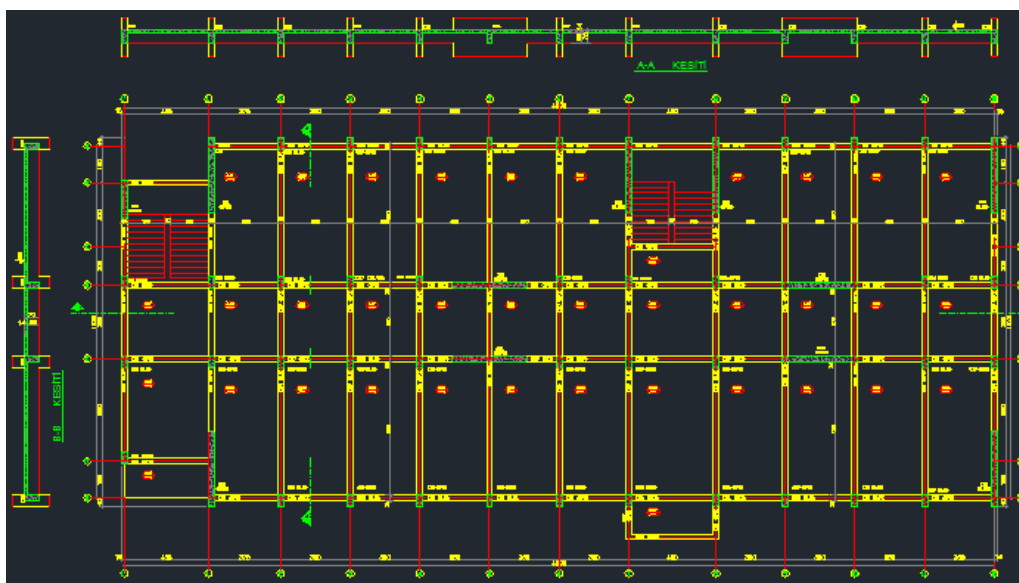


Bild 5.15 zeigt die Konstruktion des Erdgeschosses. Die Strukturen der anderen Geschosse sind identisch. Die Positionen der Trennwände aus Mauerwerk zeigen Unterschiedlichkeiten auf der verschiedenen Ebenen. In Bild 5.15 sind noch Wandscheiben aus Stahlbeton zu erkennen. Die Dicke der Außenwände und der tragenden Stahlbetonwände betragen 30 cm. Die Innenwände haben eine Stärke von 20 cm. Die Größen der Stützen sind 30/60 cm. Die Dimensionen der tragenden Wandscheiben beträgt 390/30 cm. Die Stahlbetondecken haben eine Dicke von 14cm. Die Geschosshöhen ist 3 m lang. Die Träger haben die Breite von 70 cm und die Höhe von 30 cm.

Bild 5.19: Ansicht der Schule



5.2.1 Modellierung des Gebäudes mit 3muri

Bei der Modellierung des Gebäudes ‘‘Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi’’ liegen wie bei der anderen Schule kaum Informationen vor. Die angewendete Beton- und Betonstahlart ist aus der CAD-Zeichnungen zu erkennen. Als Betonfestigkeitsklasse wird C25/30 verwendet. In dem Gebäude wurde der Betonstahl B420 eingebaut. Der Bodenbeschleunigungsparameter wird mit 0,4 angegeben. Die Bodenbedingungen der Schule, Mauerwerkseigenschaften, die benutzte Bewehrung des Gebäudes sind fehlende Informationen der Schule. Die Struktur wird in 3muri nach EC8[1], EC2[40] und EC6[41] modelliert.

5.2.2 Materialeigenschaften des Strukturs

Die Materialeigenschaften von Beton, Betonstahl und Mauerwerk in 3muri sind wie in **Kapitel 5.1.1** eingegeben.

5.2.3 Konstruktionseigenschaften der Struktur

Weil die Bewehrungen des Gebäudes wie bei der Tragwerk ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’ nicht bekannt sind, werden bei der Analyse noch mal vier verschiedene Bewehrungen benutzt.

Ausgewählte Bewehrungen für die Stützen und Stahlbetonwände:

$$A_{s,vorh} \approx A_c * 0,01$$

$$A_{s,vorh} \approx A_c * 0,02$$

$$A_{s,vorh} \approx A_c * 0,03$$

$$A_{s,vorh} \approx A_c * 0,04$$

Für die Querkraftbewehrungen der Stützen und Wandscheiben werden im allgemeinen in der Struktur werden 4-schnittige Bügel mit einem Durchmesser von 12 mm im Abstand 10 cm eingelegt. Die Betondeckung ist mit 3 cm ausgewählt. Für die Bewehrung der Träger werden sechs Bewehrungsstäbe mit

einem Durchmesser von 14 mm verwendet. Für die Bügelbewehrungen werden 2-schnittige Bügel mit einem Durchmesser von 12 mm in einem Abstand von 10 cm angeordnet. Die Decken werden nach Beton C25/30 dimensioniert. Da die horizontale Steifigkeit der vertikalen Bauteile (Wände und Stützen) wesentlich geringer als die Steifigkeit der Decken ist, wird als Vereinfachung die Bewehrung in den Decken vernachlässigt. Dies macht keinen großen Unterschied auf die Horizontalsteifigkeit des Gebäudes.

5.2.4 Einwirkende Lasten auf die Struktur

Die Deckenlasten werden nach dem Kapitel 5.1.4 ausgewählt. Die Baugrundklasse wird nach EC8[1] wieder als D untersucht. Weil die Oberflächen-wellenmagnituden M_s , die größer als 5,5 zu erwarten sind, wird als Antwortspektrum Typ 1 ausgewählt EC8[1]. Die Werte des Antwortspektrums sind in der **Tabelle 3.2** zu sehen. Wie im **Kapitel 5.1.4** gezeigt wird, wird die Bodenbeschleunigung mit $3,92 \text{ m/s}^2$ berechnet.

5.2.5 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnungen fallen wegen unterschiedlichen Bewehrungsgraden verschieden aus. Der Kontrollknoten wird in allen Analysen auf 8cm verschoben

Ergebnisse nach Variante 1: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,01$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände die nach Norm geforderte minimale Bewehrung berechnet und deren Ergebnisse beobachtet. Für die Stützen werden zwölf Stäbe mit einem Durchmesser von 14 mm ($A_{c,vorh}=18,4632 \text{ cm}^2$) eingegeben. Für die Stahlbetonwände wird der vertikale Betonstahl alle 20 cm mit einem Durchmesser von 20 mm eingegeben. Die horizontale Betonstähle kommen alle 10cm mit einem Durchmesser von 12 mm zur Annahme.

Bild 5.20: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 vor Abänderung der Pushover-Kurve

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	1,59	0,20	2,110
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	1,88	0,28	1,940
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	1,56	0,24	2,008
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	1,85	0,28	1,890
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,32	0,35	0,936
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	0,78	0,55	1,146
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,00	0,00	0,000
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	0,72	0,61	1,112
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	1,58	0,20	2,095
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	1,60	0,20	2,125
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	101,0	1,88	0,29	1,936
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-101,0	1,91	0,28	1,986
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	1,58	0,20	2,062
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	1,57	0,24	2,024
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	101,0	0,00	0,00	0,000
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-101,0	1,92	0,32	1,980
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,66	0,34	1,200
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,46	0,31	1,075
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	225,0	1,09	0,65	1,368
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-225,0	0,68	0,44	1,101
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,33	0,37	0,972
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,32	0,34	0,994
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	225,0	0,91	0,68	1,219
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-225,0	0,69	0,44	1,102

Anhand des Bildes 5.20 kann man einfach sehen, dass die geführten Analysen nach minimalen Bewehrung nicht erfüllt sind.

Ergebnisse nach Variante 2: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,02$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände eine beliebige Bewehrung eingesetzt und deren Ergebnisse beobachtet. Bei der Eingabe der Bewehrung wird versucht, dass 0,02-fache der Querschnittsfläche als Bewehrungsfläche einzusetzen. Für die Stützen werden zwölf Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=37,68 \text{ cm}^2$) benutzt.. Für die Stahlbetonwände wird der vertikale Betonstahl alle 15 cm mit einem Durchmesser von 25 mm eingegeben. Die horizontale Betonstäbe kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser von 12 mm zur Annahme.

Im Bild 5.21 kann man sehen, dass die geführte Bewehrung für die Erdbebensicherung auch nicht ausreichend ist.

Bild 5.21: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 vor Abänderung der Pushover-Kurve

	Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	1,81	1,28	2,650
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	0,0	2,33	1,16	2,825
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	1,82	1,24	2,584
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	0,0	2,33	1,12	2,791
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,00	0,00	0,000
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	0,0	0,00	0,00	0,000
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,50	0,37	1,090
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	0,0	0,00	0,00	0,000
	9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	1,82	1,28	2,648
	10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	1,81	1,28	2,653
	11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	101,0	2,34	1,16	2,827
	12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	-101,0	2,32	1,16	2,816
	13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	1,58	0,20	2,062
	14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	1,83	1,24	2,616
	15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	101,0	2,34	1,12	2,790
	16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	-101,0	2,31	1,12	2,712
	17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,60	0,28	1,163
	18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,39	0,31	1,037
	19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	225,0	0,87	0,37	1,221
	20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	-225,0	0,00	0,00	0,000
	21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,39	0,32	1,035
	22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,00	0,00	0,000
	23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	225,0	0,00	0,00	0,000
	24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	-225,0	0,00	0,00	0,000

Ergebnisse nach Variante 3: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,03$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände eine weitere beliebige Bewehrung eingesetzt und deren Ergebnisse beobachtet. Bei der Eingabe der Bewehrung wird versucht, dass 0,03-fache der Querschnittsfläche als Bewehrungsfläche einzusetzen. Für die Stützen werden 16 Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=50,24 \text{ cm}^2$) benutzt. Für die Stahlbetonwände wird der Betonstahl alle 12cm mit einem Durchmesser von 26 mm eingegeben. Die horizontale Betonstähle kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser 12 mm zur Annahme.

Bild 5.22: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 vor Abänderung der Pushover-Kurve

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	1,77	1,40	2,410
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	0,0	2,32	2,36	2,777
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	1,77	1,32	2,319
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	0,0	2,30	2,92	2,727
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,79	0,83	1,273
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	0,0	0,00	0,00	0,000
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,70	1,27	1,213
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	0,0	1,16	0,79	1,359
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	1,76	1,40	2,374
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	1,77	1,40	2,412
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	101,0	2,32	2,37	2,779
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	-101,0	2,29	2,92	2,744
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	1,58	0,20	2,062
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	1,76	1,36	2,315
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	101,0	2,31	2,92	2,727
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	-101,0	2,31	2,92	2,706
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	225,0	1,19	1,11	1,440
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	-225,0	0,00	0,00	0,000
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,74	0,90	1,241
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	225,0	3,41	0,06	11,555

Im Bild 5.22 kann man beobachten, dass manche Teilanalysen von 24 als erbracht anzusehen sind. Für eine gute Erbebenbeurteilung sollte alle Teilanalysen erbracht werden.

Ergebnisse nach Variante 4: $A_{c,vorh} \approx A_c * 0,04$

Bei dieser Analyse werden für die Stützen und Stahlbetonwände die nach der Norm geforderte maximale Bewehrung eingesetzt und deren Ergebnisse beobachtet. Für die Stützen werden 20 Stäbe mit einem Durchmesser von 20 mm ($A_{c,vorh}=62,8 \text{ cm}^2$) benutzt. Für die Stahlbetonwände wird der vertikaler Betonstahl alle 10 cm mit einem Durchmesser von 26 mm eingegeben. Die horizontale Betonstähle kommen alle 10 cm mit einem Durchmesser 12 mm zur Annahme.

Bild 5.23: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 vor Abänderung der Pushover-Kurve

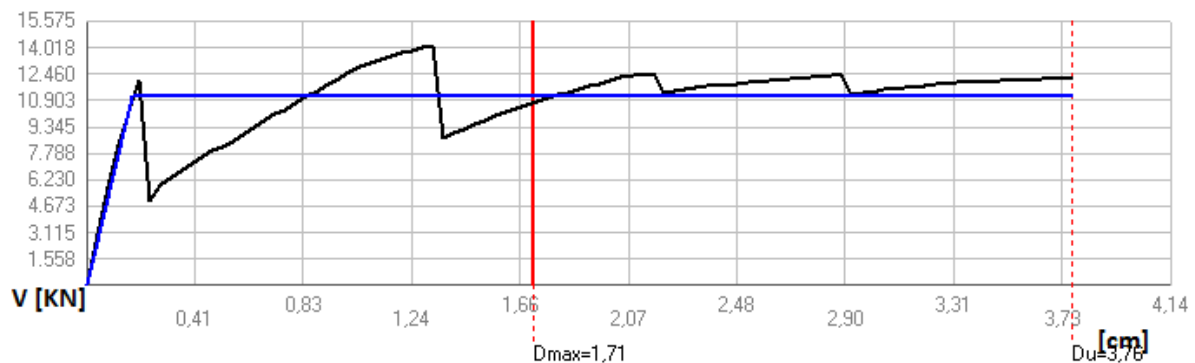
Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	1,71	3,76	2,214
2	<input type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	2,22	4,88	2,534
3	<input type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	1,72	3,84	2,218
4	<input type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	2,23	5,48	2,539
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,72	0,43	1,223
6	<input type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	1,03	1,35	1,285
7	<input type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,59	1,54	1,142
8	<input type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	1,14	1,67	1,346
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	1,71	3,77	2,204
10	<input type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	1,71	3,76	2,212
11	<input type="checkbox"/>	+X	1° Modus	101,0	2,22	4,89	2,531
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-101,0	2,21	4,92	2,528
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	1,58	0,20	2,062
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	1,72	3,72	2,227
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	101,0	2,24	5,84	2,553
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-101,0	2,24	5,20	2,539
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,81	1,50	1,313
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,84	1,25	1,323
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	225,0	1,11	1,14	1,375
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-225,0	0,00	0,00	0,000
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,72	1,43	1,223
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,84	1,22	1,305
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	225,0	1,11	1,34	1,345
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-225,0	1,19	1,52	1,387

Im Bild 5.23 kann man beobachten, dass die Teilnachweise meistens als erfüllt anzusehen werden können. Durch die maximale Bewehrung bei den Stützen und Stahlbetonwänden hat das Gebäude ein deutlich besseres Verhalten gegenüber Erbebenlast.

