

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



DIPLOMARBEIT

MASTER'S THESIS

Alternative schubsteife Deckenkonstruktion in Gründerzeithäusern bei nicht tragfähiger oberster Geschossdecke

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch
und

Univ. Ass. Dipl. Ing. Michael Höflinger

E206

Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Alexander Bergmann, BSc

0325867

2301 Groß Enzersdorf, Lobaustraße 32

Groß Enzersdorf, am 31. Oktober 2011

Danksagung

An dieser Stelle bedanke ich mich bei allen Personen, welche mir durch ihre Unterstützung bei der Erstellung dieser Diplomarbeit geholfen haben.

Hrn. Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch und Hr. Univ. Ass. Dipl. Ing. Michael Höflinger für die interessante Aufgabenstellung und die Beratung während der Arbeit.

Hrn. Dipl. Ing. Bernhard Otto für die vielen Anregungen zur Diplomarbeit und die Unterstützung unter anderem mittels Statik-Software.

Meiner Familie, besonders meinem Großvater Ing. Karl Schlatte, der mich seit jeher dazu inspiriert hat ein technisches Studium zu beginnen und mich während der Studienzeit stets unterstützt hat. Meiner Frau Michaela Bergmann für die Geduld und den moralischen Rückhalt, vor allem in der schwierigen Zeit seit Beginn 2011.

Kurzfassung

Vor allem in Großstädten gibt es noch verhältnismäßig viele Gebäude aus der Gründerzeit. Seit vielen Jahren ist es für Bauherrn interessant die Dachgeschosse dieser Häuser auszubauen, um neuen Wohnraum zu schaffen. Seit dem die Bestimmungen der EN 1998-1 und der MA 37 S inkraftgetreten sind, ist ein Dachausbau leicht ohne gesondertem Erdbebennachweis nur möglich, wenn bestimmte konstruktive Maßnahmen, unter anderem eine schubsteife oberste Geschossdecke, getroffen werden. Die standardmäßige Lösung mittels Aufbeton funktioniert allerdings nur, wenn die Bestandsdecke ausreichend tragfähig ist. Mit dem hier entwickelten System ist es möglich, eine schubsteife Konstruktion ohne eine tragfähige Geschossdecke zu erreichen. Es ist möglich, die Bestandsdecke an der neuen Konstruktion aufzuhängen.

Abstract

Especially in major cities there are many houses from the Gründerzeit. For many years it has been interesting for owners of such buildings to expand the attics of these houses to extend the living area. Since the regulations of the EN 1998-1 and the MA 37 S have been implemented, it is only possible to expand an attic without extensive earthquake proof certification if certain constructive measures are adhered to. One of these measures is the integration of a floor with enough shear stiffness into the upper existing structure. The standard solution of putting a top concrete layer on top of the existing wooden floor is only possible if the latter is able to take the load of the new construction. However, the system developed here is also possible if the existing floor ist not able to take the higher loads. It is possible to suspend the existing floor from the new construction.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung / Abstract 1

Inhaltsverzeichnis 3

Einleitung 5

1	Grundlagen	6
1.1	Gründerzeithäuser in Wien	6
1.2	Bestehende Wandsysteme	7
1.2.1	Allgemein	7
1.2.2	Schäden am Mauerwerk	8
1.3	Bestehende Deckensysteme	9
1.3.1	Typen	9
1.3.2	Untersuchung	11
1.3.3	Holzschäden und Holzschädlinge im Deckenbereich	12
1.4	Bestehende Dachkonstruktionen	16
1.4.1	Typen	16
1.4.2	Schäden am Dachtragwerk	20
1.5	Merkblatt zur statischen Vorbemessung der MA 37 S	21
1.6	Fokus	25
2	Stand der Technik	26
2.1	Die bestehende Deckenkonstruktion ist tragfähig und in Ordnung	26
2.1.1	Aufbeton	26
2.1.2	Aufbeton mit Faserbeton	27
2.1.3	OSB-Platten	27
2.2	Die bestehende Deckenkonstruktion ist sanierungsbedürftig	28
2.3	Die bestehende Deckenkonstruktion ist nicht tragfähig	28
3	Alternative Konstruktionen	29
4	Berechnung und Nachweise	30
4.1	Aufbauten	34
4.2	Lastaufstellung	34

4.3	Berechnung der Erdbebenkräfte	36
4.4	Kräfte im System	38
4.4.1	Ansatz der Erdbebenkräfte an der schubsteifen Decke	38
4.4.2	Weitere angesetzte Kräfte am System	38
4.5	Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	41
4.6	Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	44
4.7	L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m	47
4.8	L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m	50
4.9	Auswertung der Berechnung	53
5	Details	54
6	Zusammenfassung	58
8	Abbildungs- und Tabellenverzeichnis	61
8.1	Abbildungen	61
8.2	Tabellen	62
9	Literaturverzeichnis	63
	Anhang A: Berechnungen Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	65
	Anhang B: Berechnungen Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	94
	Anhang C: Berechnungen L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m	123
	Anhang D: Berechnungen L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m	154

Einleitung:

Ziel dieser Diplomarbeit ist die Erarbeitung von Varianten von schubsteifen Deckenkonstruktionen bei Dachbodenausbauten in Gründerzeithäusern.

Durch das Einsetzen der Industrialisierung im 18. Jahrhundert und das damit verbundene rasche Wachstum der städtischen Bevölkerung wurde es erforderlich, in kurzer Bauzeit möglichst viele Wohnungen zur Verfügung zu stellen. Es wurden Standardtypen von Häusern entworfen, welche in der Zeit von 1850 bis zum Beginn des Ersten Weltkrieges errichtet wurden. Da diese Häuser das Stadtbild Wiens bis heute prägen, ist es von Bedeutung, dass sie erhalten bleiben. Während in den letzten 50 Jahren oftmals die Erdgeschosse dieser Häuser adaptiert wurden, um Geschäfte zu beherbergen, ist im Moment der Dachgeschossausbau eine beliebte Methode neuen Wohnraum zu schaffen.

Mit Inkrafttreten der EN 1998-1 am 01.06.2005 und des B 1998-1 am 01.07.2006 hat sich der Erdbebennachweis verschärft. Die bei Gründerzeithäusern verwendete Konstruktion aus massiven Ziegelwänden ist im Vergleich zu einer Holzfachwerkbauweise eine sehr steife Konstruktion, welche eine hohe horizontale Beanspruchung aus Erdbebenkräften an das Gebäude zieht. Der Kapazitätsnachweis ist nach dem Merkblatt zur statischen Vorbemessung von der Magistratsabteilung 37S zu führen. Dabei darf sich die Kapazität des ausgebauten Hauses gegenüber der Kapazität des ursprünglichen Zustandes nicht verschlechtern. Möglich wird dies über eine schubsteife Decke im obersten Geschoss des Bestandes, welche die Horizontalkräfte über die Wandscheiben verteilt.

Aktuell wird von der MA37 S nur eine Konstruktion mit Aufbeton bzw. aufgenagelten OSB Platten (wobei der schubsteife Verbund mittels Nägel nachgewiesen werden muss) auf die bestehende Tram- oder Dippelbaumdecke als schubsteife Decke zugelassen.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird eine Konstruktion aus Stahl und Holz entwickelt und bemessen, welche für Standardtypen von Gründerzeithäusern anwendbar ist. Im Detail wird auf einen Rechteckgrundriss und einen L- Grundriss mit jeweils verschiedenen Traktiefen Bezug genommen.

1) GRUNDLAGEN:

1.1) Gründerzeithäuser in Wien

- **Bauweise:**

Da der Fokus dieser Diplomarbeit auf der bestehenden obersten Geschossdecke sowie den Anschlusspunkten des Bestandes an das Mauerwerk und das Dach liegt, wird nur auf tragende Wände, Decken und Dächer genauer eingegangen.

- **Wände:**

Beim Großteil der Wiener Gründerzeithäuser bestehen die Wände aus Ziegelmauerwerk. Teilweise kommt auch Misch- oder Natursteinmauerwerk zur Anwendung. Obwohl die statischen Methoden während der Gründerzeit, vor allem durch den Brücken- und Stahlbau, doch schon fortgeschritten waren, wurde im Wohnbau weiterhin nach den traditionellen Handwerksregeln gearbeitet. Erst ab 1854 gab es Bauordnungen, welche Vorgaben hinsichtlich der erforderlichen Wandstärken tragender Wände gaben.

- **Decken:**

Aufgrund geringer Baukosten und des geringen Gewichts, waren im Wohnbau der Gründerzeit zwischen Regelgeschossen Holzdecken Standard. Wegen der hohen Schadensanfälligkeit durch Feuchtigkeitseinwirkung und der höheren Tragfähigkeit wurden im Kellergeschoss jedoch Massivdeckenkonstruktionen verwendet.

- **Dächer:**

Praktisch alle Dächer bei Gründerzeitwohnhäusern sind in Holzbauweise konstruiert. Im Hinblick auf den geringen Anteil an Eisenkonstruktionen wird auf diese nicht näher eingegangen.

Die Bemessung der Konstruktion und der Anschluss- und Verbindungsdetails wurde zum Großteil nach handwerklichen Regeln vorgenommen. Dadurch waren die Querschnitte meisten überdimensioniert und hatten hohe Tragreserven. Durch die Einführung der statischen Bemessung wurden die Querschnitte schlanker und somit besser ausgenutzt. Nach der Epoche der Gründerzeit erhöhten sich die Anforderungen der Bauordnung an Windbelastungen, womit die Konstruktionen wieder massiver wurden.

1.2) Bestehende Wandsysteme:

1.2.1) Allgemein

Tragende Wände in Gründerzeithäusern bestehen, dem damaligen Standard entsprechend, aus Normformat - Ziegelmauerwerk. Bei repräsentativen Bauten wurde im Sichtbereich der Außenmauern großteils Naturstein eingesetzt, wogegen im Wohnbau auf die günstigeren künstlichen Steine gesetzt wurde.

Künstliche Steine wurden unterteilt in gebrannte (Ton-) Ziegel und künstliche Steine aus Mörtelmassen, wobei letztere nur eine untergeordnete Rolle spielen. Man kann die gebrannten Ziegel in drei Kategorien einteilen:

- Vollziegel: in der Regel für tragende Mauern
- Poröse- und Lochziegel: Beim Brennen wird dem Ton ein verbrennbarer Stoff beigemischt, um Poren zu erzeugen (30-50%). Die Ziegel werden dadurch leichter, erreichen aber geringere Festigkeiten. Einsatz meist für nichttragende Zwischenmauern.
- Klinkerziegel: wie der Vollziegel, allerdings deutlich stärker gebrannt; zumindest die Außenseite ist gesintert. Durch die erreichte hohe Festigkeit und Widerstandsfähigkeit eignet sich der Klinker am besten für stark belastetes Mauerwerk.

Ziegelart	Druckfestigkeit σ_D [N/mm ²]	Zugfestigkeit σ_Z [N/mm ²]	Scherfestigkeit σ_S [N/mm ²]
Ziegel, gewöhnlich	6,0 - 12,0	1,0	1,2
Ziegel, gute	14,0 - 25,0	2,0	
Maschinenziegel, gewöhnlich	20,5 - 23,0	2,5 - 5,0	
Lochziegel, gewöhnlich	19,4		
Poröse Vollziegel	15,0		
Poröse Lochziegel	8,4		
Klinker	30 - 90	100	k.A.

Tab. 1.01 Mechanische Eigenschaften der Ziegel / Angaben zur Bauzeit

- Bindemittel:

Die verwendeten Mörtel der Gründerzeit kann man in zwei Gruppen einteilen:

- Luftmörtel: bindet nur an trockener Luft ab
- hydraulischer Mörtel: bindet auch unter Wasser ab

<i>Bezeichnung</i>	<i>Dichte ρ [kg/m³]</i>	<i>Druckfestigkeit σ_D [N/mm²]</i>	<i>Zugfestigkeit σ_Z [N/mm²]</i>
Mörtel aus Weisskalk	1650	4,0 - 5,0	0,5 - 0,6
Mörtel aus hydraulischem Kalk	k.A.	3,0 - 5,0 (15,0)	0,6 - 0,8 (1,8)
Romazement (Zementkalk Rein)	1700	8,0 - 13,0	1,0 - 2,0
Romazementmörtel	1700	6,0 - 8,0	0,8
Portlandzementmörtel	1700	12,0 - 16,0	0,8 - 1,6
Kalkzementmörtel	1700	8,5 - 29,0	1,0 - 3,0

Tab. 1.02 Mechanische Eigenschaften der Mörtel / Angaben zur Bauzeit

1.2.2) Schäden am Mauerwerk:

Das bestehende Mauerwerk ist durch Einwirkung von Feuchtigkeit gefährdet. Besonders die Kombination von Feuchtigkeit mit häufigen Frost-Tau-Wechseln kann eine tiefreichende Zerstörung des Mauerwerks zur Folge haben.