Bild 5.24: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in X-Richtung

Analyse-Parameter			
T^*	0,111 [s]	Verfügbare Duktilität	11,38
m^*	1.984.490,80 [kg]	Γ	1,29
w	3.095.996,88 [kg]	F^*y	8.030 [kN]
		d^*y	0,13 [cm]
		d^*u	1,43 [cm]

Bild 5.25: Die bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers bei der Analyse in X-Richtung



In diesem Fall gilt: $T^* < T_C$ liegt die Antwort des Tragwerks im Bereich einer kurzen Perioden als nichtlinear. Nach EC8[1] (Anhang I) wird $d_t^* = 0,29$ cm berechnet. Die geforderte Verschiebung d_t ist der Multiplikationswert von d_t^* und dem Transformationsbeiwert Γ und in diesem Fall beträgt $d_t = 0,3741$ cm. Mit der Multiplikation von Γ und d_u^* wird die verfügbare Verschiebung des Gesamtsystems d_u berechnet. In diesem Fall beträgt $d_u = 1,806$ cm. Weil die Bedingung $d_u > d_t$ eingehalten ist, wird in 3muri dieser Fall als erfüllt angezeigt. Durch Dividierung der verfügbaren Verschiebung d_u mit 1,5 werden sämtliche plastischen Reserven nicht aufgebraucht. Somit wird der Nachweis auch nach EC8[1] erfüllt angesehen.

$$d_t = 0,3741 \text{ cm} < d_u / 1,5 = 1,204 \text{ cm} \quad (5.2)$$

Bild 5.26: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers(in X-Richtung)

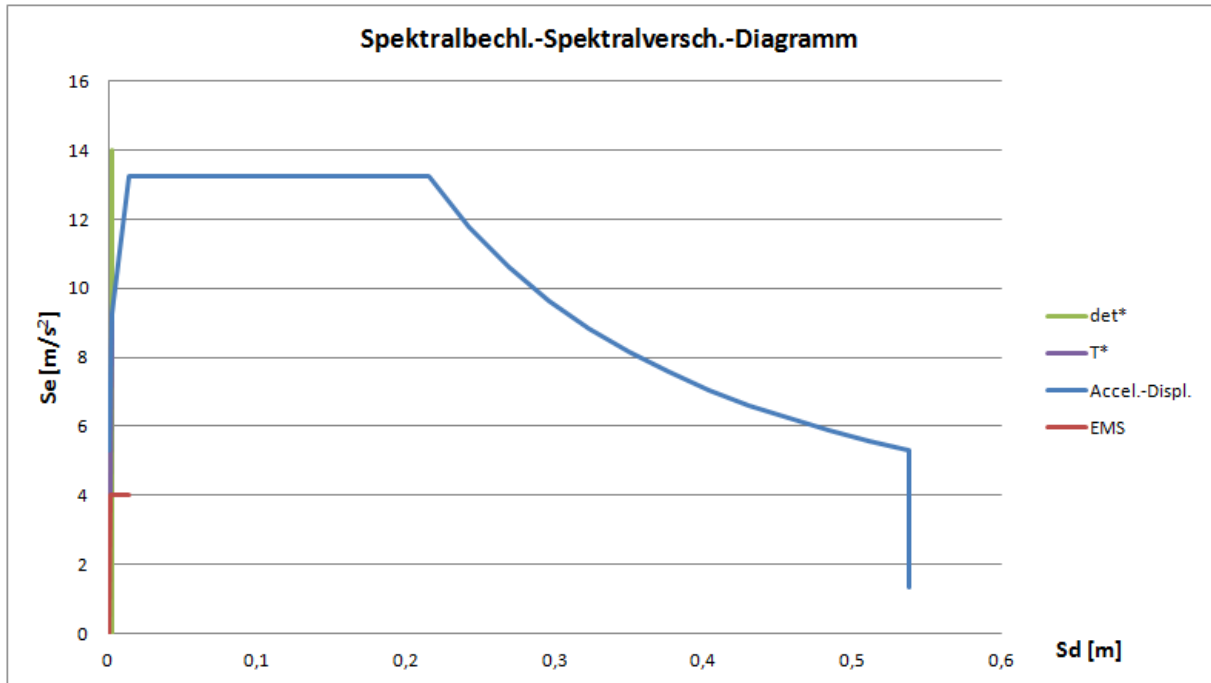
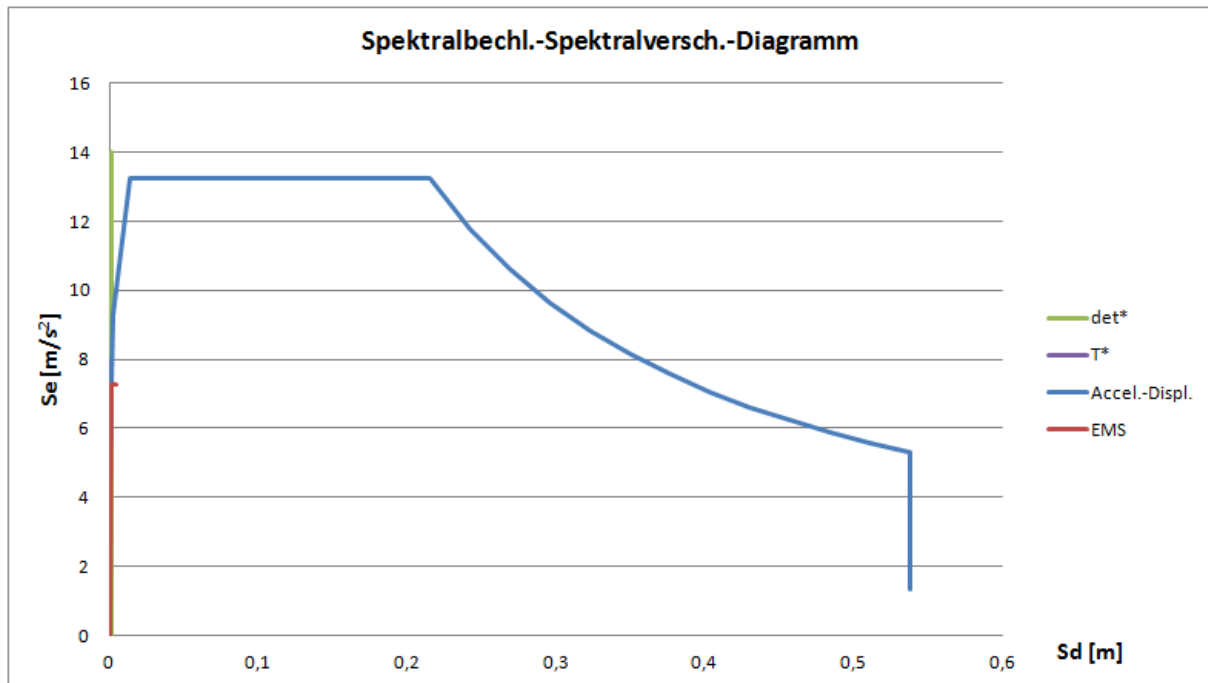


Bild 5.27: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in Y-Richtung

Analyse-Parameter			
T*	0,101 [s]	Verfügbare Duktilität	2,29
m*	1.861.801,82 [kg]	Γ	1,32
w	3.095.996,88 [kg]	F*y	13.542 [kN]
		d*y	0,19 [cm]
		d*u	0,43 [cm]

Bild 5.28: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers(in Y-Richtung)



In diesem Fall gilt: $T^* < T_C$ liegt die Antwort des Tragwerks im Bereich einer kurzen Perioden als nichtlinear. Nach EC8[1] (Anhang I) wird $d_t^* = 0,25$ cm berechnet. Die geforderte Verschiebung d_t ist der Multiplikationswert von d_t^* und dem Transformationsbeiwert Γ und in diesem Fall beträgt $d_t = 0,33$ cm. Mit der Multiplikation von Γ und d_u^* wird die verfügbare Verschiebung des Gesamtsystems d_u berechnet. In diesem Fall beträgt $d_u = 0,43$ cm. Obwohl die Bedingung $d_u > d_t$ eingehalten ist, wird durch Dividierung der verfügbaren Verschiebung d_u mit 1,5 die Verschiebekapazität des Gebäudes auf 0,286 cm reduziert, daher kann der Nachweis nach EC8[1] als nicht erfüllt angesehen werden.

$$d_t = 0,33 \text{ cm} > d_u / 1,5 = 0,286 \text{ cm} \quad (5.3)$$

Zusammenfassung der Ergebnisse

In den Varianten 1 und 2 kann betrachtet werden, dass die Nachweise für die Erdbebensicherheit nicht erfüllt sind. Im ersten Blick sieht die Variante 3 besser als die ersten beiden Varianten aus. Deshalb ist die Variante 3 intensiver zu beobachten. Die Teileinstürze, die letztendlich das Gebäude zu einem totalen Einsturz führen, werden herausgefunden und die Pushover-Kurve wird abgekürzt. Allerdings werden in diesem Fall die Nachweise nicht als erbracht angesehen. Nach der Abkürzung kriegt man neue D_{\max} und D_u -Werte. Hier ist zu beachten, dass falls vor der Kürzung der Pushover-Kurve die Differenz der D_u und D_{\max} Werte sehr klein ist, diese nach der Abkürzung ganz andere Werte mit größeren Differenzen annehmen können. Der andere Grund, warum die Nachweise nicht erfüllt sind, ist, dass der Verhältnissbeiwert q größer als 3 beträgt. Bei der Variante 4 werden auch die Pushover-Kurven wegen Teileinsturzmöglichkeiten abgekürzt. Trotzdem werden die Nachweise bei der Variante 4 erfüllt. Mit steigender Bewehrungsmenge zeigt das Tragwerk deutlich besseres Verhalten. In allen vier Fällen, wie in der ersten analysierten Schule, wird beobachtet, dass die Stahbetonwände im Erdgeschoss unter Biegung versagen. Die Stützen in den ersten und zweiten Ebenen, und die Mauerwerkswände im Erdgeschoss versagen auf Schub.

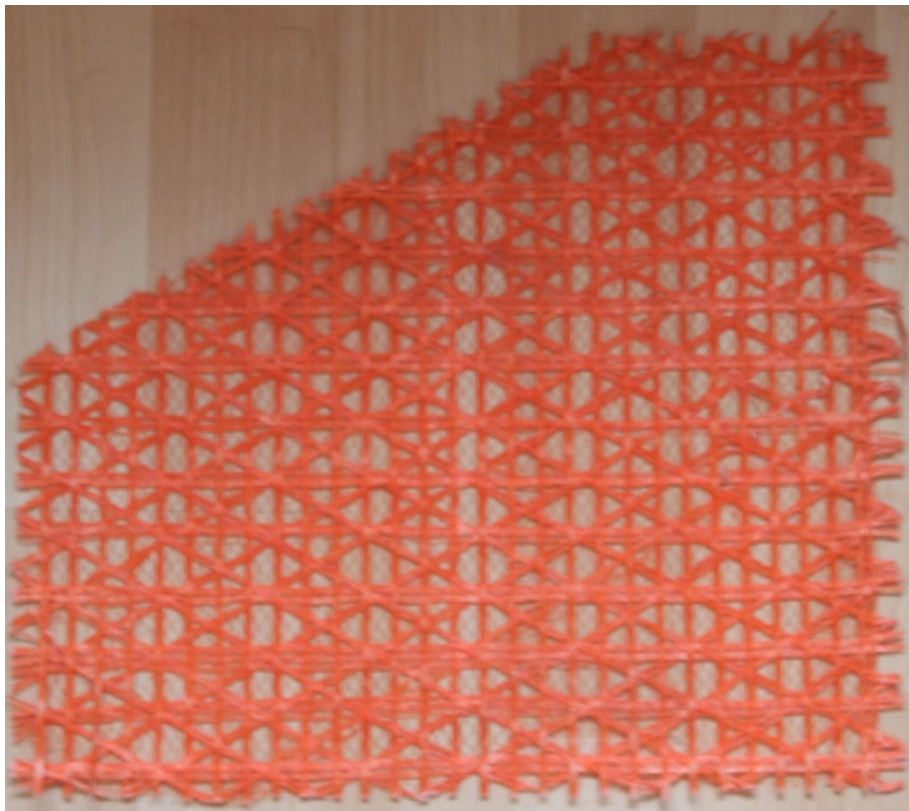
6 Untersuchungen der Schulen mit faser-verstärktem Mauerwerk

In diesem Kapitel wird versucht, die Mauerwerkswände der beiden Schulen mit einem Gewebe zu verstärken. Danach wird die Tragkapazität der Tragwerke untersucht.

6.1 Faserverstärkung der Schulen

Für die Faserbewehrung der Mauerwerke werden CFK-Bewehrungen eingesetzt. Dieses Gewebe wurde von dem Firma RÖFIX entwickelt und besteht aus Glas- und synthetischen Kunstfasern. Das Gewebe wird auf die Wände aus Mauerwerk geklebt. Mit einem Putz wird es noch eingebettet. Diese Faserbewehrung kann dreiachsig arbeiten[29].

Bild 6.1: von dem Firma RÖFIX entwickelte Gewebe



Materialeigenschaften des Gewebes

Die Materialeigenschaften wurden am Karlsruher Institut für Technologie (KIT) untersucht und bestimmt.

Tabelle 6.1: Materialeigenschaften des Gewebes(Quelle: M. Urban)

	Maximale Zugfestigkeit(N/5cm)	Dehnung bei F_{\max} (%)	Elastizitätsmodul (N/mm^2)
0°-Richtung	1817	2,62	27720
60°-Richtung	895	16,91	2350
90°-Richtung	1960	3,10	25290

Mit der folgender Formel nach Hooke wird noch das Elastizitätsmodul berechnet;

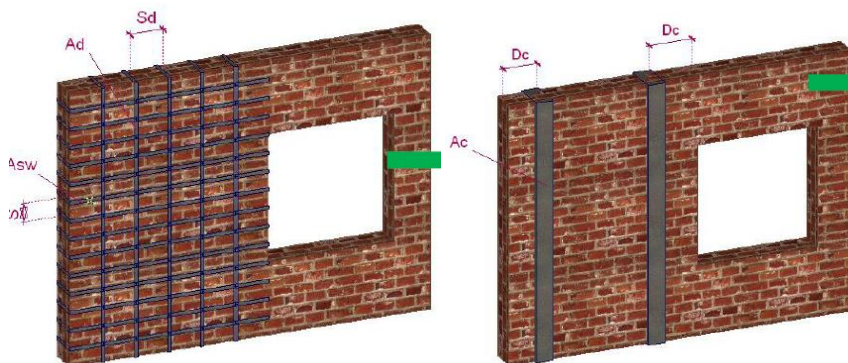
$$\sigma = \varepsilon * E \quad (6.1)$$

$$\sigma = F/A \quad (6.2)$$

Eingabe der Bewehrung ins Berechnungsprogramm 3muri

In 3muri können die Eigenschaften des Gewebes durch die Option ‘‘CFK-Bewehrung’’ definiert werden. Erst werden die Materialeigenschaften eingegeben, danach folgt die Definiton des Gewebes. Weil in 3muri nur 2-Axialen Bewehrungen eingegeben werden können, werden die Kunststofffasern in 60° Richtung vernachlässigt.

Bild 6.2: Eingabe der CFK-Bewehrung in 3muri



6.2 Ergebnisse

Die Verschiebekapazität mit faserverstärktem Mauerwerk der beiden Schulen werden nach Norm EC8[1] nochmals untersucht. Die Untersuchungen werden nach den Varianten, die im Kapitel 5.1.3 definiert werden, erledigt.

6.2.1 Projektgebäude ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’

Ergebnisse nach Variante 1

**Bild 6.3: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 mit verstärkter Mauerwerks-
wände**

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	☑	+X	Massen	0,0	0,80	2,17	0,667
2	☑	+X	1 ^o Modus	0,0	1,07	2,92	0,744
3	☑	-X	Massen	0,0	0,83	2,25	0,665
4	☑	-X	1 ^o Modus	0,0	1,09	3,04	0,744
5	☑	+Y	Massen	0,0	0,70	1,96	0,542
6	☑	+Y	1 ^o Modus	0,0	0,95	2,68	0,620
7	☑	-Y	Massen	0,0	0,80	1,91	0,582
8	☑	-Y	1 ^o Modus	0,0	1,15	4,03	0,723
9	☑	+X	Massen	98,3	0,82	2,18	0,674
10	☑	+X	Massen	-98,3	0,80	2,15	0,663
11	☑	+X	1 ^o Modus	98,3	1,07	2,95	0,748
12	☑	+X	1 ^o Modus	-98,3	1,05	2,94	0,742
13	☑	-X	Massen	98,3	0,84	2,26	0,670
14	☑	-X	Massen	-98,3	0,82	2,23	0,661
15	☑	-X	1 ^o Modus	98,3	1,10	3,07	0,747
16	☑	-X	1 ^o Modus	-98,3	1,09	3,01	0,745
17	☑	+Y	Massen	148,5	0,67	1,65	0,603
18	☑	+Y	Massen	-148,5	0,67	0,59	1,037
19	☑	+Y	1 ^o Modus	148,5	0,92	2,11	0,675
20	☑	+Y	1 ^o Modus	-148,5	0,93	2,92	0,635
21	☑	-Y	Massen	148,5	0,78	2,05	0,668
22	☑	-Y	Massen	-148,5	0,79	2,77	0,579
23	☑	-Y	1 ^o Modus	148,5	1,16	3,53	0,773
24	☑	-Y	1 ^o Modus	-148,5	1,09	3,22	0,719

Im Bild 6.3 kann man sehen, dass die nicht erfüllte Nachweise ohne Faserbewehrung mit der CFK-Bewehrung deutlich verbessert sind, und die D_{max} -Werte und die Duktilität des Gebäudes werden reduziert. Durch die horizontale und vertikale Faserbündel werden das Abscheren der Mauerwerkswände verhindert. Die Wände versagen unter Biegung.

Ergebnisse nach Variante 2

Bild 6.4: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 mit verstärkter Mauerwerkswände

1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,81	2,25	0,634
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	1,06	3,09	0,711
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,83	2,33	0,630
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	1,09	3,12	0,711
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,72	1,89	0,561
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	1,11	3,11	0,603
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,80	2,25	0,545
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	1,09	3,89	0,668
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	98,3	0,82	2,27	0,638
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-98,3	0,80	2,23	0,631
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	98,3	1,07	3,07	0,715
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-98,3	1,05	3,06	0,708
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	98,3	0,84	2,35	0,633
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-98,3	0,82	2,26	0,626
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	98,3	1,10	3,15	0,713
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-98,3	1,08	3,13	0,711
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	148,5	0,68	1,89	0,594
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-148,5	0,76	3,16	0,541
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	148,5	0,92	2,30	0,682
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-148,5	1,04	2,88	0,638
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	148,5	0,74	1,76	0,672
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-148,5	0,73	2,82	0,569
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	148,5	1,13	3,75	0,701
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-148,5	1,10	3,63	0,646

Im Bild 6.4 kann gesehen werden, dass alle Nachweise erfüllt sind. Sowie die D_{\max} -Werte fallen die Verhältnisbeiwerte q_u auch ab. Trotz der Abkürzung der Pushover-Kurve ist der Nachweise als erfüllt anzusehen. Auch hier versagen die Mauerwerkswände und Stahbetonelemente unter Biegung plastisch.

Ergebnisse nach Variante 3 und Variante 4

Bei den Analysen nach Variante 3 und 4 wird auch beobachtet, dass sich die Tragfähigkeit der Struktur sich erhöht. Die D_{\max} - und Verhältnisbeiwerte q_u sehen sich identisch in Analysen 3 und 4 aus. Anhand des höheren Bewehrungsanteil wird untersucht, dass in der Variante 4 mehr Verschiebekapazität des Gebäudes vorhanden ist.

**Bild 6.5: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 mit verstärkten Mauerwerks-
wänden**

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,82	2,56	0,615
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	1,06	3,16	0,671
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,83	2,36	0,594
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	1,09	3,24	0,673
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,74	2,30	0,540
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	1,10	3,29	0,611
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,78	2,40	0,565
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	1,14	3,40	0,633
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	98,3	0,82	2,54	0,616
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-98,3	0,81	2,27	0,593
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	98,3	1,07	3,15	0,674
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-98,3	1,05	3,18	0,670
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	98,3	0,84	2,39	0,596
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-98,3	0,83	2,34	0,594
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	98,3	1,10	3,23	0,673
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-98,3	1,09	3,21	0,673
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	148,5	0,64	1,97	0,619
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-148,5	0,77	2,94	0,529
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	148,5	0,92	2,50	0,653
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-148,5	1,04	3,18	0,616
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	148,5	0,81	1,82	0,608
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-148,5	0,77	2,87	0,532
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	148,5	1,15	2,93	0,690
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-148,5	1,13	3,59	0,610

**Bild 6.6: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 mit verstärkten Mauerwerks-
wänden**

1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,82	2,60	0,588
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	1,07	3,32	0,643
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,84	2,68	0,588
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	1,09	3,36	0,645
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,74	2,45	0,541
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	1,10	3,61	0,594
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,80	2,50	0,547
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	1,17	3,37	0,619
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	98,3	0,83	2,62	0,590
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-98,3	0,82	2,58	0,587
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	98,3	1,08	3,27	0,646
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-98,3	1,06	3,29	0,641
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	98,3	0,85	2,47	0,573
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-98,3	0,84	2,62	0,584
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	98,3	1,10	3,35	0,646
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-98,3	1,09	3,37	0,644
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	148,5	0,71	2,08	0,583
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-148,5	0,77	3,35	0,520
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	148,5	0,92	2,60	0,650
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-148,5	1,08	3,44	0,604
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	148,5	0,83	2,04	0,597
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-148,5	0,79	3,19	0,528
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	148,5	1,21	3,22	0,655
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-148,5	1,15	4,15	0,596

6.2.2 Projektgebäude "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi"

Ergebnisse nach Variante 1

Bild 6.7: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 mit verstärkten Mauerwerkswänden

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,93	2,37	0,947
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	0,0	1,38	2,61	0,993
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,92	2,37	0,939
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	0,0	1,36	2,57	0,979
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,43	1,38	0,492
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	0,0	0,51	1,89	0,539
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,42	1,54	0,500
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	0,0	0,54	1,86	0,515
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	0,92	2,37	0,947
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	0,93	2,36	0,948
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	101,0	1,37	2,62	0,990
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	-101,0	1,38	2,61	0,995
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	0,92	2,37	0,940
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	0,92	2,36	0,940
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	101,0	1,36	2,58	0,984
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	-101,0	1,36	2,56	0,978
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,41	1,40	0,550
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,37	1,78	0,471
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	225,0	0,49	1,54	0,606
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	-225,0	0,54	3,12	0,499
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,32	1,30	0,558
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,38	1,74	0,463
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	225,0	0,49	1,36	0,604
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	-225,0	0,57	2,52	0,469

Im Bild 6.7 kann betrachtet werden, dass das Verschiebvermögen des Gebäudes deutlich erhöht wird. Während dem Anstieg der D_u -Werte fallen die Verhältnisbeiwerte q ab. Es wird auch beobachtet, dass der Schubwiderstand der Struktur abgestiegen ist. Das Versagen des Gebäudes wird durch die Biegung der Stahlbetonwände in X-Richtung sowie in Y-Richtung verwirklicht.

Ergebnisse nach Variante 2

Bild 6.8: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 mit verstärkten Mauerwerkswände

1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,92	2,45	0,873
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	0,0	1,36	2,73	0,902
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,91	2,45	0,865
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	0,0	1,35	2,73	0,905
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,44	1,52	0,460
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	0,0	0,56	2,01	0,505
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,44	1,70	0,464
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	0,0	0,58	2,03	0,493
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	0,92	2,45	0,869
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	0,92	2,44	0,877
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	101,0	1,36	2,74	0,902
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1 ^o Modus	-101,0	1,36	2,73	0,905
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	0,91	2,41	0,861
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	0,91	2,44	0,868
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	101,0	1,34	2,74	0,908
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1 ^o Modus	-101,0	1,35	2,72	0,909
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,41	1,38	0,531
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,42	2,21	0,442
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	225,0	0,51	1,76	0,571
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1 ^o Modus	-225,0	0,53	2,80	0,480
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,41	1,44	0,527
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,38	2,18	0,441
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	225,0	0,56	1,75	0,556
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1 ^o Modus	-225,0	0,64	2,72	0,458

Im Bild 6.8 kann untersucht werden, dass alle Nachweise erfüllt sind. Sowie die D_{\max} -Werte fallen die Verhältnisbeiwerte q_u auch ab. Trotz der Abkürzung der Pushover-Kurve ist der Nachweise als erbracht anzusehen. Hier wird es auch betrachtet, dass die Mauerwerkswände und Stahlbetonelemente unter Biegung plastisch versagen.

Ergebnisse nach Variante 3 und Variante 4

Die Ergebnisse des Nachweises nach Varianten 3 und 4 sehen sich auch hier ähnlich aus. Der Performance Point der beiden Varianten haben identische Werte. Infolge der höheren Bewehrung kann gesagt werden, dass in der Variante 4 ein größerer Tragwiderstand zur Verfügung steht.

**Bild 6.9: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 mit verstärkten Mauerwerks-
wänden**

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,92	2,45	0,823
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	1,35	2,97	0,863
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,91	2,45	0,817
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	1,34	2,85	0,860
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,43	1,75	0,447
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	0,57	2,08	0,492
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,43	1,74	0,449
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	0,57	2,07	0,479
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	0,91	2,45	0,821
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	0,92	2,44	0,826
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	101,0	1,35	2,98	0,863
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-101,0	1,35	2,97	0,861
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	0,91	2,45	0,819
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	0,91	2,44	0,821
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	101,0	1,34	2,86	0,856
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-101,0	1,34	2,84	0,860
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,41	1,46	0,514
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,42	2,13	0,427
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	225,0	0,51	1,78	0,557
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-225,0	0,58	2,76	0,462
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,41	1,41	0,514
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,43	2,11	0,416
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	225,0	0,56	1,72	0,540
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-225,0	0,65	2,79	0,438

**Bild 6.10: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 mit verstärkten Mauerwerks-
wänden**

Nr.	In den Bericht	Rtg. Erdbebe	Verteilung seismische Last	Exz. [cm]	Dmax SLU [cm]	Du SLU [cm]	q* SLU
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	0,0	0,92	2,53	0,801
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	0,0	1,35	3,09	0,844
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	0,0	0,91	2,57	0,790
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	0,0	1,34	3,05	0,836
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	0,0	0,43	1,77	0,431
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	0,0	0,57	2,27	0,476
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	0,0	0,46	1,75	0,429
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	0,0	0,57	2,08	0,471
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	101,0	0,91	2,53	0,799
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Massen	-101,0	0,92	2,52	0,802
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	101,0	1,35	3,10	0,844
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° Modus	-101,0	1,35	3,09	0,845
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	101,0	0,91	2,53	0,789
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Massen	-101,0	0,91	2,52	0,790
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	101,0	1,34	3,06	0,838
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° Modus	-101,0	1,34	3,00	0,834
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	225,0	0,41	1,51	0,497
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Massen	-225,0	0,41	2,13	0,417
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	225,0	0,50	1,84	0,543
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° Modus	-225,0	0,60	2,80	0,448
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	225,0	0,41	1,46	0,501
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Massen	-225,0	0,43	2,20	0,404
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	225,0	0,58	1,82	0,518
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° Modus	-225,0	0,61	3,06	0,428

6.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Bei den Analysen wird gezeigt, dass die Nachweise der Erdbebenbemessung durch das Gewebe erfüllt werden kann. Der Tragwiderstand der beiden Schulen wird mit Hilfe der CFK-Bewehrung erhöht. Auch eine Reduzierung der Duktilität wird festgesetzt.

Tabelle 6.2: Atatürk Kız Lisesi: Vergleich zwischen nichtverstärkten und verstärkten Strukturen nach allen Varianten

Variante 1	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	5,32	0,80	-85	2,28	0,70	-70
d_u [cm]	2,24	2,17	-3	1,04	1,96	88
q_u	3,027	0,667	-88	1,747	0,542	-69
Verfügbare Duktilität	3,78	1,79	-53	2,35	1,52	-35
Max.Horizontalkraft[kN]	5234	20066	284	7090	22454	217

Variante 2	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	5,32	0,81	-85	2,39	0,72	-70
d_u [cm]	2,56	2,25	-12	1,13	1,89	68
q_u	2,586	0,634	-75	1,801	0,561	-69
Duktilität	3,12	1,76	-44	2,54	1,47	-42
Max.Horizontalkraft[kN]	6126	21111	244	6926	21866	215

Variante 3	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	5,72	0,82	-85	2,34	0,74	-69
d_u [cm]	2,96	2,56	-13	0,99	2,30	130
q_u	2,159	0,615	-72	1,756	0,540	-70
Duktilität	2,49	1,93	-23	2,16	1,68	-22
Max.Horizontalkraft[kN]	7335	21820	198	7105	22800	220

Variante 4	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	6,08	0,82	-87	2,42	0,74	-70
d_u [cm]	6,88	2,60	-63	4,46	2,25	-50
q_u	2,107	0,588	-72	1,825	0,541	-70
Duktilität	5	1,86	-62	10,13	1,79	-82
Max.Horizontalkraft[kN]	7518	22857	204	6836	22772	233

Tabelle 6.3: Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi: Vergleich zwischen nichtverstärkten und verstärkten Strukturen nach allen Varianten

Variante 1	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	1,59	0,93	-42	0,32	0,43	34
d_u [cm]	0,20	2,37	1085	0,35	1,38	294
q_u	2,110	0,947	-55	0,936	0,492	-48
Verfügbare Duktilität	2,42	1,18	-52	1,56	1,04	-34
Max.Horizontalkraft[kN]	8997	24275	170	18516	32247	74

Variante 2	X-Richtung			Y-Richtung*		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	1,81	0,92	-50	0,90	0,44	-52
d_u [cm]	1,28	2,45	91	0,77	1,69	119
q_u	2,650	0,873	-67	1,378	0,463	-67
Duktilität	9,37	2,33	-75	3,42	1,79	-48
Max.Horizontalkraft[kN]	7166	26280	266	12518	39628	217

Variante 3	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	1,77	0,92	-48	0,79	0,43	-46
d_u [cm]	1,40	2,45	75	0,83	1,75	110
q_u	2,410	0,823	-66	1,273	0,447	-65
Duktilität	8,93	2,20	-76	3,31	1,81	-45
Max.Horizontalkraft[kN]	7939	27851	250	13619	41012	201

Variante 4	X-Richtung			Y-Richtung		
	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %	unverstärkt	verstärkt	Steigerung %
d_{\max} [cm]	1,71	0,92	-46	0,68	0,43	-36
d_u [cm]	2,53	3,76	32	1,22	1,77	45
q_u	2,214	0,801	-64	1,199	0,431	-64
Duktilität	21,50	2,21	-90	4,59	1,77	-62
Max.Horizontalkraft[kN]	8679	28617	229	14469	42422	194

*Kontrollknoten werden um 16 cm verschoben

Ergebnisse

Atatürk Kız Lisesi: In der Tabelle 6.2 ist zu sehen, dass es zwischen den bewehrten und unbewehrten Mauerwerkswänden einen großen Unterschied gibt. Die Duktilität der Struktur reduziert sich durchschnittlich um ca. 45 % in X- und Y- Richtung. Der Verhältnissbeiwert q reduziert sich auch durchschnittlich um ca. 76 % in X-Richtung und 70 % in Y-Richtung. Die verfügbare Verschiebung d_u nimmt mit fallender Duktilität in X-Richtung ab, während sie in Y-Richtung ansteigt. Man kann auch beobachten, dass der Wert d_u bei der Variante 4 in Y-Richtung sich mindert. Dies kann bedeuten, dass wegen der erhöhten Bewehrung bei der Variante 4 das Tragwerk ein sprödes Verhalten hat. Die aufnehmbare einwirkende Horizontalkraft auf das Gebäude erhöht sich mit den CFK-Bewehrungen. Der Tragwiderstand in beiden Richtungen steigt durchschnittlich um ca. 210 % Richtung an.

Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi: In der Tabelle 6.3 kann beobachtet werden, dass die verfügbare Duktilität general abnimmt. In X-Richtung reduziert die Duktilität sich durchschnittlich um ca. 74 %. Die Duktilität in Y-Richtung sinkt durchschnittlich um ca. 47 %. Die Verschiebekapazität d_u der Struktur wurde mit der CFK-Bewehrung für die X- und Y-Richtung angestiegen, wie die aufnehmbare maximale Horizontalkraft in beiden Richtungen. Der Tragwiderstand in X-Richtung steigt um 220 % an. In Richtung Y steigt der Tragwiderstand durchschnittlich um ca. 170 %. Der Verhältnissbeiwert q_u verringert sich. Anschließend ist noch zu sagen, dass mittels der bewehrten Mauerwerkswände sich die Verschiebekapazität des Tragwerks in beiden Richtungen erhöht.

7 Untersuchungen der Schulen mit ETABS

In diesem Kapitel wird mit ETABS die statische nichtlineare Pushover-Berechnung der beiden Schulen durchgeführt. Danach werden die Ergebnisse mit 3muri verglichen.