Weit anfälliger als der Ziegel/Stein selbst, ist der Mörtel. Durch anhaltende Feuchtigkeit, vor allem im Kellerbereich, wird Bindemittel aus dem Mörtel gewaschen. Im schlimmsten Fall ist die Tragfähigkeit des Mörtels dann nicht mehr gegeben. Schon durch geringe Scherbelastung in der Fuge, wie etwa durch ein Erdbeben, kann der Ziegelverband gelöst werden und die Tragfähigkeit der Mauer ist nicht mehr gegeben. Erkennbar ist dieser Schaden an leicht entfernbaren/auskratzbaren Mörtelfugen. Es ist auf jeden Fall die Tiefe der Schädigung zu untersuchen, um einen aussagekräftigen Wert für die vorhandene Qualität des Mauerwerks erheben zu können.

1.3) Bestehende Deckensysteme: [1]

1.3.1) Typen:

• **Dippelbaumdecke:**

- aufwändigster Deckentyp
- meist nur als oberste Geschossdecke verwendet; vorgeschrieben aus Brandschutzgründen, wenn keine Massivdecke zur Anwendung kam
- ein durchgehendes Auflager wird benötigt
- einzelne Träme durch Auseinanderschneiden ganzer Baumstämme gewonnen; Oberseite nicht eben sondern rund
- Konstruktionshöhe ca. 30cm
- Dübelabstand ca. 2,0m
- Aufbau aus 7-8cm Schlacke oder Sand;
Deckung im Dachbereich: Pflasterziegel
- Spannweite bis 6m

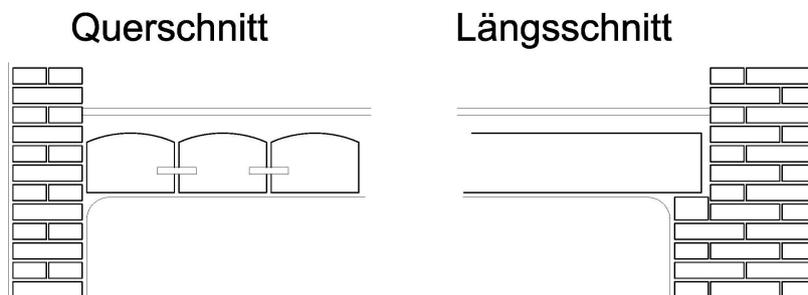


Abb. 1.01: Systemskizze Dippelbaumdecke

• **einfache Tramdecke:**

- Lasten werden durch Polsterhölzer und/oder 5-6cm Beschüttung auf die Sturzschalung und die Träme verteilt
- Tramdimension bei Trakttiefe 5,0m: $b/h = 18/26\text{cm}$
- Tramdimension bei Trakttiefe 6,0m: $b/h = 20/29\text{cm}$
- Fußbodenaufbau auf den Polsterhölzern aufgebaut
- Konstruktionshöhe 30-45cm
- Spannweite bis maximal 6,0m (Regelfall 5,5m)

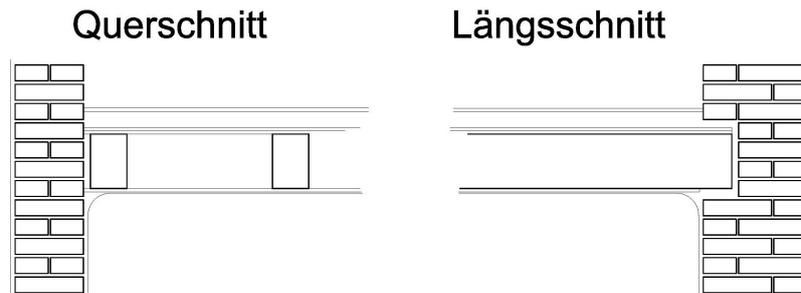


Abb. 1.02 Systemskizze einfache Tramdecke

• **Tramdecke mit versenkter Sturzschalung:**

- Aufbau im Prinzip wie bei der einfachen Tramdecke mit dem Unterschied, dass zur Reduktion der Konstruktionshöhe Leisten an die Seitenflächen der Träme genagelt werden. Reduktion: ca. 5cm
- Tramkastl'n zum Schutz des Tramkopfirnholzes: Bei Kontakt des Holzes mit dem Mauerwerk besteht die Gefahr des Abfaulens durch Feuchteinwirkung.

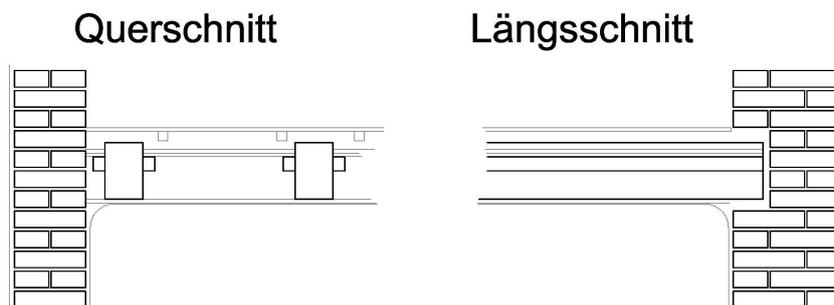


Abb. 1.03 Systemskizze Tramdecke mit versenkter Sturzschalung

• **Fehltramdecke:**

Bei besonderen Deckenuntersichten wie z.B: Holzvertäfelungen oder Stukkaturen wirken sich Schwingungen und Verformungen der Primärkonstruktion stark auf das Erscheinungsbild und die Dauerhaftigkeit aus. Die Fehlträme sind konstruktiv komplett von der Primärkonstruktion getrennt und tragen nur ihr Eigengewicht sowie die Untersicht. Dadurch wird die Konstruktionshöhe größer (bis ca. 50cm).

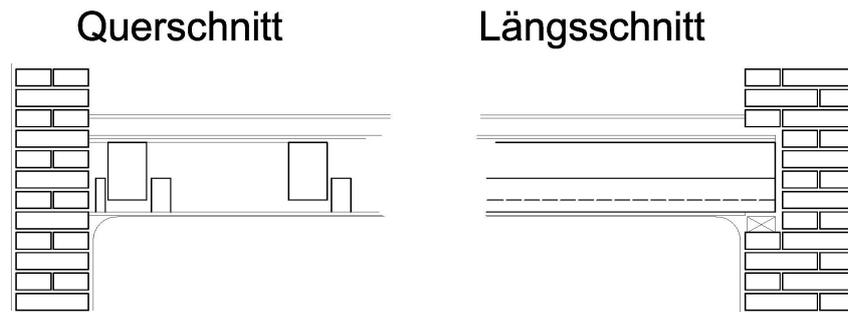


Abb. 1.04 Systemskizze Fehltramdecke

• **Tramtraversendecke:**

Tramtraversendecken kamen hauptsächlich im Schul- und Verwaltungsbau zur Anwendung, da durch die Mischbauweise aus Eisen und Holz größere Spannweiten ermöglicht werden. Die Konstruktionshöhe ist mit der Tramdecke gleichzusetzen. Erfinder dieser Konstruktionsweise war der Ringstraßenarchitekt Julius Dörfel (1834-1901). [10]

1.3.2) **Untersuchung:**

Vor einem Ausbau muss in jedem Fall der Zustand der bestehenden Konstruktion erhoben werden. Gegenüber der massiven Bauweise ist die Schadensanfälligkeit der Holzkonstruktion stark erhöht. Erschwerend kommt bei Dippelbaumdecken die schlechte Zugänglichkeit der tragenden Elemente hinzu.

• **Prüfmethoden:**

- optische Untersuchung
- dynamische Prüfung am gesamten Bauteil
- Endoskopie mit Probenentnahme
- Konstruktionsöffnung mit Eindringprüfung
- Laboruntersuchung
- dynamische Prüfung am Probestück
- (Untersuchung mittels Gamma-Strahlen)

• **optische Untersuchung:**

Die augenscheinliche Untersuchung ist sehr wichtig, setzt aber viel Erfahrung voraus. Bei Belastungsversuchen mit unterschiedlichen Belastungen werden Verformungen gemessen. Dadurch, und durch eventuelle Risse an der

Untersicht, können Rückschlüsse auf den Zustand der Konstruktion gezogen sowie eine Entscheidung bezüglich weiterer Untersuchungsmethoden getroffen werden.

- **dynamische Prüfung:**

Die Deckenkonstruktion wird durch eine nicht genormte Stoßbelastung zum Schwingen angeregt. Dabei wird die Schwingzeit sowie die Dämpfung gemessen und durch die Ergebnisse mittels Parameterdiagrammen auf den Zustand der Konstruktion rückgeschlossen. Da die Belastung nicht genormt ist, sind Vergleiche zwischen verschiedenen Prüfungen schwer nachvollziehbar.

- **Endoskopie:**

Mittels eines Endoskopes wird die optische Begutachtung einzelner sonst unzugänglicher Bauteile ermöglicht. Sinnvoll ist Endoskopie von unten, da ansonsten von oben Beschüttungsmaterial nachrieselt. Diese Methode ist jedoch nur wirtschaftlich nutzbar, wenn die kritischen Punkte für die Untersuchung vorher gezielt ausgewählt werden. Durch das Endoskop ist jeweils nur ein kleiner Bereich sichtbar, weshalb die Position oft gewechselt werden muss. Eine Dokumentation mittels Digitalkamera durch das Endoskop ist möglich.

- **Deckenöffnung:**

Bei Doppelbaumdecken oder schwer zugänglichen Bereichen bei Tramdecken sind durch eine Deckenöffnung Probenentnahmen und andere Untersuchungen möglich.

1.3.3) Holzschäden und Holzschädlinge im Deckenbereich:

- **Hauptschadensursachen:**

- Zutritt von Feuchtigkeit zu den von zirkulierender Luft abgeschlossenen Deckenbalken. Besonders gefährdet ist das Hirnholz der Tramköpfe.

- **Schäden durch Pilzbefall:**

- maßgebend: - Feuchtegehalt des Holzes
- Umgebungstemperatur

Pilze bestehen aus so genannten Hyphen, fadenförmigen Zellen. Der Nährstoff- und Feuchtigkeitstransport von Pilzen erfolgt in Hyphenbündeln, welche als Stränge bezeichnet werden. Viele Schadpilze, wie etwa Schimmelpilze, bilden keine Fruchtkörper wie Speisepilze. Bei diesen wachsen nur die einzelnen Myceln auf und in dem befallenen Material.

Holzpilze haben in der Natur die Aufgabe, abgestorbenes Holz zu zersetzen. Sobald Pilzsporen einen geeigneten Nährboden gefunden haben und die Umgebungsbedingungen stimmen setzt Pilzwachstum ein.

Damit sich ein Pilz entwickeln kann bedarf es keiner extremen Bedingungen. Bereits bei Temperaturen von 20-30°C und ab ca. 40% Luftfeuchte ist rasches Pilzwachstum möglich. Ein Wachstumsstillstand ist bei Pilzen durch hohe Temperaturen zu erreichen (z.B. echter Hausschwamm: 27°C). Zu beachten ist auch die Überlebensdauer eines Pilzes bei Trockenheit. Ein Pilz kann bis zu 11 Jahren bei reduzierter Stoffwechsellätigkeit und niedrigen Temperaturen überleben.