7.1 Modellierung der Schulen

Weil die beiden Schulen die gleiche Materialeigenschaften (Beton und Betonstahl, Mauerwerk) aufweisen, werden die Baustoffe genau wie in 3muri (**Kapitel 5.1.2**) definiert. Weil in ETABS für Mauerwerke kein vorgefertigtes Modell existiert, wird für das Mauerwerk ein orthotropes Material geschaffen. Mauerwerke werden in ETABS als "MASONARY" zugewiesen. Die Wichte wird mit $\gamma = 12 \text{ KN/m}^3$ und die Dichte mit $\rho = 1223 \text{ kg/m}^3$ eingegeben.

Die Erstellung der Stahlbetonstützen werden über "Define Frame Section" erledigt. ETABS definiert die Stützen als Stabelemente. Die Bewehrungseingabe der Stützen werden nach der Variante 4 ausgewählt um mit 3muri verglichen werden zu können. Die Stützen- und Stahlbetonwandeigenschaften können wie in den Kapiteln 5.1.5 und 5.2.4 betrachtet werden. Die Stahlbetonwände werden auch nach der Variante 4 als Flächenelemente modelliert. Die Erstellung der Stahlbetonwände werden über "Shear Wall Design" und "General Reinforcing Pier Section" ermöglicht.

Die Wände aus Mauerwerk und die Decke werden im "Wall/Slab/Deck Section"-Menüfenster definiert. Für das Material der Decken wird "C25" ausgewählt. Für die Mauerwerkswände wird das Material "Masonry" zugewiesen. In ETABS gibt es die Möglichkeit, für Flächenelemente ein Elementtyp auszuwählen. Die Erstellung der Flächenelemente erfolgt über "Shell", "Membrane" und "Plate". Die Eigenschaften der Elementtypen werden im Kapitel 4.2.2 erklärt. Damit man die Analysen mit 3muri vergleichen kann, werden sie in ETABS in drei verschiedenen Kombinationen der Elementtypen durchgeführt.

Variante 1: Wand und Decke : Shellelemente

Bei dieser Variante wird die Option "Thick Plate" nicht markiert. So wird die Berechnungen bei Platteneinwirkungen des Scheibenelements ohne Schubverzerrung durchgeführt. Über die Funktion "Area Object Auto Mesh Option" wird eine Vernetzung für die Decke und die Wände aus Mauerwerk zugeteilt.

Variante 2: Wand : Shellelemente und Decke : Membranelemente

Bei dieser Variante wird die Decke als "Membrane" definiert. Mit dieser Funktion wird keine Deckenberechnung durchgeführt, sondern nur die Lasten der Decken werden auf die anderen Elemente weitergeleitet. In 3muri werden die Berechnungen für die Decken wie diese Methode durchgeführt. Die Option "Special One-Way Load Distribution" wird bei dieser Variante aktiviert, damit man wie in 3muri eine Monodirektionale Lastabtragung der Decken modellieren kann. Die Wände werden im Gegensatz zu den Decken vernetzt.

Variante 3: Wand und Decke : Membrane

Wie die Decken werden die Wände bei dieser Variante auch als "Membrane" definiert. Danach wird die Näherung mit der von 3muri entwickelte Pushover-Kurve untersucht.

Bild 7.1: Eigenschaften des Mauerwerks

Material Property Data																					
Material Name	MASONARY																				
Type of Material	<input type="radio"/> Isotropic <input checked="" type="radio"/> Orthotropic																				
Analysis Property Data	<table border="0"> <tr> <td>Mass per unit Volume</td> <td></td> <td>1.223</td> </tr> <tr> <td>Weight per unit Volume</td> <td></td> <td>12.</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Modulus of Elasticity</td> <td>Dir 1</td> <td>5000000.</td> </tr> <tr> <td>Dir 2</td> <td>5000000.</td> </tr> <tr> <td>Dir 3</td> <td>10000.</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Poisson's Ratio</td> <td>Plane 12</td> <td>0.1</td> </tr> <tr> <td>Plane 13</td> <td>0.1</td> </tr> <tr> <td>Plane 23</td> <td>0.1</td> </tr> </table>	Mass per unit Volume		1.223	Weight per unit Volume		12.	Modulus of Elasticity	Dir 1	5000000.	Dir 2	5000000.	Dir 3	10000.	Poisson's Ratio	Plane 12	0.1	Plane 13	0.1	Plane 23	0.1
Mass per unit Volume		1.223																			
Weight per unit Volume		12.																			
Modulus of Elasticity	Dir 1	5000000.																			
	Dir 2	5000000.																			
	Dir 3	10000.																			
Poisson's Ratio	Plane 12	0.1																			
	Plane 13	0.1																			
	Plane 23	0.1																			
Design Property Data																					
Display Color	Color: []																				
Type of Design	Design: None																				

7.2. Vergleich der Eigenperioden und Eigenformen mit 3muri

Um die Richtigkeit des Vergleiches mit 3muri und ETABS prüfen zu können, werden die Eigenperioden und Eigenformen der Modelle verglichen. Die Eigenperiode der beiden Schulen werden nach der maximalen Bewehrung (Varinate 4) berechnet.

Tabelle 7.1: Eigenperioden mit modalen Massen der Schule "Atatürk Kız Lisesi" in 3muri

Eigenform	T [s]	Mx [%]	My [%]
1	0,15276	81,73	0,01
2	0,13572	0	82,78
3	0,12560	5,44	0,03

Tabelle 7.2: Eigenperioden mit modalen Massen der Schule "Mustafa Zehra Dalgıç" in 3muri

Eigenform	T [s]	Mx [%]	My [%]
1	0,11287	84,62	1,87
2	0,10527	2,07	80,29
3	0,09456	0,98	0

Weil zur Ermittlung der Pushover-Kurve meist die erste Eigenform des Tragwerks berücksichtigt wird, werden die ersten relevanten Eigenformen für jede Richtung bestimmt. Die ersten Eigenformen sind Translations-schwingungen der Schulen in X-Richtung. In der Tabelle ist abzulesen, dass 81 % der Gesamtmasse zu dieser Schwingungsform gehört. Die zweite relevante Eigenform zeigt eine Torsionsschwingung um das Steifigkeitszentrum der Schulen. Die dritte relevante Eigenform ist auch eine Translationsschwingung entlang der Y-Achse.

Ergebnisse nach Variante 1

Tabelle 7.3: Das Modell: " Atatürk Kız Lisesi"; Die von ETABS ermittelte Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri

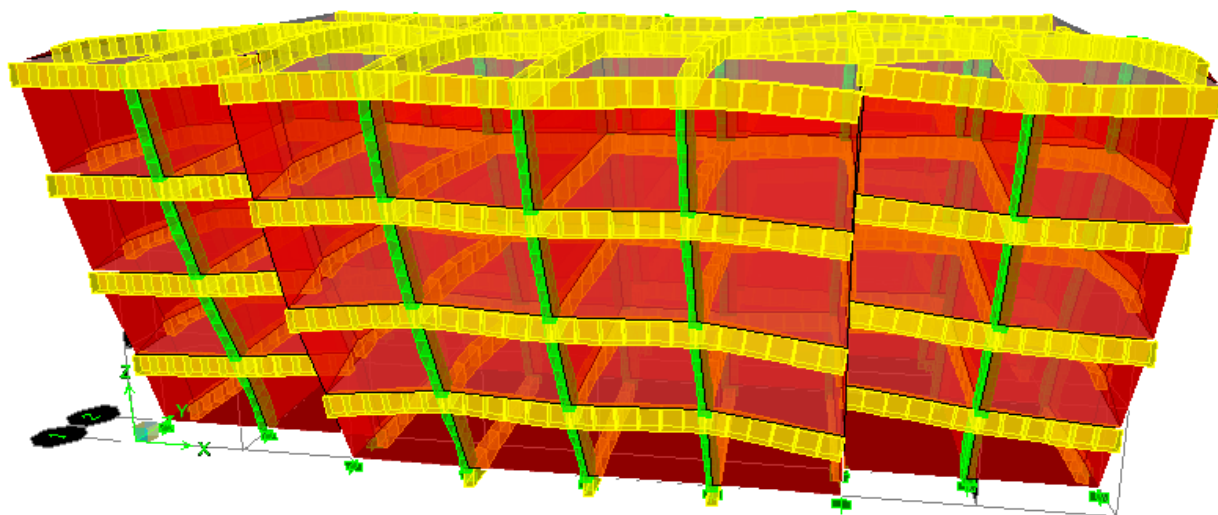
Eigenform	T [s]	Vergleich zu 3muri[%]	Mx[%]	Vergleich zu 3muri[%]	My[%]	Vergleich zu 3muri[%]
1	0,15758	3	88,68	8	0,01	0
2	0,15052	10	0	0	83,62	1
3	0,12766	2	3,01	-45	0,03	0

Tabelle 7.4: Das Modell: "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi" ; Die von ETABS ermittelte Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri

Eigenform	T [s]	Vergleich zu 3muri[%]	Mx[%]	Vergleich zu 3muri[%]	My[%]	Vergleich zu 3muri[%]
1	0,15780	28	81,97	-4	0,51	-66
2	0,12596	16	1,09	-48	86,17	7
3	0,12005	22	0,78	-21	0	0

In den Tabellen 7.3 und 7.4 werden die Ergebnisse der Analyse aus ETABS und 3muri miteinander verglichen. Die Eigenperioden des Modells "Atatürk Kız Lisesi" ist im Vergleich zu 3muri ähnlich. Bei dem Projektgebäude "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi" zeigen die Eigenperioden Unterschiedlichkeiten auf. Bei dem Gebäude "Atatürk Kız Lisesi" werden in der ersten Eigenform 88,68 % der Gesamtmasse als Translationschwingung aktiviert. Dieser Wert ist um 8 % höher als das 3muri Ergebnis. Im Bild 7.2 ist die erste Eigenform der Schule zu sehen. Bei dem Gebäude "Mustafa Dalgıç Lisesi" wird 81,97 % der Gesamtmasse in der ersten Eigenform aktiviert.

Bild 7.2: Erste Eigenform des Tragwerks "Atatürk Kız Lisesi" in ETABS



Obwohl manche Unterschiede zwischen den Ergebnissen von 3muri und ETABS bestehen, wird beurteilt, dass die Modelle gut nachgebildet sind. Deswegen werden die beiden Modelle für die weiteren Pushover-Berechnungen mit ETABS verwendet.

Bild 7.3: Zweite Eigenform des Tragwerks ‘Atatürk Kız Lisesi’ in ETABS

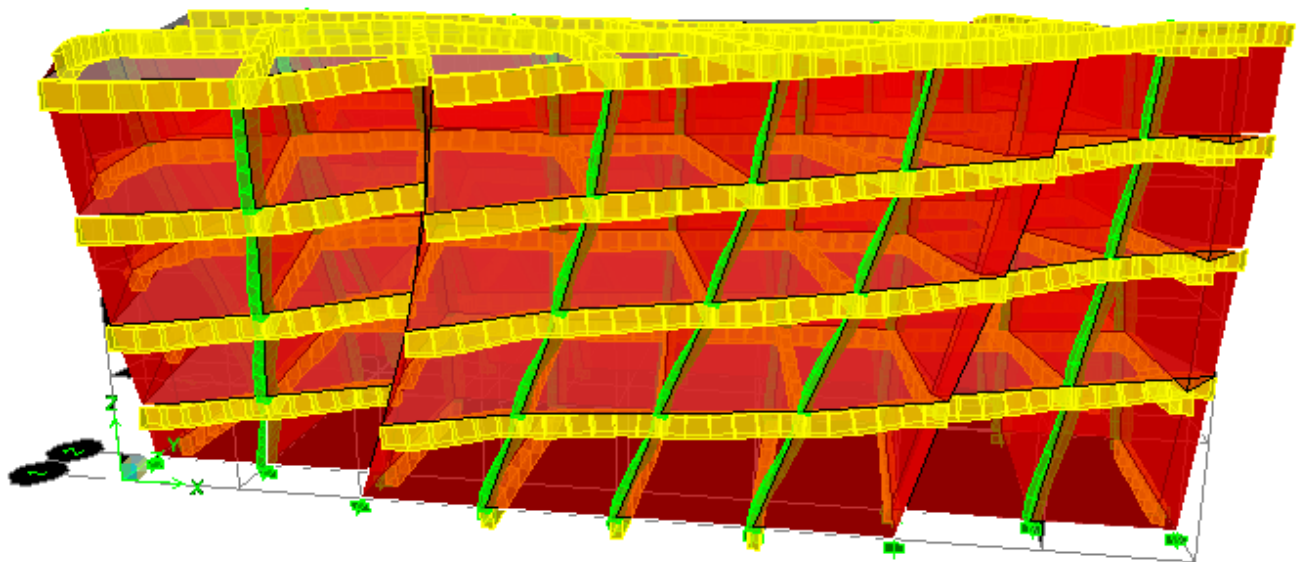
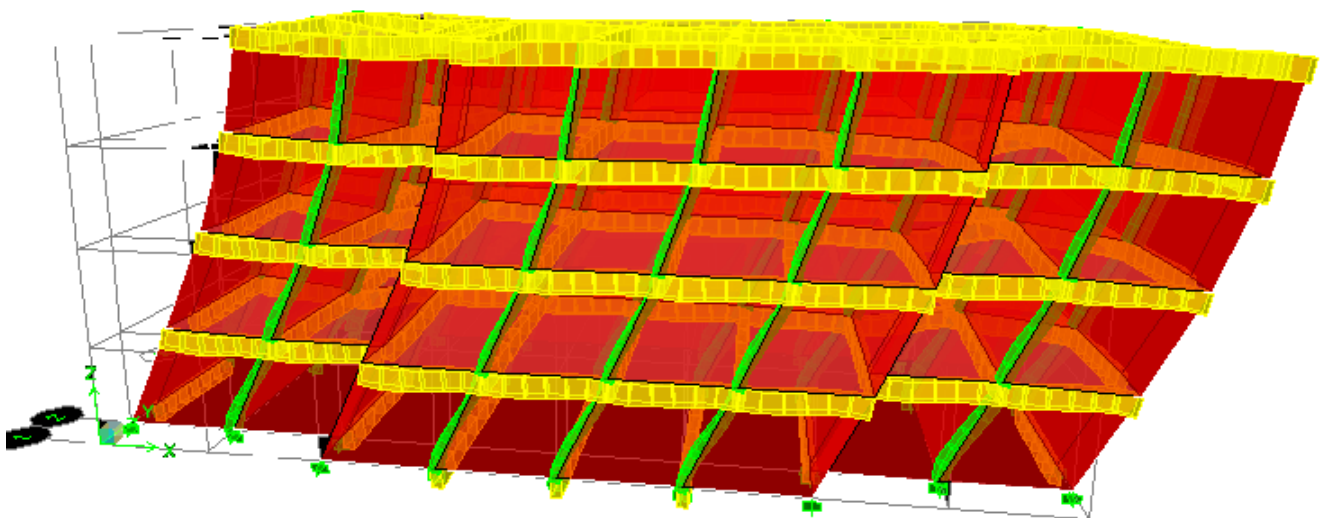


Bild 7.4: Dritte Eigenform des Tragwerks ‘Atatürk Kız Lisesi’ in ETABS



Ergebnisse nach Variante 2

Bei der Variante 2 werden die Decken der beiden Schulen als Scheibenelemente dimensioniert. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 7.5 und 7.6 abzulesen.

Tabelle 7.5: Das Modell: "Atatürk Kız Lisesi" ; Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri

Eigenform	T [s]	Vergleich zu 3muri[%]	Mx[%]	Vergleich zu 3muri[%]	My[%]	Vergleich zu 3muri[%]
1	0,15830	4	88,60	8	0,01	0
2	0,15128	11	0	0	83,54	1
3	0,12818	2	2,77	-50	0,01	0

Tabelle 7.6: Das Modell: "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi" ; Die von ETABS ermittelte Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri

Eigenform	T [s]	Vergleich zu 3muri[%]	Mx[%]	Vergleich zu 3muri[%]	My[%]	Vergleich zu 3muri[%]
1	0,15835	29	81,90	-4	0,7	-61
2	0,12658	16	1,87	-10	85,91	8
3	0,12034	12	0,82	-17	0	0

Die Werte der Variante 2 stimmen sehr gut mit den Werten aus der Variante 1 überein. Weil die Deckenlasten direkt die Knoten des Elementes umlagern, werden die Eigenperioden etwas grösser berechnet.

Ergebnisse nach Variante 3

In der Variante 3 werden die Wände aus Mauerwerk sowie die Decken als Scheibenelemente dimensioniert. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 7.5 und 7.6 abzulesen.

Tabelle 7.7: Das Modell: "Atatürk Kız Lisesi"; Die von ETABS ermittelte Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri

Eigenform	T [s]	Vergleich zu 3muri[%]	Mx[%]	Vergleich zu 3muri[%]	My[%]	Vergleich zu 3muri[%]
1	0,15845	4	88,60	8	0,01	0
2	0,15141	11	0	0	83,54	1
3	0,12827	2	2,57	-53	0,03	0

Tabelle 7.8: Das Modell: "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi"; Die von ETABS ermittelte Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri

Eigenform	T [s]	Vergleich zu 3muri[%]	Mx[%]	Vergleich zu 3muri[%]	My[%]	Vergleich zu 3muri[%]
1	0,15864	29	81,93	4	0,6	-68
2	0,12673	17	1,82	-13	85,98	9
3	0,12048	12	0,80	-12	0	0

Die Werte der Variante 3 sind sehr ähnlich mit den Werten der ersten beiden Varianten. Die Eigenperioden sehen etwas größer als der Variante 2 aus. Daher wird beschlossen, dass die Variante keinen großen Effekt auf die Modellierung der Schulen hat.

7.3 Pushover-Berechnungen mit ETABS und der Vergleich zu 3muri

Mit der Pushover-Methode werden die beiden Schulen mit maximalen Bewehrungen in ETABS nochmals analysiert. Weil in ETABS den Flächenelementen keine Nichtlinearität zugewiesen werden kann, werden die Tragwerke mit linearen Materialgesetzen untersucht. Deswegen das lineare Verhalten der Pushover-Kurve, welches aus der 3muri entwickelt wird, wird bestimmt und mit der Pushover-Kurve in ETABS verglichen.

Bei der Bestimmung linearer Abschnitte der Pushover-Kurve in 3muri wird über die bilineare Pushover-Kurve verwirklicht. In 3muri schneidet die bilineare Kurve die ermittelte Kurve bei 70 % des maximalen Fundamentschubs. Der Schnittpunkt wird ermittelt und auf ein Prozent des maximalen Fundamentschubs gesetzt. Mit der folgenden Formel kann die Steifigkeit K berechnet werden.

$$F/\Delta = K \quad (7.1)$$

Mit;

F: Fundamentschub

Δ : die zugehörige Verschiebung

Die Lastfälle werden in ETABS unterschiedlich definiert. Wegen den verschiedenen Richtungen wird für jede Kurve ein neuer Lastfall definiert. Über die Option "Load to Level Defined by Pattern" werden die Lasten auf die Geschosdecken weitergeleitet. Nach der Norm EC8[1] werden die ständigen Lasten mit einem Faktor von 1 und die veränderlichen Lasten mit einem Faktor von 0,3 multipliziert. Für die Kontrolle der Pushover-Kurven werden die gleichen Kontrollknoten wie in 3muri ausgewählt und um 8 cm verschoben. Die "P-Delta"-Option wird ebenfalls aktiviert um die geometrische Nichtlinearitäten zu berücksichtigen. Die Kurven werden in X- und Y-Richtungen betrachtet.

7.4 Ergebnisse der Pushover-Berechnung mit allen Varianten

Für jede Variante wird durch die Steifigkeit K eine lineare Kurve ermittelt und mit der Kurve aus 3muri verglichen.

Tabelle 7.9: Die in 3muri ermittelte Steifigkeiten unter quasi linearen Bedingungen

Richtung	Atatürk Kız Lisesi		Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi	
	X-Richtung	Y-Richtung	X-Richtung	Y-Richtung
F_y^* [kN]	18145	11787	13019	21704
d_y^* [cm]	0,83	0,26	0,14	0,20
K [kN/cm]	21862	45335	92990	108518

Projektgebäude: Atatürk Kız Lisesi

Ergebnisse nach Variante 1

Bild 7.5: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung

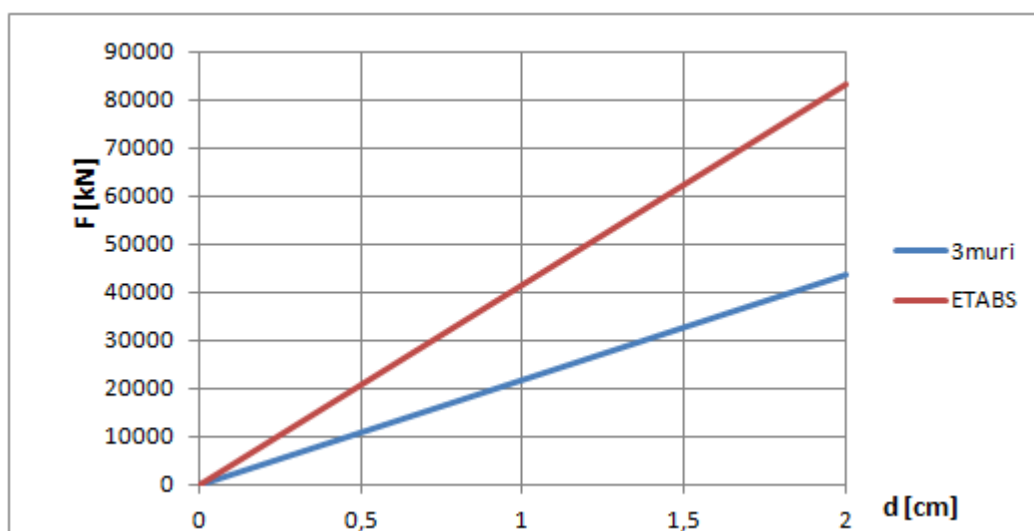
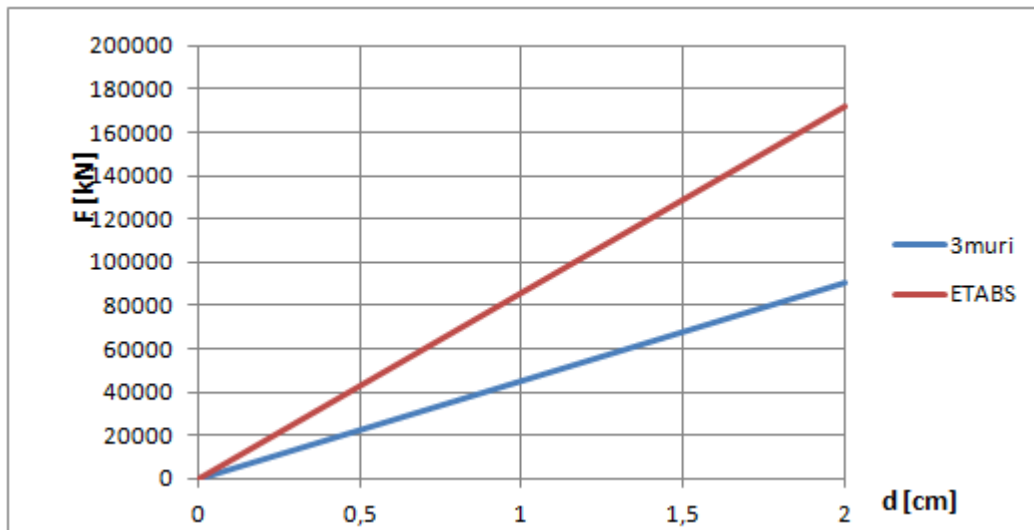


Bild 7.6: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung

Die Kurven zeigen, dass bei den ETABS-Berechnungen ein größerer Fundamentschub in beiden Richtungen beträgt, trotz der gleichen Kopfverschiebungen. Die Steifigkeit K in ETABS ist um ca. 42 % größer als im Vergleich zu 3muri in X-Richtung, und um ca. 48 % größer in Y-Richtung. Mittels der Ergebnisse kann beurteilt werden, dass die Schalenelemente in ETABS größere Steifigkeiten besitzen als ein Rahmenmodell, welches 3muri verwendet.

Ergebnisse nach Variante 2

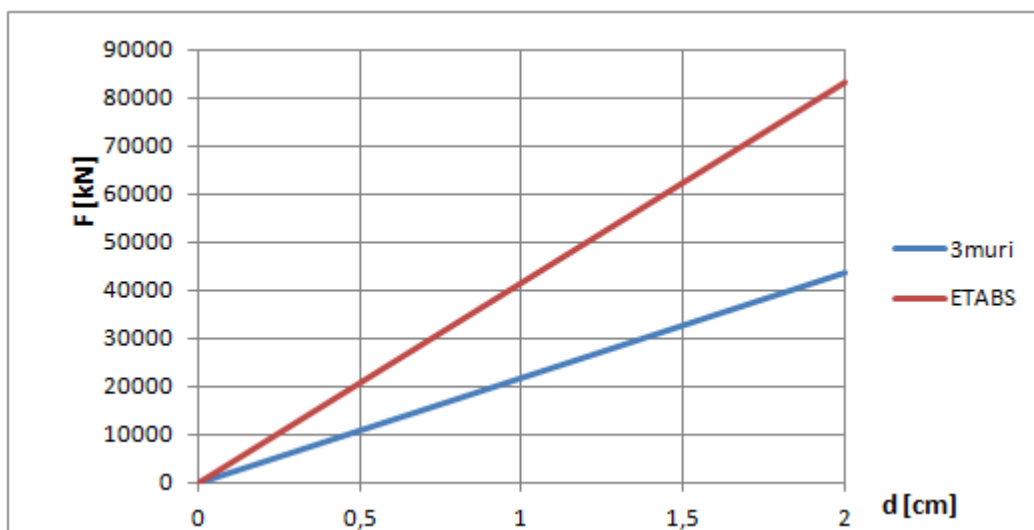
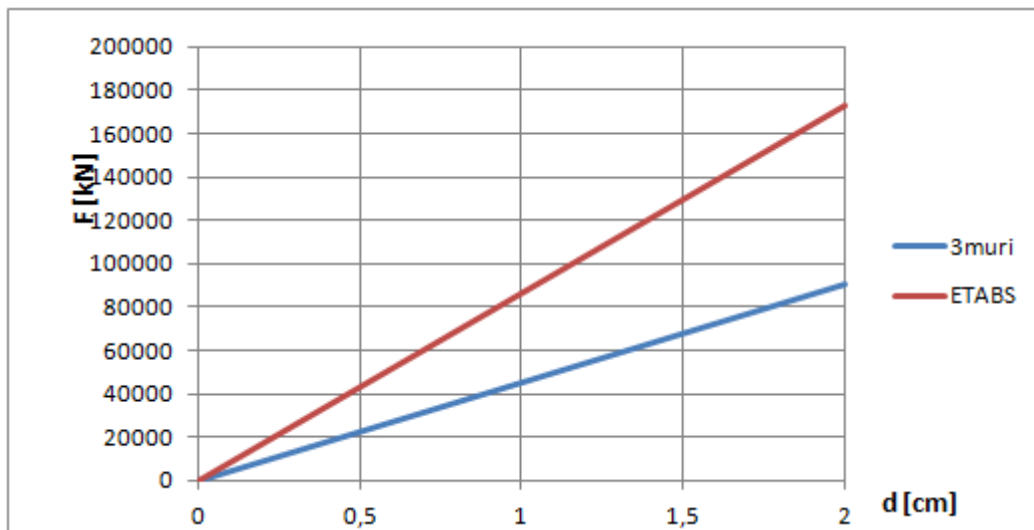
Bild 7.7: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung

Bild 7.8: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung

Aus beiden Diagrammen kann man erkennen, dass es keinen Unterschied zwischen beiden Varianten gibt. Obwohl die Vernetzungssysteme des Modells geändert werden, beträgt der Unterschied der Steifigkeit K in beiden Richtungen ca. 1 %.

Ergebnisse nach Variante 3

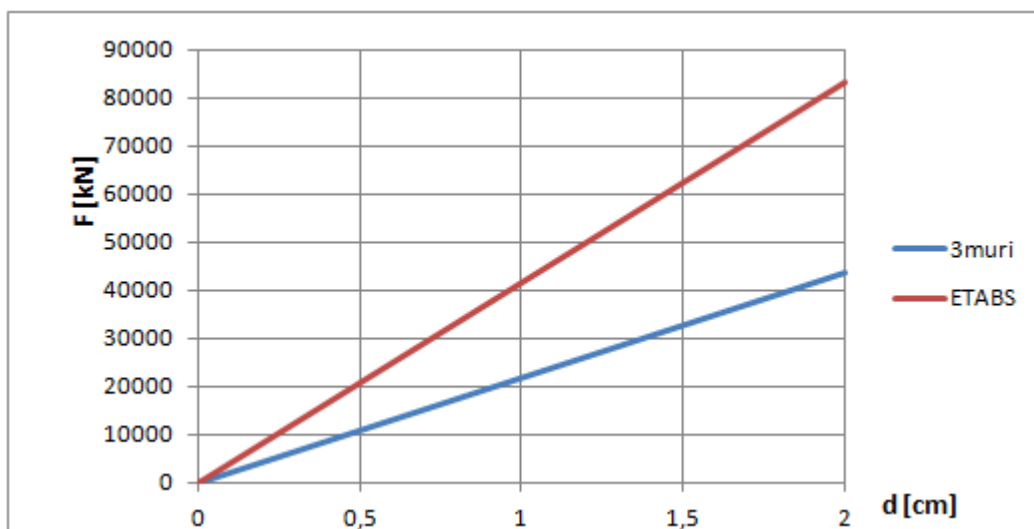
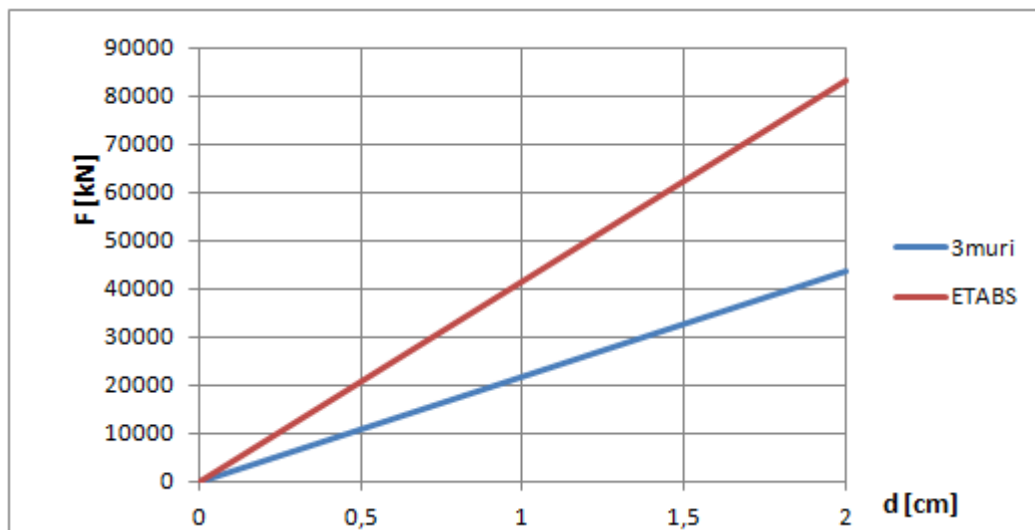
Bild 7.9: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung

Bild 7.10: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung

Nach der Durchführung der Variante 3 ist sicher zu sagen, dass die Änderung der Elementtypen und deren Vernetzungen in ETABS überhaupt keine Rolle spielen. Eine Möglichkeit der Erklärung ist, dass ETABS nur die Stabelemente als tragende Elemente aufweist. Weil das Projektgebäude aus Stahlbeton konstruiert wurde, werden keine Unterschiedlichkeiten angenommen. Die Stabelemente nehmen gleiche Momente und Kräfte an, obwohl die Flächenelemente verändert werden.