- **Einteilung der Pilze nach dem Schadensbild:**

- **Holzverfärbende Pilze:** keine Einschränkung der Tragfähigkeit, jedoch hygienische Probleme

- Schimmelpilze: wachsen an der Oberfläche
- Bläuepilze: wachsen im Inneren des Holzes -> bläulich, schwarze Färbung

- **Holzerstörende Pilze:**

- Weißfäule: die Zellulose bleibt erhalten, Lignin wird abgebaut; verursachen ein helles und faseriger Abbaubild; Weißfäule-Pilze benötigen sehr hohe Feuchtigkeit wie sie oft bei Durchnässungen um Dach- oder Sanitärbereiche vorkommen; im fortgeschrittenen Stadium erfolgt eine Zerstörung des Holzes wie bei der Braunfäule;
- Braunfäule: häufigste Form der Zerstörung von Holzdecken; braune Verfärbung und Würfelbruch durch Abbau der Zellulose;

- echter Hausschwamm; ist sehr gut an Umweltverhältnisse in Wohngebäuden angepasst; Ursache sind Konstruktionsfehler und Gebäudeschäden
 - Kellerschwamm; Vorkommen ist nicht auf den Keller beschränkt; äußerlich schwer erkennbar; eventuell braune Holzfärbung; hohes Feuchtigkeits- und Temperaturbedürfnis; kann sehr schnell wachsen; kommt oft bei Ausbauten oder Neubauten vor, die vor dem Bezug nicht vollständig austrocknen konnten
 - Porenschwamm
 - Blättlinge - befallen oft Fensterhölzer
-
- Moderfäule: Mikropilze bauen Zellulose ab, nur Lignin bleibt übrig -> Holz wird weich -> Verlust der Tragfähigkeit der Konstruktion. Moderfäule wird von außen oft bis zum Bruch des Bauteils nicht erkannt. Im fortgeschrittenen Zustand sieht sie der Braunfäule ähnlich. Es können auch optische Beeinträchtigungen und gesundheitliche Probleme auftreten.

Die wichtigste holzerstörende Pilzart ist der echte Hausschwamm. Durch sein extrem rasches Wachstum kann es innerhalb kürzester Zeit zum vollkommenen Abbau der Tragfähigkeit der Konstruktion kommen. Der Pilz bildet lange Mycelstränge, wodurch er Wasser von nassen in trockene Bereiche transportieren kann. Auch Mauerwerk wird dabei einfach durchdrungen.

Der Kellerschwamm ist ähnlich dem echten Hausschwamm, allerdings ist er auch auf eine feuchte Umgebung angewiesen. Die Bekämpfung gestaltet sich dadurch einfacher.

Die holzerstörenden Pilze bleiben unter Umständen lange Zeit unerkannt, da an der Oberfläche nur mikroskopisch kleine Myceln zu sehen sind. Wird der Pilz erkannt, sind meist schon große Schäden am betroffenen Bauteil entstanden.

• **Schäden durch Insektenbefall:**

Wichtig in diesem Zusammenhang sind die Trockenholzinsekten, da sie trockenes Holz, wie Deckenträume oder Holz im Dachstuhlbereich, abbauen. Schädling im eigentlichen Sinne sind nicht die Insekten, sondern deren Larven. Sie benötigen zur Ernährung die Eiweißbestandteile des Holzes.

Die wichtigsten Vertreter sind:

- Hausbock: greift vor allem Nadelholz an; erkennbar durch ovale Löcher im Holz
- gewöhnlicher Nagekäfer: dieser greift sowohl Nadel- als auch Laubholz an, bevorzugt kühle und feuchte Räume; erkennbar durch runde Löcher im Holz.

• **Bekämpfung:**

In diesem Zusammenhang ist die Hitzeempfindlichkeit der Larven von Bedeutung, welche zur Bekämpfung ausgenutzt wird.

- physikalische Methoden:
 - Heißluft
 - Mikrowellen
- chemische Methoden:
 - flüssige Mittel
 - giftige Gase
- biologische Methoden: (nur durchschnittliche Bedeutung bei verbaulichem Holz)
 - natürliche Feinde
 - Parasiten
- Holzverfestigung: Kunstharze
- Oberflächenbehandlung

1.4) bestehende Dachkonstruktionen:

1.4.1) Typen: [11]