Projektgebäude: Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi

Ergebnisse nach Variante 1

Bild 7.11: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung

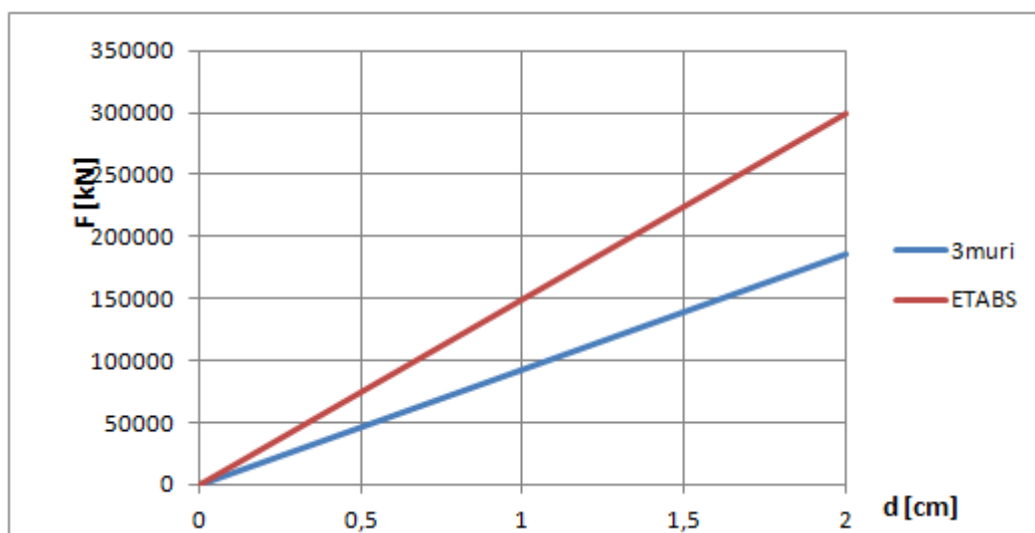
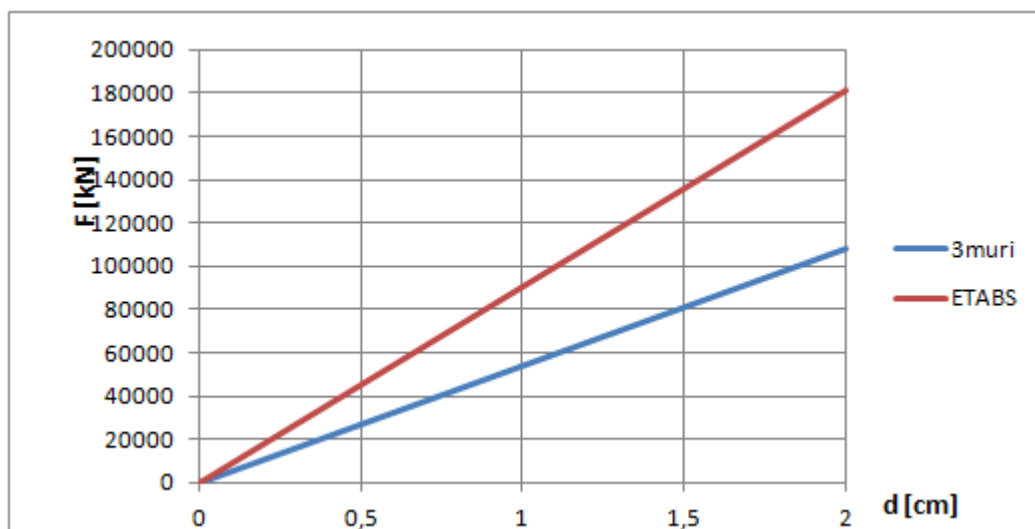


Bild 7.12: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung



Die Kurven zeigen, dass bei den ETABS-Berechnungen ein größerer Fundamentschub in beiden Richtungen vorliegt als in dem anderen Projektgebäude, obwohl beide dieselbe Kopfverschiebung haben. Die Steifigkeit K ist in beiden Richtungen um 40 % größer als im Vergleich zu 3muri. Mittels der Ergebnisse kann noch beurteilt werden, dass die

Schalenelemente in ETABS größere Steifigkeiten besitzen als ein Rahmenmodell, welches 3muri verwendet.

Ergebnisse nach Variante 2

Bild 7.13: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung

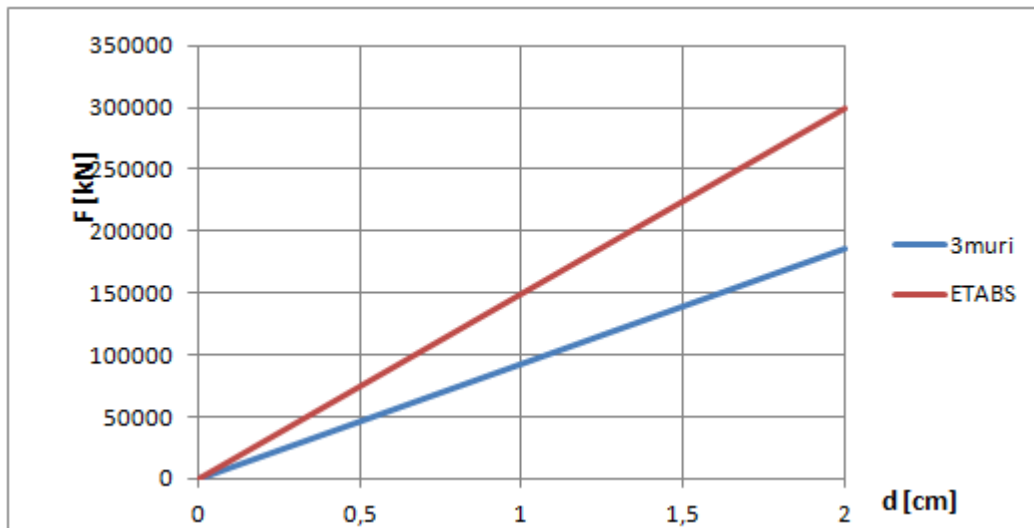
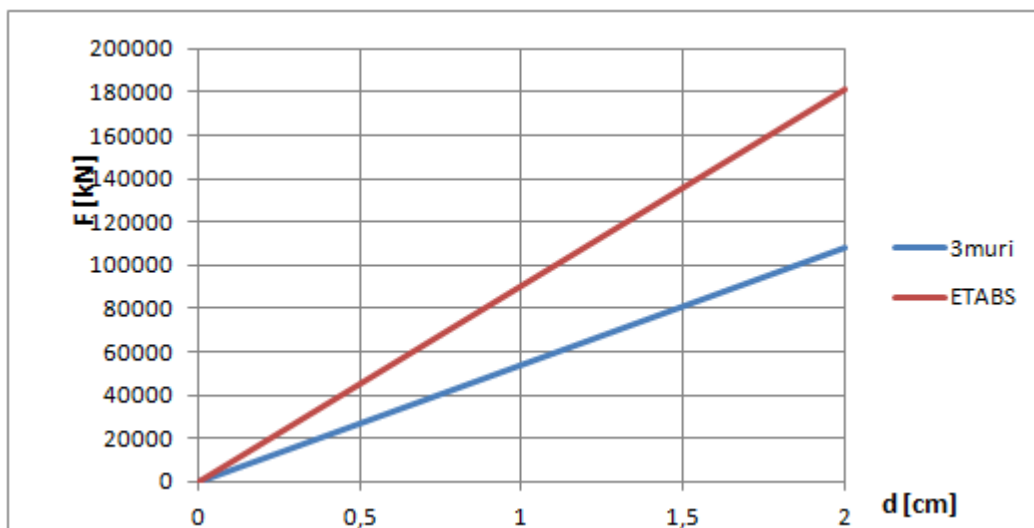


Bild 7.14: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung



Aus beiden Diagrammen ist zu erkennen, dass es keinen Unterschied zwischen beiden Varianten gibt. Obwohl die Vernetzungssysteme des Modells wie im ersten Projektgebäude geändert wird, beträgt der Unterschied der Steifigkeit K in beiden Richtungen ca. 1 %. Hier wird genau der gleiche Unterschied wie in der ersten betrachteten Schule berechnet.

Ergebnisse nach Variante 3

Bild 7.15: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung

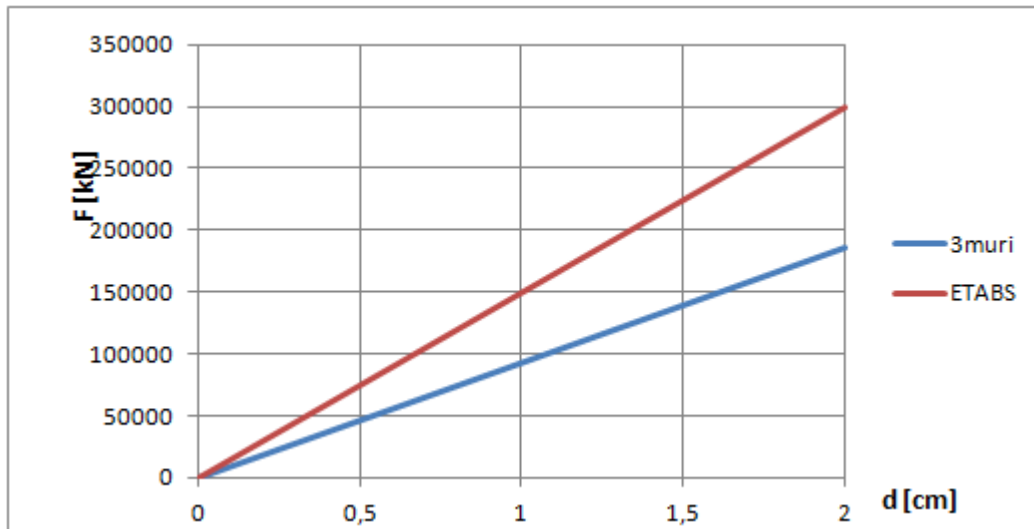
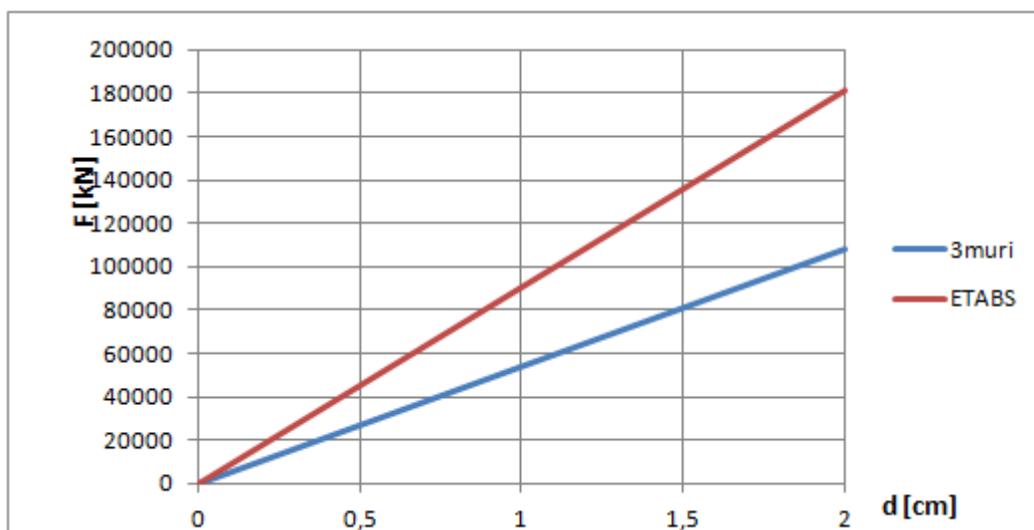


Bild 7.16: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung



Nach der Durchführung der Variante 3 wird wieder festgelegt, dass die Änderung der Elementetypen und deren Vernetzungen in ETABS überhaupt keine Rolle für Stahlbetonbauten spielen. Weil das Projektgebäude aus Stahlbeton konstruiert wurde, werden keine Unterschiedlichkeiten aufgetreten. Die Stabelemente nehmen gleiche Momente und Kräfte wie beim ersten Fall an, obwohl die Flächenelemente verändert werden.

Nichtlineares Rahmenmodell in ETABS

In ETABS kann noch durch ein Rahmenmodell eine statische nichtlineare Analyse durchgeführt werden. Durch die Einfügung der Gelenke („Nonlinear Hinge“), den Stützen und Balken kann ein nichtlineares Materialverhalten zugeordnet werden. Dafür muss erst das Mauerwerk als isotropes Material eingesetzt werden. Daher kann Mauerwerk als Stahl beschrieben werden. Danach kann die Druckfestigkeit und der Schubmodul des Mauerwerks nochmals eingesetzt werden. Theoretisch können in der Mitte der Mauerwerkstützen Schergelenke, und an den Enden der Stahlbetonstützen Momentengelenke eingefügt werden. Um die Nichtlinearität des Betons in ETABS zeigen zu können, muss Beton auch als Stahl eingesetzt werden. Wenn der Beton in ETABS als Stahl eingesetzt wird, kann das Programm die Bewehrung des Betons nicht mehr wahrnehmen. Aus diesem Grund kann keine realistische Berechnung durchgeführt werden. Daher wird die Analyse der Tragwerke als Rahmenmodell nicht durchgeführt.

8 Zusammenfassung

Eine seismische Untersuchung an zwei Schulen aus Stahlbeton war die Aufgabe dieser Diplomarbeit. Dabei wird versucht, die Schulen mit zwei Berechnungsprogrammen zu untersuchen.

Nach der Einleitung wurden in Kapitel 2 und Kapitel 3 die theoretischen Grundlagen definiert. Die Berechnungsprogramme 3muri und ETABS wurden in Kapitel 4 vorgestellt. In Kapitel 5 wurde versucht, das Verhalten der zwei Schulen unter Erdbebeneinwirkungen zu beobachten. Hier wurden für die Schulen verschiedene Bewehrungen ausgewählt, da man kaum Informationen über die Konstruktionen hatte. Je nach der Bewehrungsart war das Verhalten der Tragwerke zu untersuchen. Danach wurden Nachweisführungen der Schulen dargestellt. Die Nachweise wurden nach europäischer Norm durchgeführt. Weil die Untergrundeigenschaften unbekannt waren, wurden nach DIN EN 1998-1[1] empfohlene Werte für das Antwortspektrum benutzt. In diesem Kapitel wurde festgelegt, dass die ersten drei ausgewählten Bewehrungen der beiden Schulen für die Erdbebenbelastung nicht ausreichend waren. Mit einer maximalen Bewehrung hatten die Tragwerke ein stabiles Verhalten, jedoch nicht so stabil wie gewünscht. Wegen dem geringen Tragwiderstand, sowie der Duktilität war die Antwort der Schulen gegen Erdbeben schnell im plastischen Bereich.

In Kapitel 6 wurde das Gewebe RÖFIX an den Mauerwerkswänden zugefügt und deren Wirkungen in 3muri beobachtet. Obwohl das Gewebe drei Tragrichtungen hatte, wurden im Programm zwei Hauptrichtungen definiert. In 3muri kann das Gewebe nicht mit mehr als zwei Tragrichtungen definiert werden. Mittels der Faserbewehrung konnte ein gutes Verhalten des Tragwerks ermöglicht werden. Die Duktilität der beiden Schulen wurden mit CFK-Bewehrung erniedrigt, dagegen wurde der Tragwiderstand erhöht. Die Duktilität der Schulen wurden nach allen Varianten durchschnittlich um 45 % erniedrigt. Dagegen hat sich der Tragwiderstand der Schulen um 170 % erhöht. Wegen der abfallenden Duktilität hat sich die Verschiebekapazität bei manchen Situationen gemindert. Eine Möglichkeit der Erklärung ist, dass die Verwendung der CFK-Bewehrungen ein sprödes Verhalten des Tragwerks erzeugen. Da der Tragwiderstand und die Duktilität keine lineare Proportionen besitzen, wurden bei der Varianten 1,2,3 und 4 mit Unterschiedlichkeiten getroffen.

In Kapitel 7 wurde versucht, die beiden Tragwerke mit dem Berechnungsprogramm ETABS erneut zu modellieren. Um die Pushover-Kurve der beiden Schulen zu ermitteln, erfolgte eine statische nichtlineare Berechnung. Da ETABS eine Wahlmöglichkeit der Flächenelemente bietet, wurden die Decken und Wände mit verschiedenen Varianten kombiniert. Das Ziel war, eine Approximation mit der Pushover-Kurve aus 3muri zu fassen. Um die ETABS Modelle zum 3muri Modell zu verifizieren, wurden die Eigenperioden und Eigenformen verglichen. Bei den Eigenperioden wurden Abweichungen von 2 - 28 % ermittelt. Trotzdem wurden die Ergebnisse als tolerierbar angenommen. Weil ETABS keine materielle Nichtlinearität von Flächenelementen berücksichtigt, wurden die von ETABS ermittelte Pushover-Kurven mit linearem Anteil der von 3muri ermittelte Pushover-Kurven verglichen. Wegen den verschiedenen Flächenelementetypen in ETABS wurden drei verschiedene Varianten in ETABS mit 3muri verglichen. Die Ergebnisse der drei Varianten zeigten, dass kein großer Unterschied besteht. Die Pushover-Kurven der drei Varianten sahen nahezu identisch aus. Die Kurven, die von ETABS entwickelt wurden, sahen mit den Kurven von 3muri nicht identisch aus. Dabei zeigten die Kurven bei der Steifigkeit eine Abweichung von 40 – 48 % auf.

Anschließend kann noch beurteilt werden, dass das Berechnungsprogramm 3muri sehr leistungsstark ist. Mit 3muri kann die komplizierte Erdbebeneinwirkung auf die Tragwerke für Stahlbeton- und Mauerwerksbauten ermittelt werden. Dabei werden die Nachweise für seismische Belastungen auch durchgeführt. Was ein Vorteil von 3muri ist, ist dass Kohlenstofffasern als Bewehrung eingegeben werden können.

Abbildungen

Bild 1.1: Ein Gebäude in Gölcük nach dem Erdbeben(17.08.1999) der Magnitude 7,4 auf der Richterskala (kocaelioncu.com)	1
Bild 1.2: seismische Erdbebenkarte der Türkei.....	3
Bild 2.1: Sieblinienbereiche für Korngemische (de.wikipedia.org).....	6
Bild 2.2: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittbemessung nach EC2-1-1[9]	9
(www.ki-smile.de).....	9
Bild 2.3: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk(Jäger, Marzahn-Mauerwerk Bemessung nach DIN 1053-100[15]).....	13
Bild 3.1: Form des Antwortspektrums nach EC8[22]	18
Bild 3.2: Form des Antwortspektrums mit Spezialmodellierung nach Turkish Earthquake Code[23].	18
Bild 3.3: Transformation der Kapazitätskurve um Kapazitätsspektrum[25]......	21
Bild 3.4: Ermittlung ‘Performance Point’[25].....	22
Bild 3.5: Ermittlung Spektral-Verschiebung-Diagramm.....	22
Bild 3.5: Verschiedene Möglichkeiten zur Ausbildung eines Tragwerks für ein bestimmtes Bemessungsbeben	23
Bild 4.1: Schematische Darstellung der Programmablaufes von 3muri [26]	24
Bild 4.2: Vernetzung und Pushover-Kurve im 3muri[26].....	25
Bild 4.3: Lastverteilung nach 1 ^o Mode und Massenmode	26
Bild 4.4: Mass für Bruchmechanismus	27
Bild 4.5: Auswahlmöglichkeit der Flächenelemente in ETABS.....	29
Bild 5.1: Konstruktion der Schule ‘Atatürk Kız Lisesi’ im Erdgeschoss	30
Bild 5.2: Ansicht der Schule.....	31
Bild 5.3: Materialeigenschaften des Mauerwerks nach EC6.....	32
Bild 5.4: Seismische Lastangabe.....	34
Bild 5.5: Elastisches Antwortspektrum Typ 1 für mit Klassen A,B,C,D,E (http://www.frilo.eu/tl_files/frilo/pdf/de/artikel/Austria/FuL_EC8_1004.pdf).....	35
Bild 5.6: Versagensarten nach Farben in 3muri	35
Bild 5.7: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	36
Bild 5.8: Versagensbild des Gebäudes bei der Lasteinwirkung aus der X-Richtung.....	37
Bild 5.9: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	38
Bild 5.10: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	39
Bild 5.11: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	40
Bild 5.12: Versagensbild des Gebäudes nach der Variante 4 bei der Lasteinwirkung aus der X-Richtung	41
Bild 5.13: Die bilineare Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers bei der Analyse in X-Richtung	41
Bild 5.14: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in X-Richtung.....	42
Bild 5.15: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers(in X-Richtung).....	43
Bild 5.16: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in Y-Richtung.....	43

Bild 5.17: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassen-schwingers(in Y-Richtung).....	44
Bild 5.18: Konstruktion der Schule ‘‘Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi’’ im Erdgeschoss.....	45
Bild 5.19: Ansicht der Schule.....	46
Bild 5.20: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	49
Bild 5.21: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	50
Bild 5.22: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	51
Bild 5.23: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 vor Abänderung der Pushover-Kurve.....	52
Bild 5.24: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in X-Richtung.....	53
Bild 5.25: Die bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers bei der Analyse in X-Richtung.....	53
Bild 5.26: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassen-schwingers(in X-Richtung).....	54
Bild 5.27: Die Werte der abgeänderten bilinearen Pushoverkurve des äquivalenten Einmassenschwingers und bei der Analyse in Y-Richtung.....	54
Bild 5.28: Spektralbeschleunigung-Spektralverschiebungs-Diagramm mit elastischem Antwortspektrum und bilinearen Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassen-schwingers(in Y-Richtung).....	55
Bild 6.1: von dem Firma RÖFIX entwickelte Gewebe.....	57
Bild 6.2: Eingabe der CFK-Bewehrung in 3muri.....	58
Bild 6.3: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 mit verstärkter Mauerwerkswände.....	59
Bild 6.4: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 mit verstärkter Mauerwerkswände.....	60
Bild 6.5: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 mit verstärkten Mauerwerkswänden.....	61
Bild 6.6: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 mit verstärkten Mauerwerkswänden.....	61
Bild 6.7: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 1 mit verstärkten Mauerwerkswänden.....	62
Bild 6.8: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 2 mit verstärkten Mauerwerkswände.....	63
Bild 6.9: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 3 mit verstärkten Mauerwerkswänden.....	64
Bild 6.10: Ergebnisse der Analysen nach der Variante 4 mit verstärkten Mauerwerkswänden.....	64
Bild 7.1: Eigenschaften des Mauerwerks.....	69
Bild 7.2: Erste Eigenform des Tragwerks ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’ in ETABS.....	71
Bild 7.3: Zweite Eigenform des Tragwerks ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’ in ETABS.....	72
Bild 7.4: Dritte Eigenform des Tragwerks ‘‘Atatürk Kız Lisesi’’ in ETABS.....	72
Bild 7.5: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	75
Bild 7.6: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung.....	76
Bild 7.7: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	76
Bild 7.8: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung.....	77
Bild 7.9: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	77
Bild 7.10: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung.....	78
Bild 7.11: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	79
Bild 7.12: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung.....	79
Bild 7.13: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	80
Bild 7.14: Pushover-Geraden bei der Analyse in Y-Richtung.....	80
Bild 7.15: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	81
Bild 7.16: Pushover-Geraden bei der Analyse in X-Richtung.....	81

Tabellen

Tabelle 2.1: Wesentliche Zementarten und Zementzusammensetzungen nach DIN EN 197	5
Tabelle 2.2: Festigkeitsklassen von Zement nach DIN EN 197-1	5
Tabelle 2.3: Festigkeitsklassen für Normalbeton nach EC2-1-1	7
Tabelle 2.4: Mauersteine nach Normen (http://www.mb.bv.tum.de).....	10
Tabelle 2.5: Einteilung in Mörtelklassen nach DIN EN 998-2	11
Tabelle 2.6: Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Normalmörtel nach DIN 1053-100	12
Tabelle 2.7: Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel nach DIN 1053-100	12
Tabelle 2.8: mechanische Eigenschaften von verschiedenen Werkstoffe	14
Tabelle 2.9: Bestandteile von Glasfasern	15
Tabelle 3.1: Makroseismische Skala(EMS-98) nach der Intensität und mit Magnituden (www.seismo.ethz.ch)	16
Tabelle 3.2: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 nach EC8	19
Tabelle 3.3: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 2 nach EC8	19
Tabelle 3.4: charakteristische Spektrumsperiode nach türkischen Norm.....	19
Tabelle 3.5: Spektrumsparameter nach türkischen Norm	19
Tabelle 3.6: wichtige Merkmale der Berechnungsverfahren für Erbebeneinwirkung[21]	20
Tabelle 5.1: Bodenbeschleunigungsparameter nach EC(.....)	34
Tabelle 6.1: Materialeigenschaften des Gewebes(Quelle: M. Urban).....	58
Tabelle 6.2: Atatürk Kız Lisesi: Vergleich zwischen unverstärkter und verstärkter Struktur nach allen Varianten	65
Tabelle 6.3: Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi: Vergleich zwischen unverstärkter und verstärkter Struktur nach allen Varianten	66
Tabelle 7.1: Eigenperioden mit modalen Massen der Schule "Atatürk Kız Lisesi" in 3muri	70
Tabelle 7.2: Eigenperioden mit modalen Massen der Schule "Mustafa Zehra Dalgıç" in 3muri.....	70
Tabelle 7.3: "Das Modell: Atatürk Kız Lisesi" Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri.....	70
Tabelle 7.4: "Das Modell: "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi" Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri	71
Tabelle 7.5: "Das Modell: "Atatürk Kız Lisesi" Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri.....	73
Tabelle 7.6: "Das Modell: Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi" Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri.....	73
Tabelle 7.7: "Das Modell: "Atatürk Kız Lisesi" Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri.....	73
Tabelle 7.8: "Das Modell: Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi" Die von ETABS berechnende Eigenperiode und deren Vergleiche mit 3muri.....	74
Tabelle 7.9: in 3muri ermittelte Steifigkeiten unter quasi linearen Bedingungen	75

Literatur

- [1] DIN EN 1998-1 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten: Deutsches Institut für Normung e.V, 2010
- [2] DIN EN 197-1 Zement - Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
- [3] DIN EN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN :2008
- [4] DIN EN 12260, Dezember 2003. Wasserbeschaffenheit - Bestimmung von Stickstoff - Bestimmung von gebundenem Stickstoff nach Oxidation zu Stickstoffoxiden; Deutsche Fassung EN 12260:2003
- [5] DIN EN 13139: Gesteinkörnungen für Mörtel; Deutsche Fassung FprEN 13139:2011
- [6] Leichte Gesteinkörnungen -Teil 1: Leichte Gesteinkörnungen für Beton, Mörtel und Einpressmörtel; Deutsche Fassung EN 13055-1:2001
- [7] Din EN 1045-1:Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbetonbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Deutsche Fassung EN:2008
- [8] DIN EN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN :2008
- [9] DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1 Allgemeine Regeln für den Hochbau. GEMEINSAM HERAUSGEGEBEN VON: BVPI, DBV, ISB, VBI

- [10] DIN 488-1: Teil 1: Betonstahl - Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung; Ausgabe 8; 2009
- [11] Jäger, W/ Marzahn, G.(2010): Bemessung nach DIN 1053-100
- [12] DIN EN 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regel für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsches Institut für Normung e. V., 2010
- [13] Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel; Deutsche Fassung EN 1015-11:1999+A1:2006
- [14] DIN EN 998-2: Festlegung für Mörtel im Mauerwerksbau – Teil 2: Mauermörtel; Deutsches Institut für Normung e. V., 2010
- [15] DIN 1053-100: Mauerwerk – Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts; Deutsches Institut für Normung e. V. 2007.
- [16] DIN 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regel für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsches Institut für Normung, e. V., 2010
- [17] Dehn, F./ Holschemacher, K./Tue, N. V.(2005): Faserverbundstoffe: Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft. Berlin
- [18] Jäger, W/ Marzahn, G.(2010): Bemessung nach DIN 1053-100
- [19] Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, CNR-DT 200/2004 ROME

- [20] Cedim Final Report, LABORATORY TESTING OF Shear and Bending Tests of Masonry Blocks with Composite Wallpaper Application, BOGAZICI UNIVERSITY CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT, July 2008
- [21] Hugo Bachmann, Erdbebensicherung von Bauwerken, Basel /Boston /Berlin, 2002
- [22] DIN EN 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regel für Hochbauten; Deutsches Institut für Normung e. C., 2010
- [23] Turkish Earthquake Code 2007, DBYBHY, 2007
- [24] Freeman, S. (1975): Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington; 1st US National Conference on Earthquake Engineering, Oakland California
- [25] Sakarya Üniversitesi, Statik itme yöntemi kullanılarak yapıların analizi, İnş. Müh. Ferhat Temür, Haziran 2007
- [26] Gass, D./ Walker, P. (2009): Allgemeine Bedienung und Beispiel 3muri: Tutaorial. Erlenbach
- [27] Computers and Structures (2002): ETABS VERSION 8 Integrated Building Design Software – User Interface Referebce Manuel. Berkeley, California
- [28] Wilson, E.L.(2002): Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures-A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering. Computer ans Structures, Inc. Berkeley, California
- [29] Firma RÖFIX [<http://www.roefix.com>]
- [30] Gass, D./ Walker, P. (2010): Erdbebenberechnung nach Pushover-Verfahren. 3muri Erlenbach,
- [31] Gass, D./Ingware GmbH. (2009): 3muri Support Buch 2009. Erlenbach

- [32] Computers and Structures, Inc.(2005): Analysis Reference Manuel for SAP2000, ETABS and SAFE, Berkeley,California
- [33] Schweizerischer Erdbebendienst (SED)
[<http://www.seismo.ethz.ch/index>]
- [34] TUM: Lehrstuhl für Massivbau [<http://www.mb.bv.tum.de/>]
- [35] ‘‘Kocaeliöncü’’ [<http://www.kocaelioncu.com/>]
- [36] Lehre im konstruktiven Ingenieurbau
[<http://www.ki-smile.de/kismile/index.php>]
- [37] ‘‘die freie Enzyklopädie’’ Wikipedia [<http://de.wikipedia.org>]
- [38] Wecobis/ ökologisches Baustoffinformationssystem/ Zement:Allgemeine Informationen:

[http://www.wecobis.de/jahia/Jahia/cache/offonce/Home/Grundstoffe/Bin demittel_GS/Mineralische_Bindemittel_GS/Zement_GS;jsessionid=380082C199BACA8332730337175A14AF]
- [39] Institut für Werkstoffe des Bauwesens Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen/ der Bundeswehr Universität München)
[<http://www.unibw.de/bauv3/lehre/skripten/gesteinskornung2008.pdf>]
- [40] DIN EN 1992: (Eurocode 2) Design of concrete structures
- [41] DIN EN 1996: (Eurocode 6) Design of masonry structures
- [42] Bautabellen für Ingenieure/ Schneider/ 19. Auflage/ Werner Verlag,2010
- [43] Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigenschaft und Nutzlasten im Hocobau, 2010
- [44] Erdbebensicherung von Bauwerken II, Technische Hochschule Zürich, Prof. Dr. Alessandro Dazio, Dr. Thomas Wenk, 2008 , Institut für Baustatik und Konstruktion

Erklärung

Ich erkläre, dass

1. ich meine Diplomarbeit ohne fremde Hilfe angefertigt habe;
2. ich die Übernahme wörtlicher Zitate aus der Literatur sowie die Verwendung der Gedanken anderer Autoren an den entsprechenden Stellen innerhalb der Arbeit gekennzeichnet habe;
3. ich meine Diplomarbeit bei keiner anderen Prüfung vorgelegt habe.