- einfaches Sparrendach

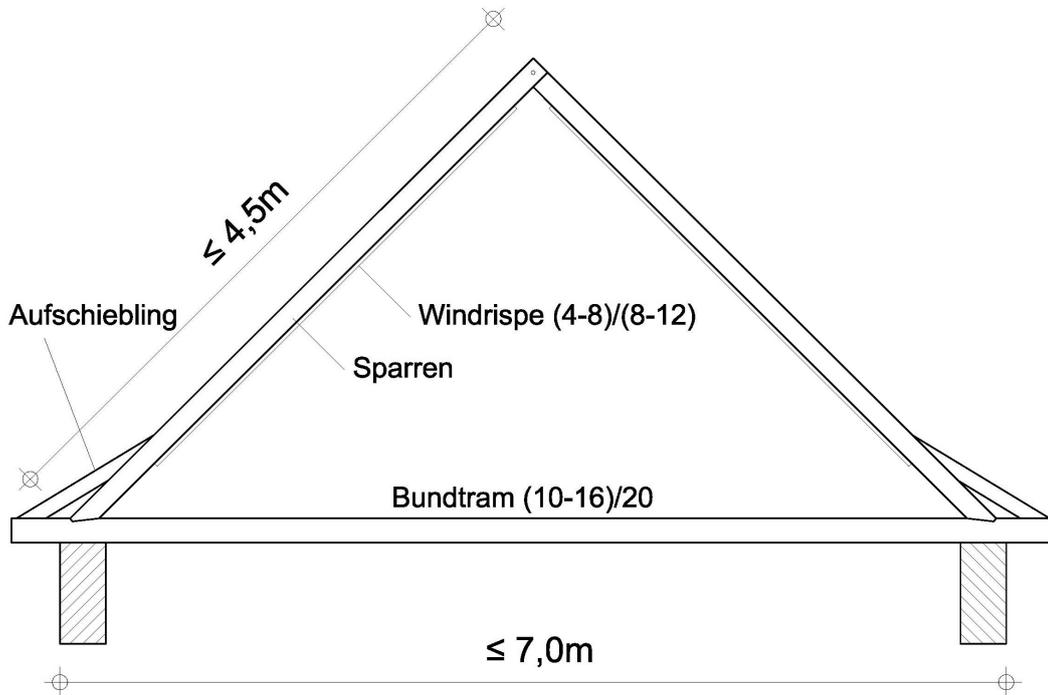


Abb. 1.05: Systemskizze einfaches Sparrendach

- einfaches Kehl balkendach

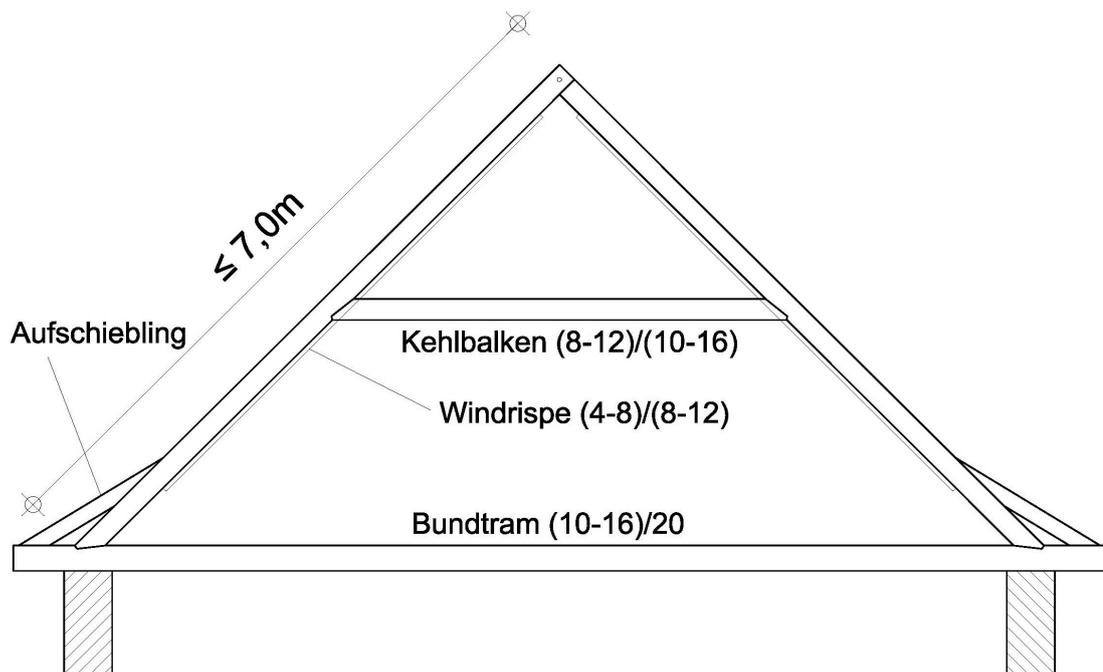


Abb. 1.06: Systemskizze einfaches Kehl balkendach

- Kehlbalkendach mit einfach stehendem Stuhl

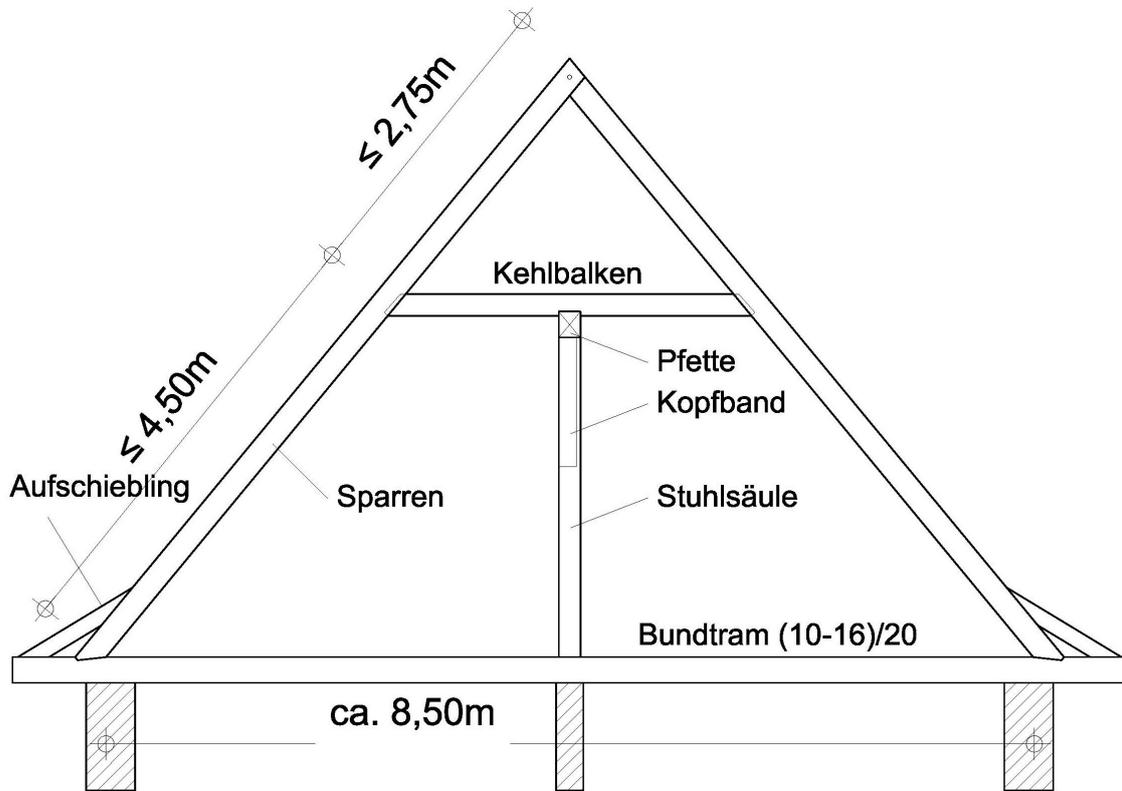


Abb. 1.07: Systemskizze Kehlbalkendach mit einfach stehendem Stuhl

- Kehlbalkendach mit doppelt stehendem Stuhl

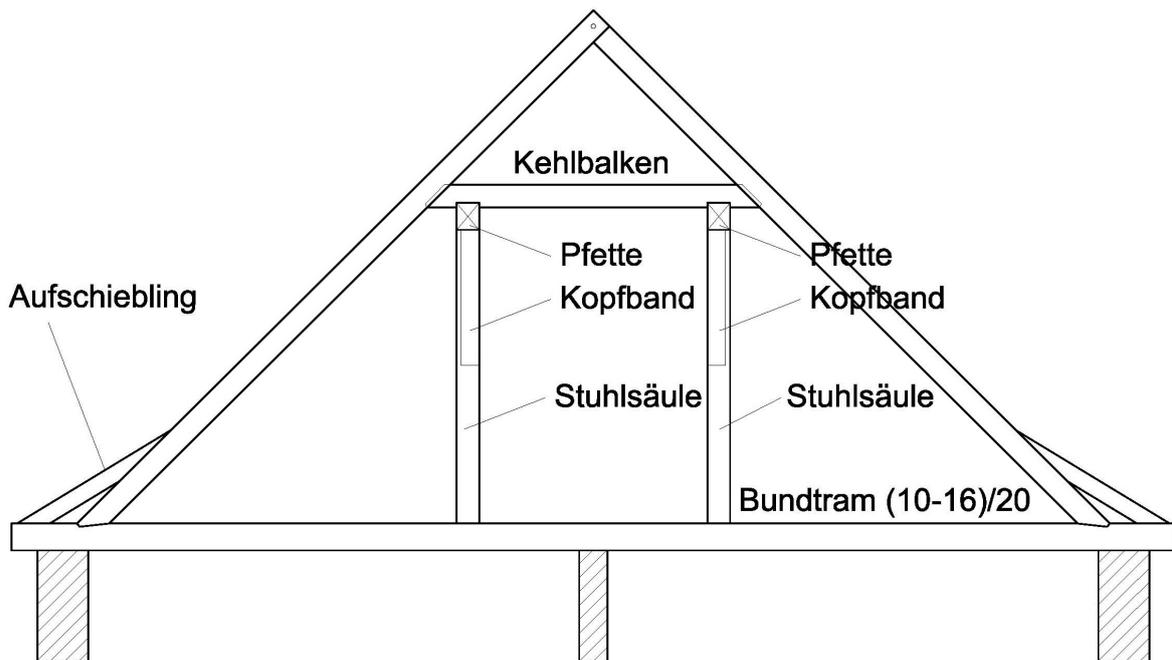


Abb. 1.08: Systemskizze Kehlbalkendach mit doppelt stehendem Stuhl

- Kehlbalkendach mit dreifach stehendem Stuhl

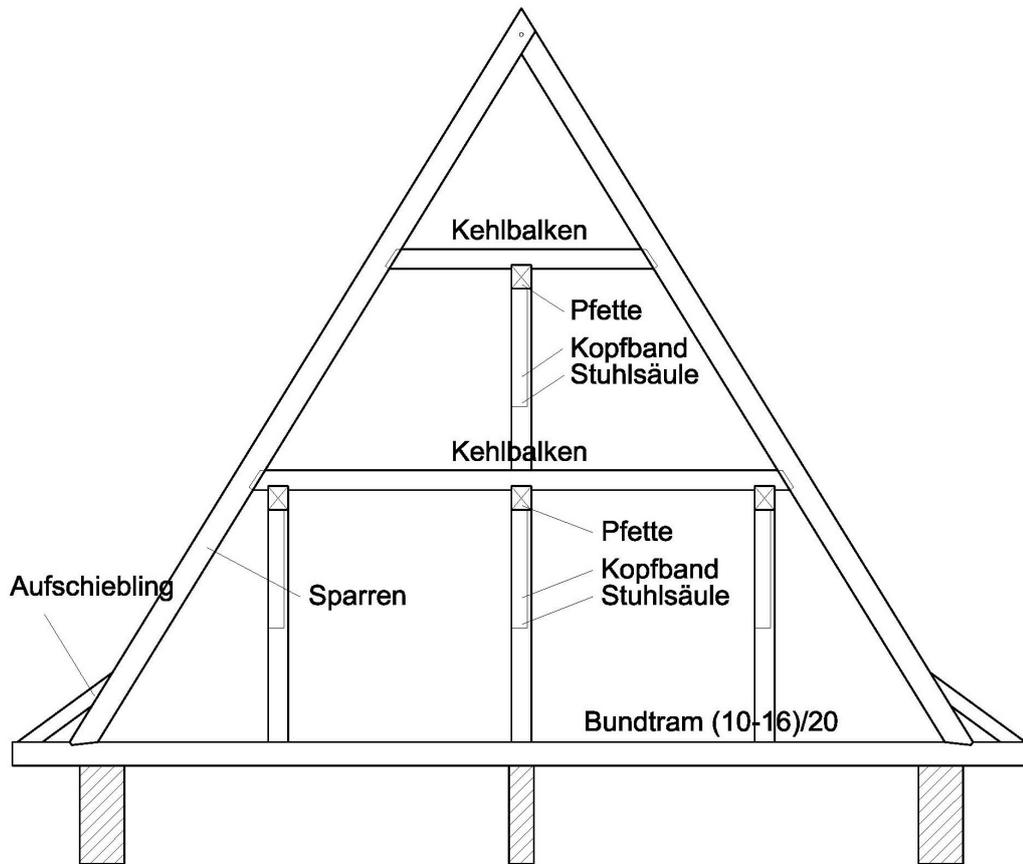


Abb. 1.09: Systemskizze Kehlbalkendach mit dreifach stehendem Stuhl

- einfach stehender Pfettendachstuhl

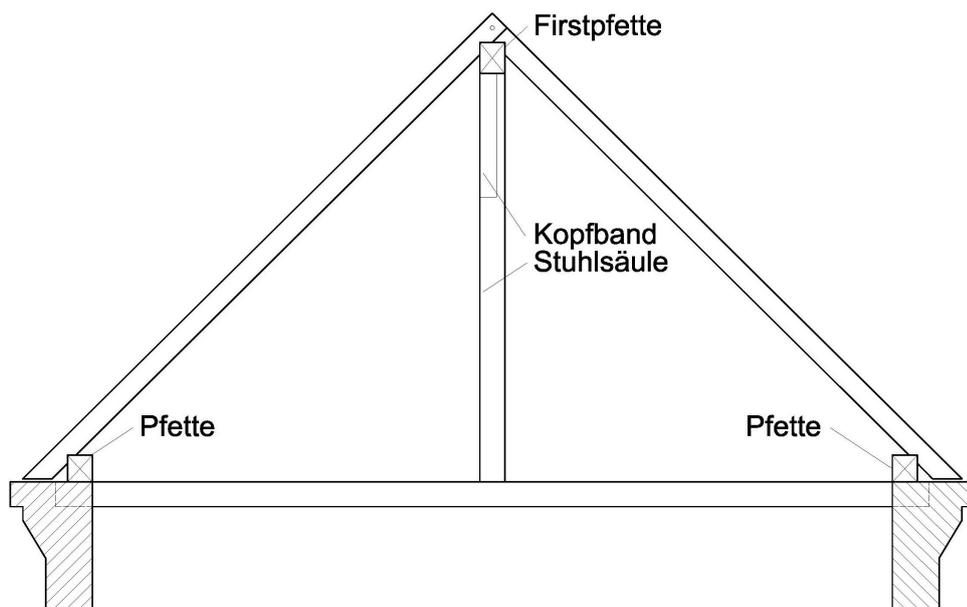


Abb. 1.10: Systemskizze einfach stehender Pfettendachstuhl

- Pfettendach mit doppeltem Hängwerk (Wiener Dachstuhl)

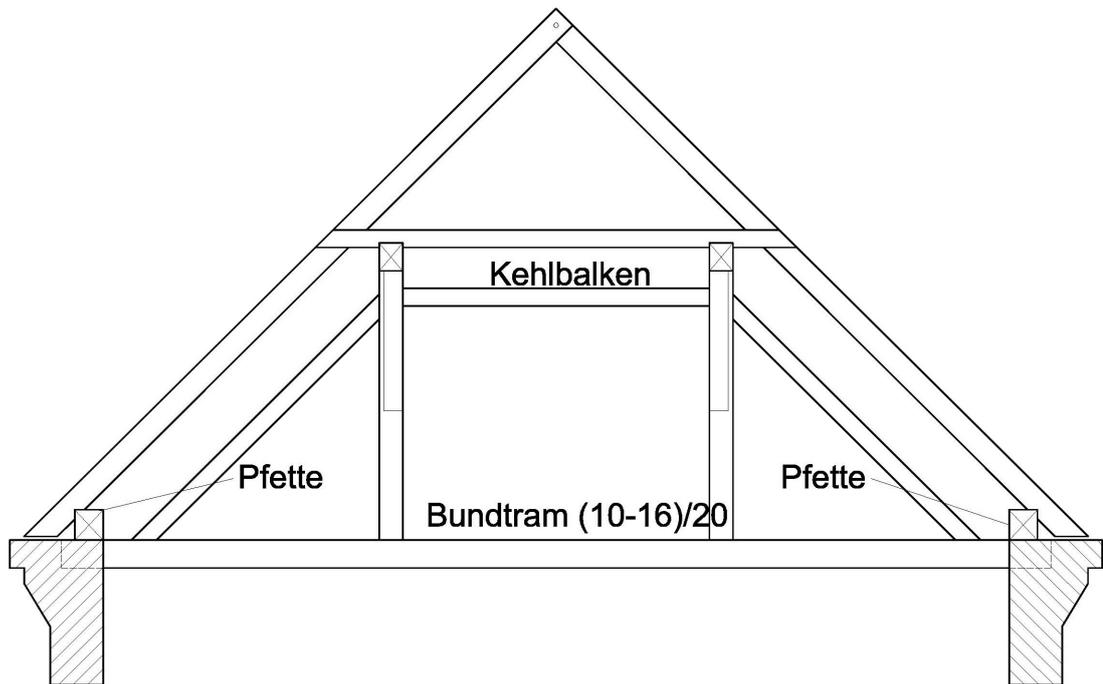


Abb. 1.11: Systemskizze Pfettendach mit doppeltem Hängwerk (Wiener Dachstuhl)

- Pfettendach mit Bockstuhl

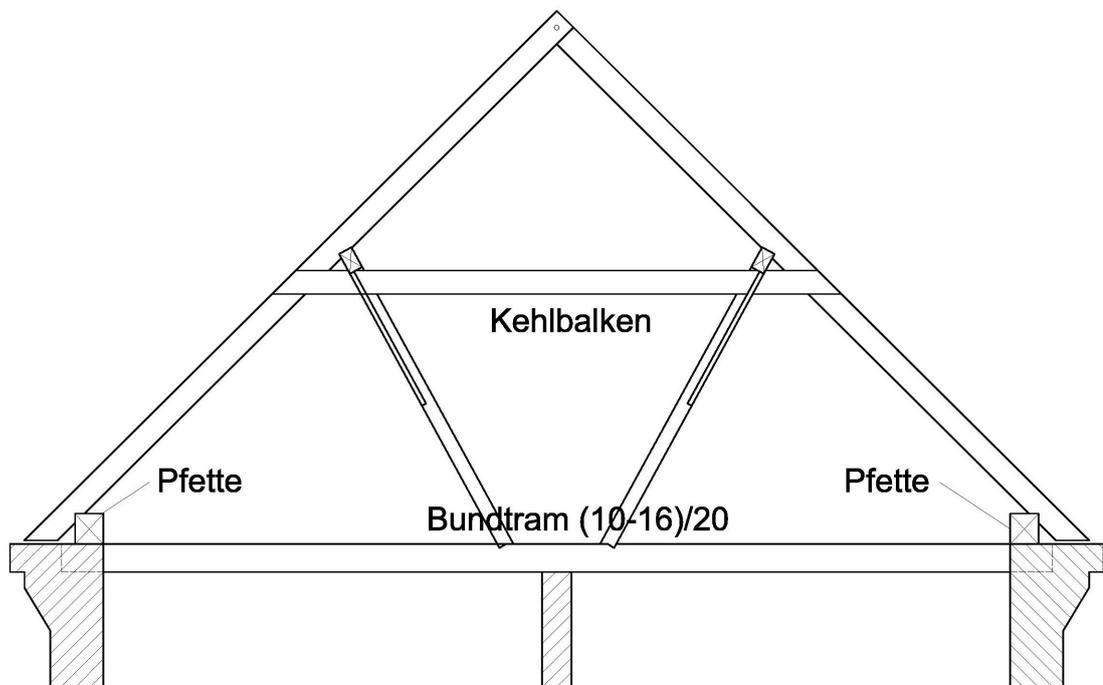


Abb. 1.12: Systemskizze Pfettendach mit Bockstuhl

- Pfettendach mit geneigtem Stuhl

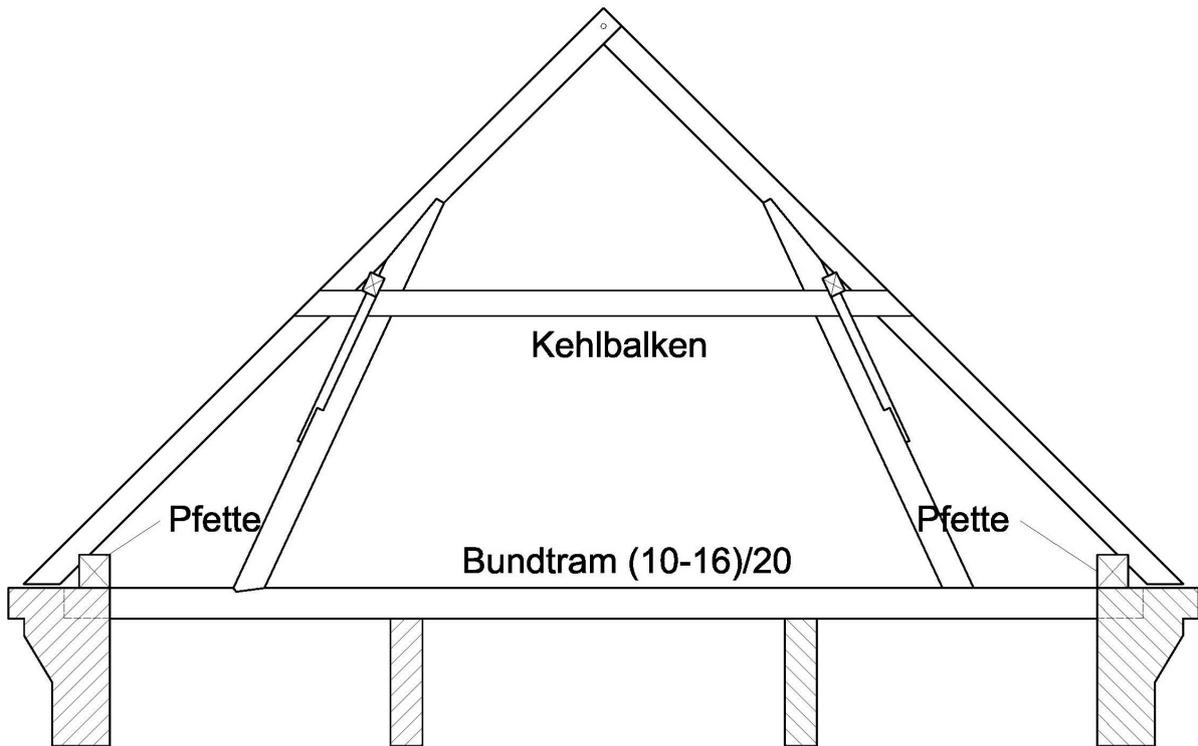


Abb. 1.13: Systemskizze Pfettendach mit geneigtem Stuhl

1.4.2) Schäden am Dachtragwerk:

Die Prüfmethode an Holzdachtragwerken sind analog den Methoden der Prüfung bei Holzdecken zu sehen. Schäden an Dachtragwerken entstehen oft nach Eindringen von Niederschlagswasser in die Konstruktion. Bei Gründerzeithäusern wurden die Entwässerungsrohre oft innen durch den Dachraum geführt. Verstopfte oder undichte Leitungen verursachen oft Wassereintritt in den Dachraum.

1.5) Merkblatt zur statischen Vorbemessung der MA37S

Das am 31. März 2008 herausgegebene Merkblatt beinhaltet einige wichtige Punkte zum Dachgeschossausbau bei Gründerzeithäusern. Dabei ist das Kapitel II. Statische Vorbemessung bei Änderungen in/an bestehenden Bauwerken von Bedeutung. In Punkt II.1 wird zwischen unmaßgeblichen und maßgeblichen Änderungen unterschieden. Da sich diese Diplomarbeit mit leichten Dachgeschossausbauten beschäftigt, wird hier auf den Punkt II.1.a, unmaßgebliche Änderungen, näher eingegangen.

Nachfolgend die zu beachtenden Punkte aus dem Merkblatt der MA37S [4]:

„2. Sicherheitstechnische Anforderungen

Bei **unmaßgeblichen Änderungen** darf aus statisch konstruktiver Sicht die **gegebene Sicherheit nicht verschlechtert** werden. Allenfalls sind geeignete, nachzuweisende **Kompensationsmaßnahmen** vorzusehen, sodass die **Sicherheit des Gebäudes nach der Änderung mindestens jener vor der Änderung entspricht**. Voraussetzung dabei ist, dass die relevanten Bauteile (Decken, Träger, Wände, Stützen) tragfähig sind, das Bauwerk zumindest in einem **gebrauchstauglichen Zustand** ist und beides nachgewiesen wird.

Bei **maßgeblichen Änderungen** von Gebäuden ist hingegen grundsätzlich die **Gebrauchstauglichkeit** und die **Tragsicherheit** entsprechend einem **Neubau** herzustellen und nachzuweisen.

3. Formale Anforderungen an die statische Vorbemessung

1. (a) Die statische Vorbemessung ist als solche zu bezeichnen (damit sie nicht mit der Ausführungsstatik verwechselt wird; diese ist ggf. später zusätzlich erforderlich).
2. (b) Die sich auf Grund der statischen Vorbemessung ergebenden Dimensionen der wesentlichen tragenden Bauteile sind in derselben konkret auszuweisen sowie in den Bauplänen anzugeben.
3. (c) Die in den Bauplänen dargestellten Bauteile (Stützen, Träger, Decken, usw.) müssen der statischen Vorbemessung entsprechen.

4. (d) *Es ist in Form eines Gutachtens bzw. einer gutachterlichen Feststellung ausdrücklich zu bestätigen, dass auf Basis der statischen Vorbemessung und ggf. des Ingenieurbefundes (sh. unter III.) das Bauvorhaben aus statisch-konstruktiver Sicht unter Einhaltung der aktuell geltenden Vorschriften und Normen mit den in den Bauplänen dargestellten baulichen Maßnahmen bzw. Dimensionen der wesentlichen tragenden Bauteile durchführbar ist.*
5. (e) *Sollten zur Erreichung eines gebrauchstauglichen und tragsicheren Zustandes Ertüchtigungsmaßnahmen bzw. Kompensationsmaßnahmen erforderlich sein, so sind diese konkret darzustellen.*

4. Spezielle Fälle bei Bauvorhaben in/an bestehenden Bauwerken

Da bei den nachfolgend angeführten Bauführungen (unter Punkt II. 4.1, 4.2 und 4.3) erfahrungsgemäß immer wieder Fragen und Unsicherheiten hinsichtlich der seitens der Magistratsabteilung 37 als nach dem Stand der Technik erforderlich erachteten Maßnahmen entstehen, wird – um Unklarheiten und Diskussionen in vielen Einzelfällen möglichst auszuschalten – für diese speziellen Fälle die Interpretation der gesetzlichen Bestimmungen und einschlägigen technischen Normen im Folgenden etwas ausführlicher dargestellt.

Einzelfälle und ggf. andere Ergebnisse in der Beurteilung bei genauerer Untersuchung und vorgelegten Nachweisen des/der Bauwerbers/in bleiben davon unberührt !

4.1 „Dachgeschossausbauten“

*Dachgeschosseinbauten bzw. Dachgeschossausbauten dürfen grundsätzlich als **unmaßgebliche Änderung** im o.a. Sinn qualifiziert werden, wenn*

- *eine unmaßgebliche Volums- bzw. Nutzflächenvergrößerung sowie*
- *aus statisch konstruktiver Sicht eine unmaßgebliche Lasterhöhung vorliegt, und*
- *sie in Leichtbauweise hergestellt werden.*

Als unmaßgebliche Volums- bzw. Nutzflächenvergrößerung („Dachgeschossausbau“) wird in diesem Zusammenhang auch ein Dachgeschossausbau mit Dachansteilungen oder/und Dachaufklappungen oder/und Gaupen (ggf. auch mit einer Breite von mehr als 1/3 der jeweiligen Front)

oberhalb der letzten Bestandsdecke zur Schaffung neuer (zusätzlicher) Wohn- bzw. Aufenthaltsräume und/oder Terrassen qualifiziert.

Errichtet werden kann als Dachgeschossausbau (damit aus statischer Sicht dieses Bauvorhaben ohne weitere vorzulegende Nachweise für die horizontale Lastableitung bewilligungsfähig ist) praktisch also ein (1) neues Geschoss (als 1. Ebene) und maximal eine darüber liegende 2. Nutzebene, die vollständig innerhalb eines (unmittelbar über der Decke der 1. Ebene beginnenden) 45° - Dachumrisses liegt, und die damit über etwa der Hälfte der Gesamtgeschossfläche der 1. Ebene als Galerie bzw. als Aufenthaltsraum genutzt wird; wird die andere Hälfte der Gesamtgeschossfläche als „Restraum“ (Schräge, mit einer Raumhöhe von wenigen cm bis max. 2,5 m) oder/und als Terrasse genutzt, so ist gleiches Sicherheitsniveau nachzuweisen (z.B. durch Verringerung des grundsätzlich zulässigen Zusatzes an neuer Masse) als bei Nutzung nur einer Hälfte der Gesamtgeschossfläche.

Ob in diesem Zusammenhang eine **unmaßgebliche Lasterhöhung** vorliegt, ist in jedem Einzelfall sachverständig zu beurteilen. Die Baubehörde verlangt **bei typischen Wiener Gründerzeithäusern** (Holzbalkendecken in den Obergeschossen, alle Zwischenwände von oben bis zur Decke über dem Kellergeschoss durchgehend vorhanden) allerdings (nur) dann **keinen gesonderten Nachweis**, wenn

- als Kompensationsmaßnahme eine **Decke mit Scheibenwirkung** in Deckenebene („schubsteife Deckenscheibe“) als oberste Geschossdecke, direkt unterhalb des Dachgeschossausbaues hergestellt wird,
- diese mit dem Bestandsmauerwerk (Haupt- und Feuermauern) ausreichend **verschlossen** wird (d.h. auch horizontal lastübertragend),
- eine **zusätzliche seismisch beanspruchte Masse von maximal 720 kg/m²** (entspricht 7,20 kN/m²) oberhalb der letzten Bestandsdecke aufgebracht wird und
- eine Mörteldruckfestigkeit von im Mittel mind. 1 N/mm² gegeben ist (ggf. kann auch eine Mauerwerksprüfung mit einer repräsentativen Probenanzahl erforderlich sein).

- *Werden Pflaster und Beschüttung oder Bauteile wie Dachstuhl, Gesimse oder Teile der Mittelmauer entfernt, können diese bei der genannten zu erstellenden Lastbilanz berücksichtigt werden (Pflaster, Beschüttung und für nicht ausgebaute Dachböden angesetzte Nutzlast in diesem Zusammenhang jedoch nur bis maximal 2,3 kN/m²).*
- *In diesem Zusammenhang ist auch wichtig, dass die Feuermauern etwa 30 cm dick (doppelt so dick wie die Zwischenwände) sind und vor allem bis zum tragfähigen Untergrund durchgehend vorhanden sind. Dies ist im Zuge der Erstellung des Ingenieurbefundes (sh. III.) bzw. in der statischen Vorbemessung abzuklären.*

*Als **Leichtbauweise** sind in diesem Zusammenhang Stahl/Holz- oder Holz/Holz-Konstruktionen, jeweils mit GKF – Verkleidung zu verstehen. Wände aus Mauerwerk sowie Decken aus Stahlbeton gelten grundsätzlich nicht als „Leichtbauweise“. Nur die Feuermauern, die Stiegenhauswände sowie einzelne Säulen (Pfeiler) zwischen den Rauchfängen im (ehemaligen) Dachboden und geringfügige Aufmauerungen (im unmittelbaren Anschluss an bestehende Wände) dürfen in diesem Zusammenhang in Massivbauweise hergestellt werden. Abweichungen (einzelne massive Bauteile) sind statisch-konstruktiv gesondert nachzuweisen.*

*Bei diesen Bauführungen (unmaßgebliche Änderung, z.B. Dachgeschossausbauten in o.a. Sinn) ist in der **statischen Vorbemessung gemäß § 63 Abs. 1 lit. h BO** (nur) die Gebrauchstauglichkeit und Tragsicherheit folgender Bauteile nachzuweisen:*

1. *die vertikal beanspruchten Bauteile (Träger, Wände, Stützen) bis (einschließlich) in den tragfähigen Untergrund,*
2. *die Kompensationsmaßnahmen für die zusätzlich aufgebrachte Masse,*
3. *die oberste Bestandsdecke oder eine ggf. darüber neu eingebaute Decke,*
4. *die Bestandskonstruktion bei Veränderungen (siehe Punkt 4.3) sowie*
5. *alle neuen Bauteile*

(d.h. es sind in diesen Fällen keine Nachweise der seismischen Einwirkungen für den Bestandsbaukörper erforderlich).