Des Weiteren erkläre ich mich damit einverstanden, dass meine Diplomarbeit in die Bibliothek des Lehrstuhls für Massivbau eingestellt und vervielfältigt werden darf.

Ort, Datum

Unterschrift

Danksagung

Hiermit möchte ich mich herzlich bei allen bedanken, die mich bei der Erstellung meiner Diplomarbeit unterstützt haben.

Mein erster Dank geht an Prof. Dr.-Ing L. Stempniewski für die Themenstellung.

Besonderer Dank geht an Dipl. –Ing. Moritz Urban, meinen fachlichen Betreuer im Konzern. Ich danke ihm für die vielseitige Unterstützung und seine Geduld

Zudem danke ich dem Institut für Massivbau des Karlsruher Instituts für Technologie für die Bereitstellung eines Computer- und Arbeitsplatzes

Anhang I : Ermittlung der Zielverschiebung für nichtlineare statische (pushover) Berechnung

B.1 Allgemeines

Die Zielverschiebung wird aus dem elastischen Antwortspektrum ermittelt (siehe 3.2.2.2). Die Kapazitätskurve, welche den Zusammenhang zwischen der Gesamterdbebenkraft (Querkraft auf Fundamentebene) und der Verschiebung des Kontrollknotts wiedergibt, wird nach 4.3.3.4.2.3 bestimmt.

Es wird folgende Beziehung zwischen bezogenen Horizontalkräften \bar{F}_i und bezogenen Verschiebungen $\bar{\phi}_i$ angenommen:

$$\bar{F}_i = m_i \bar{\phi}_i \quad (\text{B.1})$$

mit m_i als Masse des i -ten Geschosses.

Verschiebungen werden dadurch normiert, dass $\bar{\phi}_n = 1$ gesetzt wird, mit n als Nummer des Kontrollknotts (üblicherweise steht n für die Dachebene). Folglich ist $\bar{F}_n = m_n$.

B.2 Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger

Die Masse eines äquivalenten Einmassenschwingers m^* berechnet sich zu:

$$m^* = \sum m_i \bar{\phi}_i = \sum \bar{F}_i \quad (\text{B.2})$$

und der Transformationsbeiwert ergibt sich aus:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \bar{\phi}_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (\text{B.3})$$

Die Kraft F^* und die Verschiebung d^* des äquivalenten Einmassenschwingers berechnen sich zu:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (\text{B.4})$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (\text{B.5})$$

mit F_b und d_n als Gesamterdbebenkraft bzw. Verschiebung des Kontrollknotts des Mehrmassenschwingers.

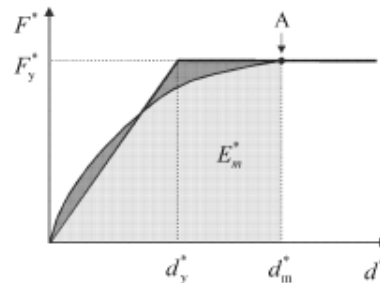
B.3 Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen Kraft-Verschiebungs-Beziehung

Die Kraft F_y^* an der Streckgrenze, die auch die Grenzfestigkeit des idealisierten Systems darstellt, ist gleich der Gesamterdbebenkraft bei Entstehung des plastischen Mechanismus. Die Anfangssteifigkeit des idealisierten Systems wird daraus bestimmt, dass die Flächen unter der wirklichen und der idealisierten Kraft-Verschiebungs-Kurve gleich sind (siehe Bild B.1).

Auf der Grundlage dieser Annahme ergibt sich die Fließverschiebung des idealisierten Einmassenschwingers d_y^* zu:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (\text{B.6})$$

mit E_m^* als wirkliche Verformungsenergie bis zur Entstehung des plastischen Mechanismus.



Legende

A plastischer Mechanismus

Bild B.1 — Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen Kraft-Verschiebungs-Beziehung

B.4 Bestimmung der Periode des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers

Die Periode T^* des idealisierten äquivalenten Einmassenschwingers ergibt sich aus:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (\text{B.7})$$

B.5 Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger

Die Zielverschiebung des Tragwerks mit Periode T^* und unbeschränkt elastischem Verhalten ergibt sich aus:

$$d_{\text{Ziel}}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (\text{B.8})$$

mit $S_e(T^*)$ als Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums für die Periode T^* .

DIN EN 1998-1:2010-12
EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D)

Für die Bestimmung der Zielverschiebung d_t^* für Tragwerke im Bereich kurzer Perioden und für Tragwerke im Bereich mittlerer und langer Perioden sollten verschiedene Ausdrücke verwendet werden, wie unten angegeben. Die Eckperiode zwischen den Bereichen kurzer und mittlerer Perioden ist T_C (siehe Bild 3.1 und Tabellen 3.2 und 3.3).

a) $T^* < T_C$ (Bereich kurzer Perioden)

Für $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$ ist die Antwort linear und damit

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{B.9})$$

Für $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$ ist die Antwort nichtlinear und

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (\text{B.10})$$

mit q_u als Verhältnis der Beschleunigung im Tragwerk bei unbeschränkt elastischem Verhalten $S_e(T^*)$ und derjenigen bei beschränkter Tragwerksfestigkeit F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

$$\boxed{\text{AC}} \ d_t^* \text{ braucht nicht größer zu sein als } 3 \ d_{et}^* \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.11})$$

b) $T^* \geq T_C$ (Bereich mittlerer und langer Perioden)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{B.12})$$

Der Zusammenhang zwischen den verschiedenen Größen ist in den Bildern B.2 a) und b) graphisch dargestellt. Die Darstellungen sind im Beschleunigungs-Verschiebungs-Koordinatensystem gezeichnet. Die Periode T^* wird durch die radiale Gerade durch den Ursprung des Koordinatensystems zum Punkt des elastischen Antwortspektrums mit den Koordinaten $\boxed{\text{AC}} \ d_{et}^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2 \quad \boxed{\text{AC}}$ und $S_e(T^*)$ wiedergegeben.

Iterative Vorgehensweise (optional)

$\boxed{\text{AC}}$ Ist die Zielverschiebung d_t^* , die im 4. Schritt (B.5) bestimmt wird, stark unterschiedlich von $\boxed{\text{AC}}$ der Verschiebung d_m^* (Bild B.1), die zur Bestimmung der idealisierten elastisch-ideal plastischen $\boxed{\text{AC}}$ Kraft-Verschiebungs-Beziehung im 2. Schritt (B.3) $\boxed{\text{AC}}$ verwendet wurde, so darf eine iterative Vorgehensweise angewandt werden, bei der die Schritte 2 bis 4 wiederholt werden, indem im 2. Schritt d_t^* verwendet wird (und der zugehörige Wert von F_y^*) anstelle von d_m^* .

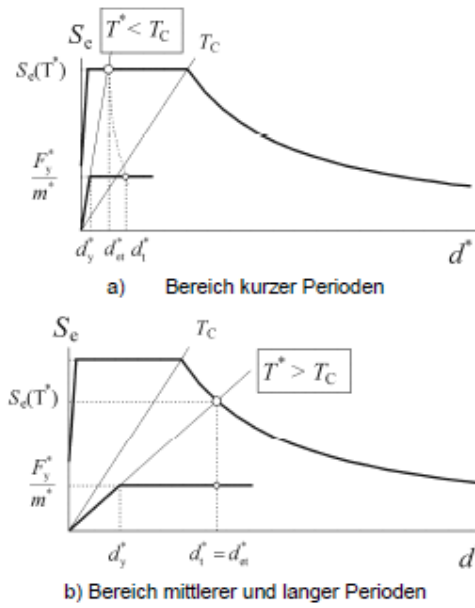


Bild B.2 — Bestimmung der Zielverschiebung für den äquivalenten Einmassenschwinger

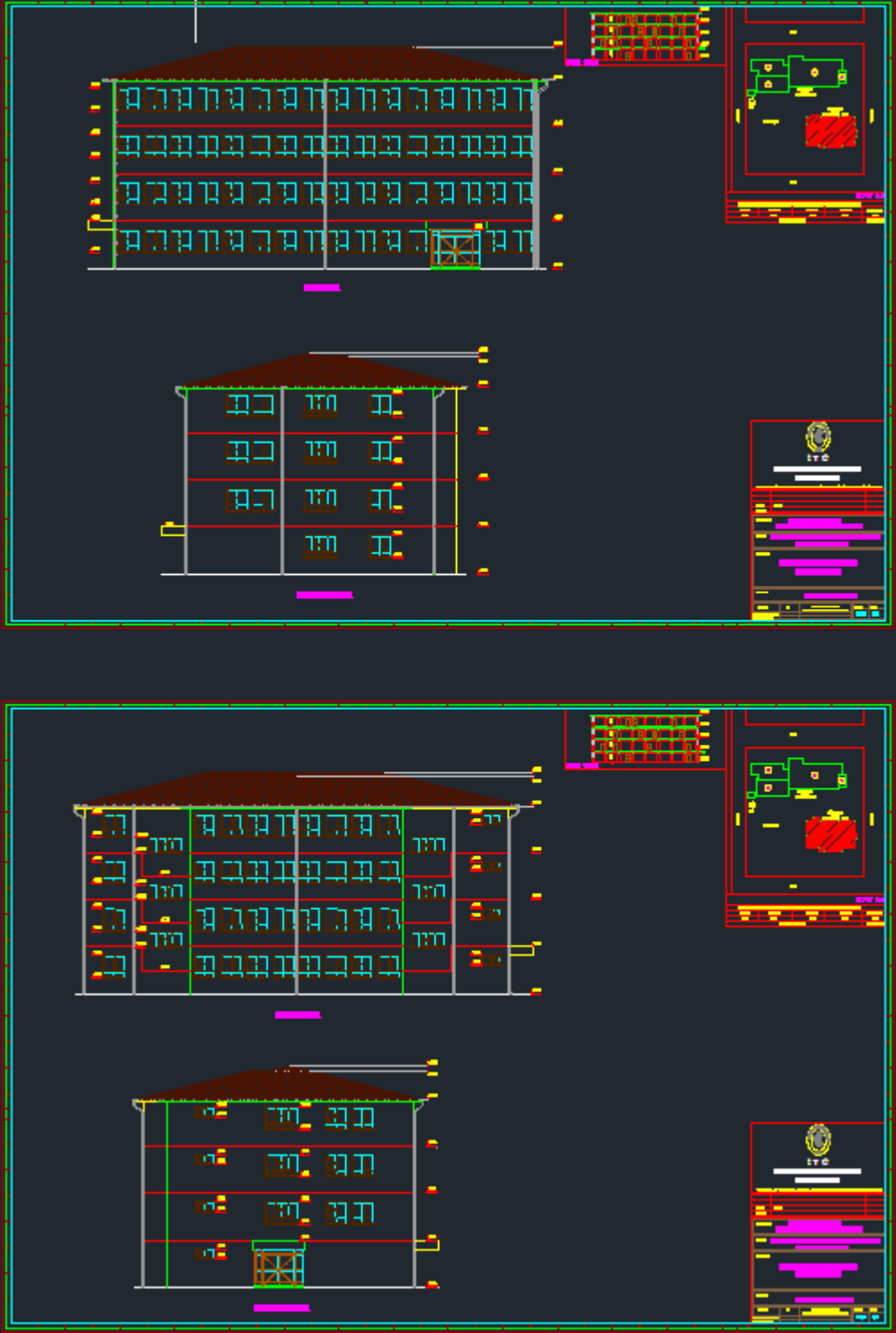
B.6 Bestimmung der Zielverschiebung für den Mehrmassenschwinger

Die Zielverschiebung des Mehrmassenschwingers beträgt:

$$d_t = \Gamma d_t^* \tag{B.13}$$

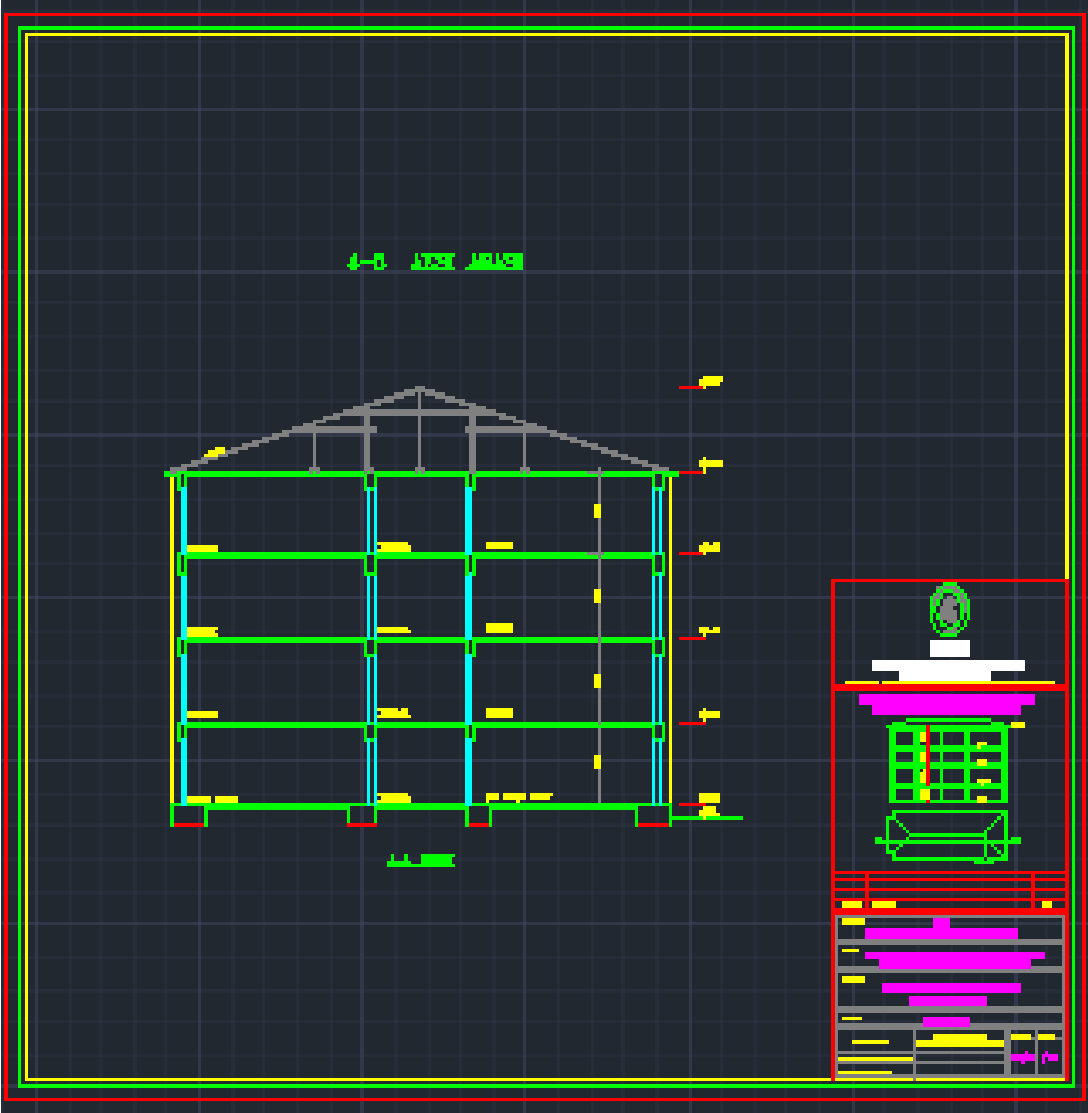
Die Zielverschiebung bezieht sich auf den Kontrollknoten.

Anhang II: Pläne, "Atatürk Kız Lisesi"



Ansichten der Schule

Anhang III: Pläne, "Zehra Mustafa Dalgıç Lisesi"



Ansicht der Schule