Grundlage der „Statischen Vorbemessung“ – als Beilage zur Baueinreichung – ist eine Erhebung bzw. Dokumentation des IST-Zustandes des Gebäudes (Ingenieurbefund).

Zusammenfassend ist für diese Bauführungen (Dachgeschlossausbau) festzuhalten, dass

- *der Nachweis gemäß § 63 Abs. 1 lit. h BO eine **statische Vorbemessung** inklusive allfälliger Verstärkungsmaßnahmen und ggf. ein Fundierungskonzept zu umfassen hat;*
- *für die auf das Gebäude aufgebrachte (neue) Masse eine geeignete, nachzuweisende Kompensationsmaßnahme vorzusehen ist;*
- *die neuen Bauteile vordimensioniert werden müssen;*
- *das übrige Gebäude – aufbauend auf dem Ingenieurbefund – dahingehend zu bewerten ist, dass das Gebäude hinsichtlich seines Tragsystems infolge der Kompensationsmaßnahme statisch nicht verschlechtert wird, und*
- *insgesamt die Tragfähigkeit der relevanten Bauteile (Träger, Wände, Stützen) sowie die Gebrauchstauglichkeit gegeben sind. „*

1.6) Fokus:

Der Fokus dieser Diplomarbeit liegt in der Erstellung einer statisch-konstruktiven Lösung für das Problem der schubsteifen Decke, bei vorhanden sein einer beschädigten, nicht im vollen Umfang tragfähigen Deckenkonstruktion. Am Rande werden im Folgenden die Bereiche der Bauphysik sowie des Brandschutzes behandelt.

2) Stand der Technik

Durch die große Bandbreite an unterschiedlichen Erhaltungszuständen bei Gründerzeithäusern wird an dieser Stelle in drei verschiedene Fälle unterschieden:

2.1) Die bestehende Deckenkonstruktion ist tragfähig und in Ordnung:

Die bestehenden Träme oder Dippelbäume können nur zur Lastabtragung herangezogen werden, wenn die Holzkonstruktion schädlingsfrei und gut erhalten ist.

2.1.1) Aufbeton: [10]

Bei einem großen Teil der aktuell durchgeführten Dachgeschossausbauten kommt die Ausführung einer Verbunddecke zur Anwendung. Dabei wird eine Verbunddecke mit der tragfähigen, bestehenden Deckenkonstruktion hergestellt. Die bestehende Konstruktion wird unterstellt oder im Idealfall überhöht, danach werden Verbundschrauben, HBV-Schubverbinder oder BS-Verbundanker in die Dippelbäume/Träme eingebohrt und die bis zu 10cm starke Stahlbetondecke betoniert. Nachdem der Beton ausreichend ausgehärtet ist, um die auftretenden Kräfte in der Verbundfuge aufzunehmen, wird die Unterstellung entfernt und damit die Verbunddecke aktiviert. Daraus resultiert eine Erhöhung der Traglast und eine Verbesserung des Verformungsverhaltens. Die Schwingungsanfälligkeit der Konstruktion wird ebenfalls herabgesetzt.

Der Nachteil an dieser Konstruktion ist das hohe (Beton-) Gewicht sowie die längere Bauzeit. Beim Einbringen des Betons ist darauf zu achten, dass eine Durchfeuchtung des Holzes durch den frischen Beton vermieden wird. Bei unsachgemäßer Anwendung können Feuchteschäden die Folge sein. Es ist sinnvoll, eine diffusionsoffene Trennschicht zwischen der Holzschalung und dem Beton einzulegen. Wird die Unterstellung der Decke zu früh entfernt, kann stärkeres Kriechen des Betons auftreten. Eine Lastumlagerung auf die bestehende Holzkonstruktion sowie erhöhte Verformungen sind die Folge.

Wenn eine Unterstellung der bestehenden Decke nicht möglich ist (z.B. Deckenuntersicht soll erhalten werden), gibt es die Alternative den Aufbeton lagenweise einzubringen. Dabei werden Lagen von ca. 3,0 cm Stärke eingebracht. Die jeweils spätere Lage wird erst bei Erreichen der erforderlichen Festigkeit der unteren Lage eingebracht. So wird zumindest ein Teil des

Aufbetongewichtes im Verbund aktiviert. Zumindest die erste Lage wird vollständig von der bestehenden Konstruktion getragen.

2.1.2) Aufbeton mit Faserbeton: [6]

Die Grundlage für die Verwendung von Stahlfaserbeton ist die „Richtlinie Faserbeton“ (Herausgegeben vom ÖVBB, gültig seit 01.07.2008). In der Richtlinie werden drei verschiedene Festigkeitseigenschaften zusätzlich zu den sonstigen Druckfestigkeitsklassen unterschieden:

- T-Faserbeton-Klasse: T1-T5 bzw. TS (Tragsicherheitsklasse)
- TG-Faserbeton-Klasse: TG1-TG5 bzw. TGS (Gebrauchtauglichkeitsklasse)
- BZ-Klasse: BZ3,0; BZ4,5; BZ6,0 (Biegezugfestigkeitsklasse)

Die Stahlfaserbetonplatte im nachgiebigen Deckenverbundsystem hat hauptsächlich Druckkräfte aufzunehmen. Lediglich in der Verbundfuge treten geringe Zugspannungen im Beton auf, die der Stahlfaserbeton übernehmen muss. Weiters sind die Quertragfähigkeit der Platte bei Holztramdecken und die auftretenden Schwindspannungen nachzuweisen. Eine ausreichende Einbettung des Verbundmittels in die Faserbetonmatrix ist ebenfalls notwendig, um lokale Spaltrissbildungen unter dem Dübelkopf zu verhindern. Diese statischen Nachweise können durch die von der Richtlinie Faserbeton zur Verfügung gestellten Materialkennwerte geführt werden.

2.1.3) OSB-Platten:

Die Herstellung einer schubsteifen Decke mittels OSB-Platten erfordert ebenfalls, wie bei den vorher genannten Varianten, eine tragfähige bestehende Deckenkonstruktion. Die OSB-Platten mit einer Stärke von 2,4 cm werden jeweils versetzt in zwei Lagen auf die bestehende Konstruktion genagelt. Durch den Versatz - die Plattenstöße sollen in der Mitte halb versetzt zu der darunter liegenden Ebene liegen - ist die Schubsteifigkeit gegeben, wenn der Nachweis der Nagelverbindung erbracht wird.

2.2) Die bestehende Deckenkonstruktion ist sanierungsbedürftig:

Die Deckenkonstruktion im Dachbodenbereich ist bei Gründerzeithäusern oft in keinem guten Zustand. Wie im Kapitel 1 angesprochen, sind die häufigsten Fehlstellen die Auflagerpunkte. Einzelne zerstörte Dippelbäume würden einer Lasterhöhung nur bedingt standhalten und sind somit sanierungsbedürftig.

Die Wiederherstellung der Dippelbäume oder Dippelbaumköpfe ist mit hohem Aufwand und Kosten verbunden. Um eine dauerhafte Lösung zu erzielen, muss auch das Auflager saniert werden, da die Schäden oft durch eine zu geringe Luftzirkulation in den Tramkästen hervorgerufen wird.

Zur Wiederherstellung der Köpfe werden diese abgeschnitten und in den tragfähigen Bereich des Dippelbaumes Verbundanker eingesetzt. Der Bereich des Kopfes wird danach mit z.B. mit Epoxydharz vergossen.

2.3) Die bestehende Deckenkonstruktion ist nicht tragfähig:

Sind die Träme oder Dippelbäume durch Pilze oder Holzschädlinge so weit geschädigt, dass eine Sanierung dieser nicht mehr, oder nur durch sehr hohen Aufwand möglich ist, müssen betroffene Bauteile ausgetauscht werden. Auch der Austausch ist nur mit hohem Aufwand bewältigbar (Hinweis: β -Verfahren; Kunststoffprothese aus Reaktionsharz mit GFK-Armierung, siehe oben Kopfsanierung). Wie bereits früher in dieser Arbeit erwähnt, gibt es in vielen Gründerzeithäusern erhaltenswerte Deckenuntersichten, welche durch den Austausch einzelner Träme nur sehr schwer vor Schaden zu bewahren sind.

3) Alternative Konstruktion:

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird ein liegendes Fachwerk in Stahlbauweise entworfen, welches über der bestehenden Deckenkonstruktion liegt und keine Lasten auf diese überträgt. Damit ist die Konstruktion eine Alternative zum Austausch der bestehenden Träme. Dabei wurde darauf geachtet, eine flexible, in großem Maße vorgefertigte Konstruktion mit wenigen Baustellenstößen zu entwickeln.

Ursprünglich wurden ebenfalls Varianten in Holz und Aluminium untersucht. Diese Konzepte werfen jedoch Probleme und Nachteile auf, welche im Punkt 6 näher erläutert werden.

• **Aufbau des liegenden Fachwerkes:**

Die Gurte des Fachwerkes liegen jeweils auf den Außenmauern bzw. neben der Mittelmauer. Um die Problematik mit den nicht als Auflager nutzbaren Kaminbereichen zu lösen, laufen die Gurte jeweils beidseits der Mittelmauer entlang. Die Auflagerpunkte auf der Mittelmauer bilden kurze Walzträgerstücke, welche im Prinzip wie eine Auswechslung funktionieren. Die Träger, welche auf Mauerwerk zu liegen kommen, werden zur Schubübertragung mit diesem verdübelt.

Die Steifigkeit bekommt das Fachwerk durch vorgespannte Verbände. Diese aussteifende Ebene liegt in Untergurtebene der Einzelträger und damit unter den Sekundärträgern für die neue Deckenkonstruktion. In den hier gerechneten Varianten ist das Zugstabsystem „Detan“ der Fa. Halfen für die Berechnung herangezogen worden.

Skizzen: *Abb. 4.05 - Abb. 4.20*

Details: *Abb. 5.01 - Abb. 5.06*

Für die Berechnung wurden verschiedene Raster und Achsenabstände des Fachwerks untersucht. Es hat sich ergeben, dass eine annähernd quadratische Aufteilung die wirtschaftlichsten Querschnitte erzielt, weshalb hier nur diese Varianten gezeigt werden.

4) Berechnung und Nachweise

Für die Berechnung wurden zwei verschiedene Grundrissformen mit jeweils unterschiedlichen Trakttiefen untersucht.

- **Grundrissformen:**

- a) Rechteckgrundriss
- b) L - förmiger Grundriss

- **Trakttiefen:**

- a) 5 Meter
- b) 6 Meter

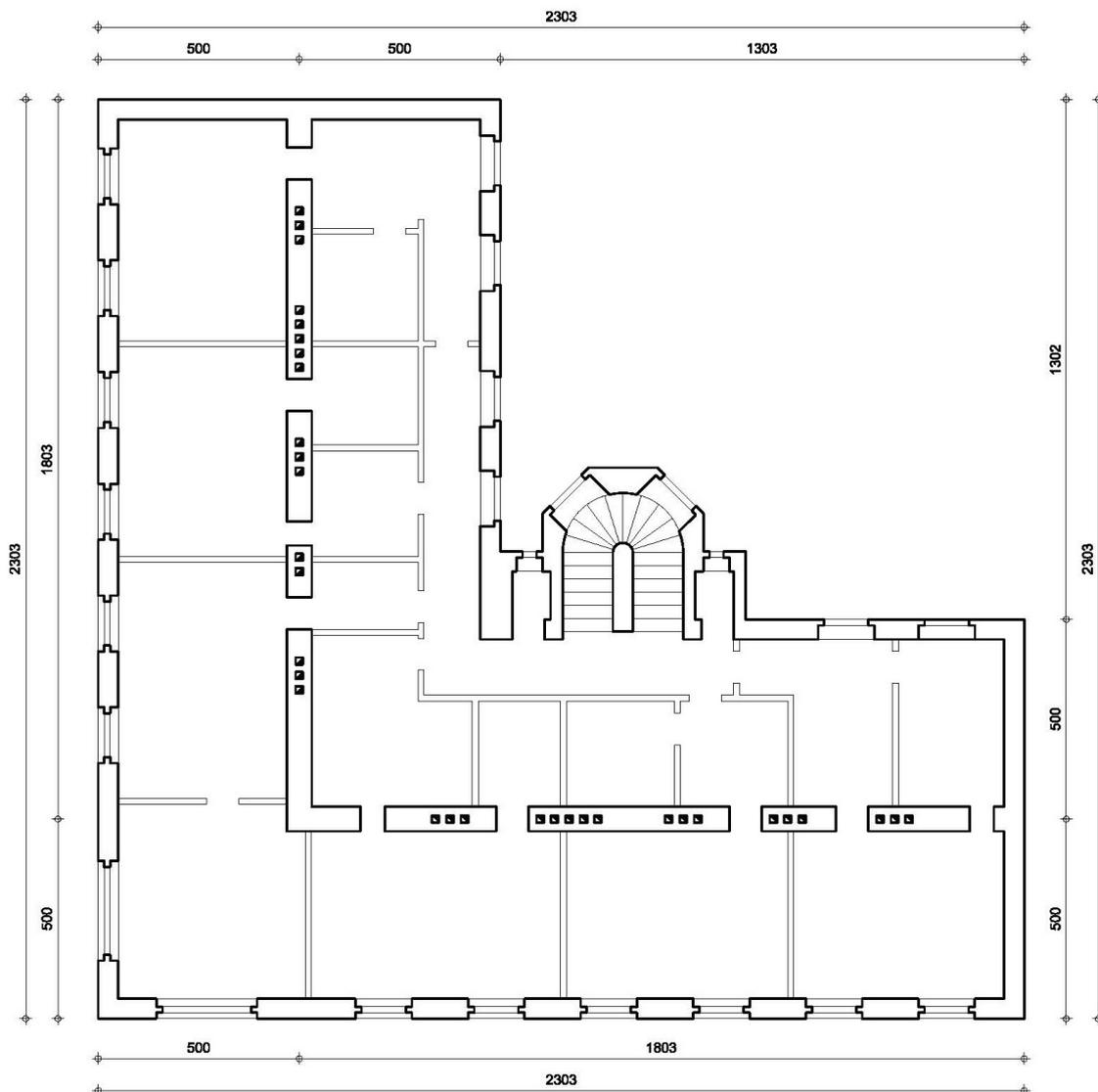


Abb. 4.01 L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m

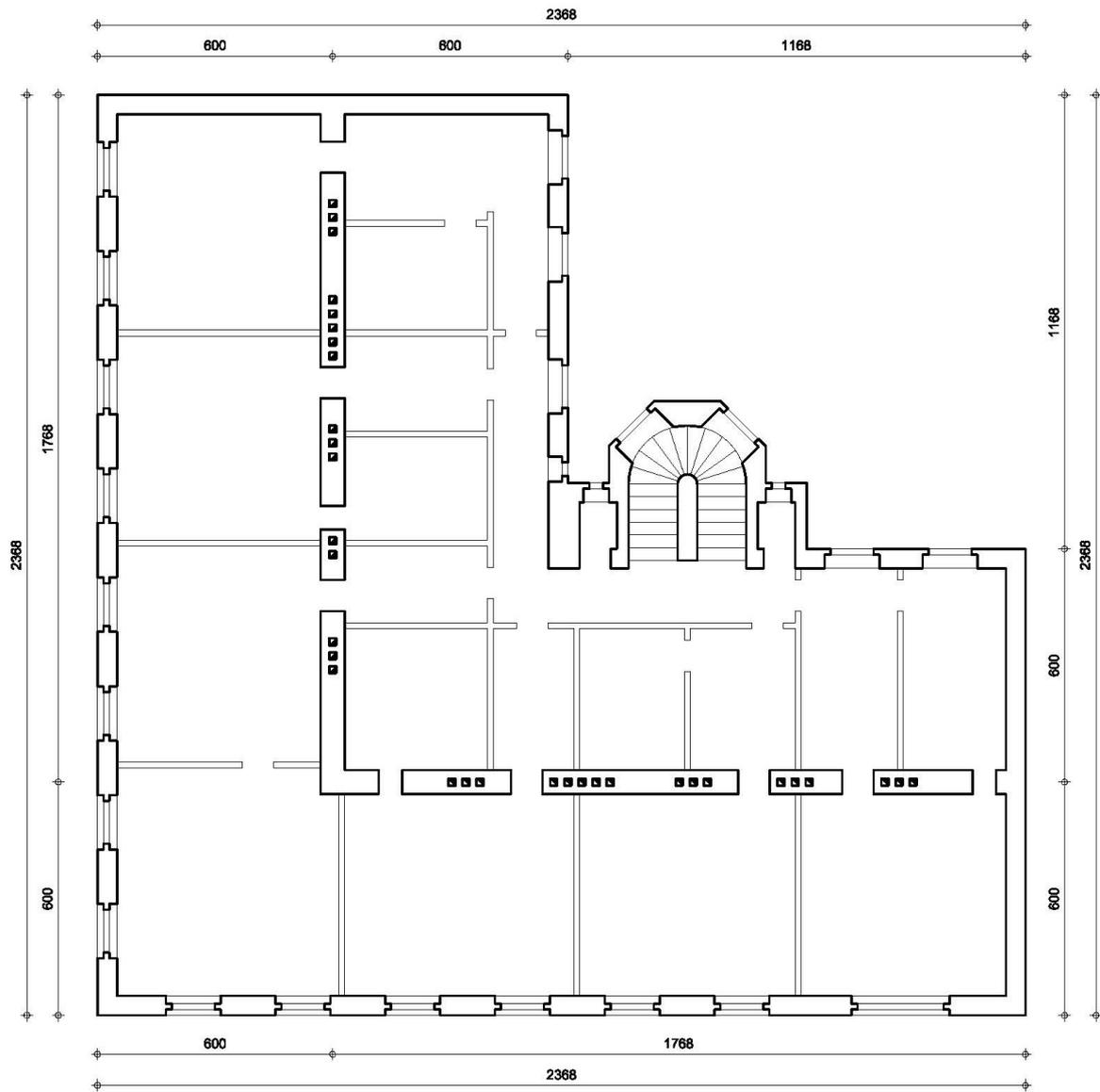


Abb. 4.02 L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m

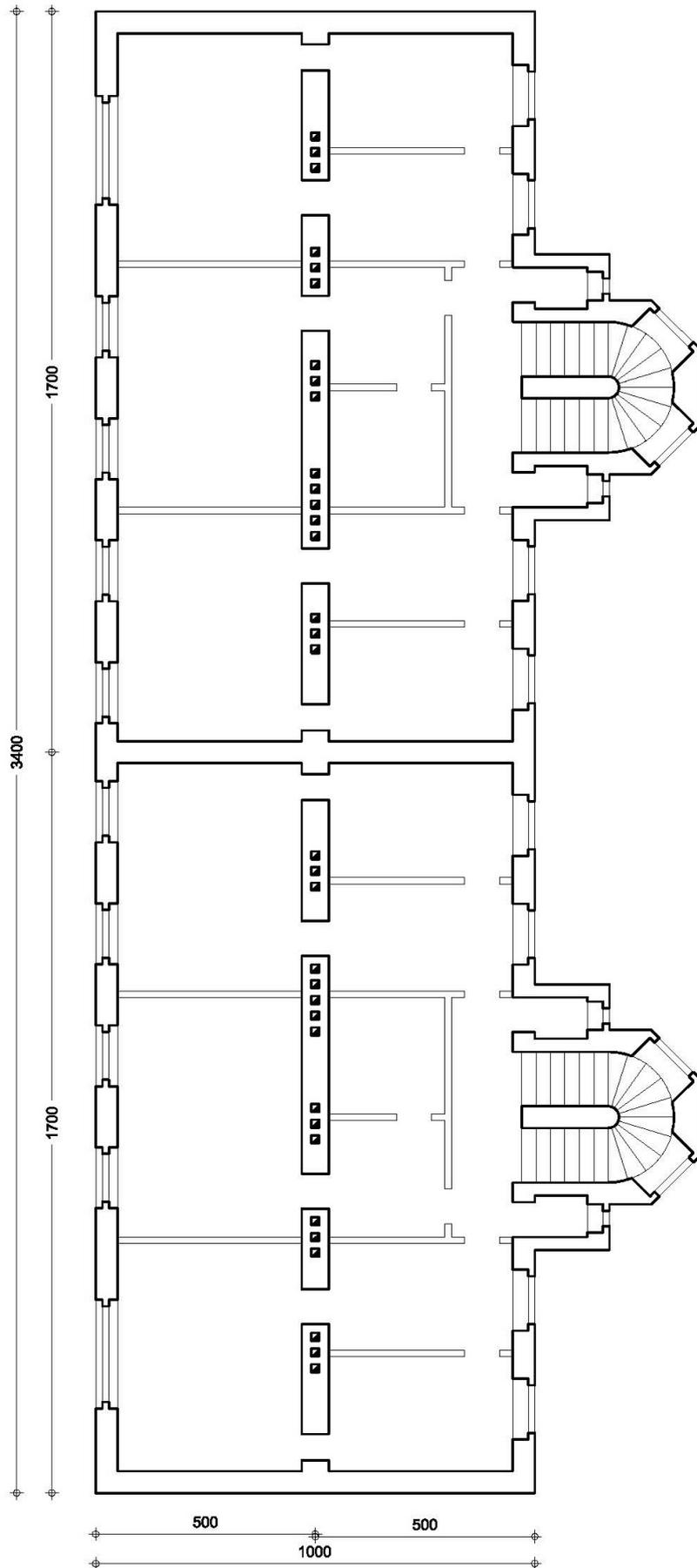


Abb. 4.03 Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

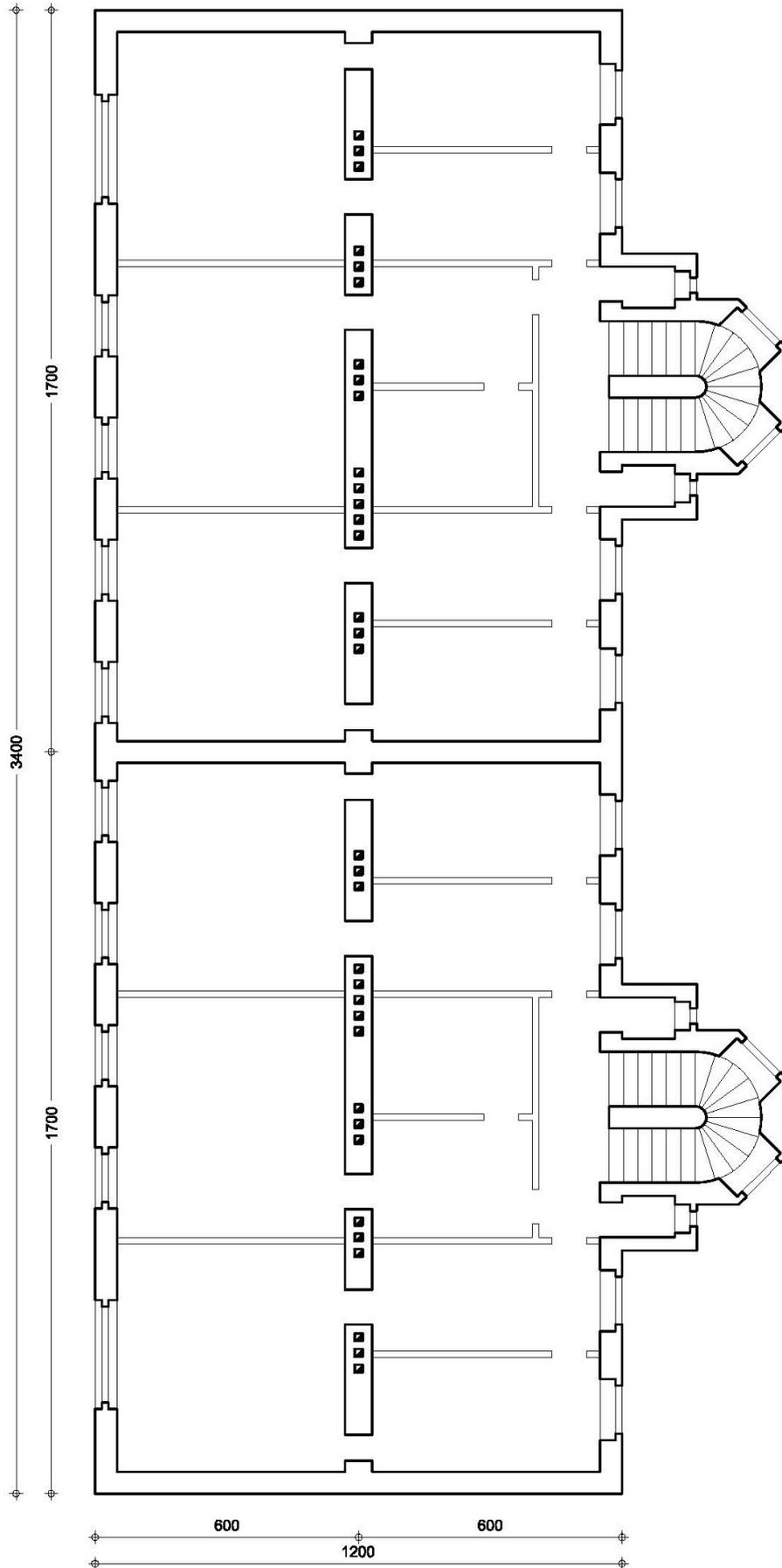


Abb. 4.04 Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

4.1) Aufbauten:

Deckenaufbau:

Parkett:	1,2 cm
Alternative: Fliesen im Dünnbett	1,2 cm
Trockenestrich:	ca. 5,0 cm
Ausgleichsschüttung:	ca. 5,0 cm
PE-Folie	
Sturzschalung:	2,4 cm
Holzträme:	16/24 cm
Luftraum	
bestehende Doppelbaumdecke inkl. bestehender Untersicht	

4.2) Lastaufstellung:• **ständige Lasten:**

Decke:

Parkett:	$0,012 * 8,0$	= 0,01 kN/m ²
Trockenestrich:		= 0,30 kN/m ²
Ausgleichsschüttung:	$0,04 * 14,0$	= 0,79 kN/m ²
PE-Folie		
<u>Sturzschalung:</u>	<u>$0,024 * 6,0$</u>	<u>= 0,14 kN/m²</u>
Gesamt:		1,24 kN/m ²

Decke:

Fliesen im Dünnbett:	$0,012 * 20,0$	= 0,03 kN/m ²
Trockenestrich:		= 0,30 kN/m ²
Ausgleichsschüttung:	$0,04 * 14,0$	= 0,79 kN/m ²
PE-Folie		
<u>Sturzschalung:</u>	<u>$0,024 * 6,0$</u>	<u>= 0,14 kN/m²</u>
Gesamt:		1,26 kN/m ²

Tragende Konstruktion:

Holzträme:	16/24 cm	$0,16 * 0,20 * 7,0 / 0,8 = 0,28$ kN/m ²
------------	----------	--

Daraus ergibt sich eine gemittelte Flächenlast von:

Holzbalkenkonstruktion:	1,60 kN/m ²
-------------------------	------------------------

Die Masse der Stahlkonstruktion wird in Sofistik SSD automatisch generiert.

Anmerkung: Für die weitere Berechnung wird eine seismische zusätzliche Masse des Dachgeschossausbaues mit dem lt. Richtlinie maximalen Wert von 7,20 kN/m² angesetzt. Die Holzbalkenkonstruktion bringt weniger Gewicht ins System, dadurch bietet sich die Möglichkeit, andere Details massiver auszuführen (z.B.: Heizestrich). Die entfernte Schüttung und Pflasterung im ehemaligen Dachboden darf bei den Massen gegengerechnet werden.

- **veränderliche Lasten:**

Nutzlast in Wohnräumen lt. EN 1991-1-1: $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$

Zwischenwandzuschlag: $p = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Gesamt: $p = 3,2 \text{ kN/m}^2$

Anmerkung: Für die Berechnung der Erdbebenkräfte werden die Nutzlasten lt. EN 1998 mit dem Theta-Faktor abgemindert:

$$\psi_{E,2} = 0,30 \quad \dots \text{ für Wohn und Bürogebäude}$$

- **Für die Berechnung der Erdbebenkräfte werden zusammenfassend also folgende Kräfte angesetzt:**

Die maximal zulässige seismische Masse lt. Richtlinie darf den Wert von 7,20 kN/m² nicht überschreiten.

veränderliche Kräfte: $p = p \cdot \psi_{E,2} = 3,20 \cdot 0,3 = 0,96 \text{ kN/m}^2$

Um in Summe auf 7,20 kN/m² zu kommen wird eine maximale ständige Last von

$$q = 7,20 - 0,96 = 6,24 \text{ kN/m}^2$$

angesetzt.

4.3) Berechnung der Erdbebenkräfte:

Die Berechnung der Erdbebenkräfte kann entweder linear-elastisch oder nach nichtlinearen Methoden erfolgen.

- **linear-elastische Methoden:**

- vereinfachtes Antwortspektrenverfahren
- multimodales Antwortspektrenverfahren

- **nichtlineare Methoden:**

- nichtlineare statische Berechnung (pushover)
- nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch)

Das multimodale Antwortspektrenverfahren sowie die nichtlinearen Methoden bedürfen des Einsatzes von EDV-Programmen. Die Ergebnisse hängen sehr stark von den der Berechnung zu Grunde liegenden Eingabeparametern ab. Ansätze für Mauerwerksfestigkeiten, Verbindungen von Wand und Decke sowie Bettungen beeinflussen die Ergebnisse stark und sind schwer nachvollziehbar. Die Verfahren sind fehleranfällig.

Das vereinfachte Antwortspektrenverfahren wird in der Erläuterung Nr. 3 zum Merkblatt der MA 37 S verwendet. Diese Methode ist auch ohne komplexe Finite Elemente-Programme anwendbar. Für den L-Querschnitt ist der Nachweis nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren genau genommen nicht zulässig, da die Regelmäßigkeitskriterien nicht erfüllt sind. Da in dieser Diplomarbeit jedoch nur die Erdbebenkraft zum Nachweis der schubsteifen Decke im letzten Obergeschoss gesucht wird, kann das vereinfachte Antwortspektrenverfahren dazu herangezogen werden. Durch die Verwendung der gleichen Methode bei allen untersuchten Grundrissen werden die Ergebnisse vergleichbar gehalten.

In der Praxis sind die linear-elastischen Methoden am wichtigsten, auch wegen der einfacheren Erfassung der Belastungsseite. Lineare Tragwerksmodelle sind grundsätzlich nicht in der Lage, das Versagensverhalten seismisch erregter Konstruktionen zu beschreiben. Nichtlinearität ist vor allem bei Mauerwerk schon bei Erreichen eines relativ geringen Beanspruchungsniveaus bemerkbar. Die Steifigkeit des Bauwerks nimmt mit der Zunahme von Rissen stark ab, vor allem in alten Gebäuden.

Um die verschiedenen Grundrissmodelle statisch miteinander vergleichen zu können, wurden für die Berechnung der Erdbebenkräfte einige Ansätze vorweg festgelegt:

- vereinfachtes Antwortspektrenverfahren ist bei allen Grundrissen zulässig
- Höhe bei allen Gebäuden identisch (First H = 21,50m)
- Kapazität des Bestandes wird mit 26% angesetzt

Berechnung der Gesamterdbebenlast:

-) Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m: siehe Anhang A, ab Seite 65
-) Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m: siehe Anhang B, ab Seite 94
-) L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m: siehe Anhang C, ab Seite 123
-) L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m: siehe Anhang D, ab Seite 154

-) VEREINFACHTES ANTWORTSPEKTRUMVERFAHREN

das Verfahren ist laut EC 8 anwendbar, wenn...

$T_1 \leq 4 \cdot T_c$	und	$T_1 \leq 2s$
------------------------	-----	---------------

Annahmen:	Antwortspektrum Typ	1
	Baugrundklasse	C

ergibt folgende Werte für das Antwortspektrum:

S =	1,15
$T_B =$	0,20 s
$T_C =$	0,60 s
$T_D =$	2,00 s

Anforderung an T_1 um das vereinfachte Verfahren verwenden zu dürfen:

$T_1 \leq$	2,00 s	✓
------------	--------	---

$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} = 0,50 \text{ s}$

$C_t = 0,05$...gilt für alle Tragwerke (EN 1998-1 : 2005 S.61)
 $H = 21,50 \text{ m}$...Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschosses aber kleiner 40m!

4.4) Kräfte im System:

4.4.1) Ansatz der Erdbebenkräfte an der schubsteifen Decke:

Die Haupterdbebenkräfte werden in Linienlasten umgerechnet und auf die quer zur Krafrichtung laufenden Hauptträger aufgeteilt. Die Kräfte werden anteilig auf die Wandebenen verteilt. Maßgebend ist jeweils die auf die Decke über dem 4.OG wirkende Kraft (siehe jeweils Pkt. 6. „Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht“ im Anhang A bis D).

Zusätzlich werden lt. EN 1998-1 Pkt. 4.3.3.5.1 quer zur angesetzten Erdbebenhaupttrichtung 30% der Haupterdbebenkraft angesetzt. Die Verteilung der Kräfte erfolgt wie bei der Haupttrichtung.

Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m: siehe Tab. 4.01

Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m: siehe Tab. 4.02

L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m: siehe Tab. 4.03

L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m: siehe Tab. 4.04

4.4.2) Weitere angesetzte Kräfte am System:

Um die Trägerverformungen richtig ins System zu bekommen, werden auch die direkt wirkenden Kräfte aus Deckenaufbau und Nutzlast inkl. Zwischenwandzuschlag am Gesamtsystem angesetzt.

Am Gesamtsystem wird mit HEA 140 (5,0 m Spannweite) bzw. HEA 160 (6,0 m Spannweite) gerechnet. Als Einzelnachweis wird danach die Variante mit Holzträgern mittels Konkret V4.8 gerechnet. Der Austausch von Stahl- und Holzträgern bringt keine Änderung in das Gesamtsystem.

Die Achsabstände der einzelnen Träger variieren stark im niedrigen cm-Bereich. Deshalb wird bei der weiteren Berechnung mit 80cm Achsenabstand gerechnet.

Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

<i>Lastart</i>	<i>Flächenlast</i> [kN/m ²]	<i>Achsabstand</i> Träger [m]	<i>Linienlast</i> [kN/m]
ständige Lasten q	1,90	0,80	1,52
veränderliche Lasten p	3,20	0,80	2,56

<i>Lastart</i>	<i>Gesamtkraft</i> [kN]	<i>Länge</i> Lastangriff [m]	<i>Linienlast</i> [kN/m]
Erdbebenkraft Hauptrichtung	366,2	34,0	10,8
Erdbebenkraft Querrichtung (30% der Hauptrichtung)	109,9	10,0	11,0

Tab. 4.01 Lastumrechnung Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

Ermittlung Erdbebenkraft siehe Anhang A, Seite 70

Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

<i>Lastart</i>	<i>Flächenlast</i> [kN/m ²]	<i>Achsabstand</i> Träger [m]	<i>Linienlast</i> [kN/m]
ständige Lasten q	1,90	0,80	1,52
veränderliche Lasten p	3,20	0,80	2,56

<i>Lastart</i>	<i>Gesamtkraft</i> [kN]	<i>Länge</i> Lastangriff [m]	<i>Linienlast</i> [kN/m]
Erdbebenkraft Hauptrichtung	388,8	34,0	11,4
Erdbebenkraft Querrichtung (30% der Hauptrichtung)	116,6	12,0	9,7

Tab. 4.02 Lastumrechnung Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

Ermittlung Erdbebenkraft siehe Anhang B, Seite 99

L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m

<i>Lastart</i>	<i>Flächenlast [kN/m²]</i>	<i>Achsabstand Träger [m]</i>	<i>Linienlast [kN/m]</i>
ständige Lasten q	1,90	0,80	1,52
veränderliche Lasten p	3,20	0,80	2,56

<i>Lastart</i>	<i>Gesamtkraft [kN]</i>	<i>Länge Lastangriff [m]</i>	<i>Linienlast [kN/m]</i>
Erdbebenkraft Hauptrichtung	372,1	23,0	16,2
Erdbebenkraft Querrichtung (30% der Hauptrichtung)	111,6	23,0	4,9

Tab. 4.03 Lastumrechnung L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m

Ermittlung Erdbebenkraft siehe Anhang C, Seite 128

L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m

<i>Lastart</i>	<i>Flächenlast [kN/m²]</i>	<i>Achsabstand Träger [m]</i>	<i>Linienlast [kN/m]</i>
ständige Lasten q	1,90	0,80	1,52
veränderliche Lasten p	3,20	0,80	2,56

<i>Lastart</i>	<i>Gesamtkraft [kN]</i>	<i>Länge Lastangriff [m]</i>	<i>Linienlast [kN/m]</i>
Erdbebenkraft Hauptrichtung	395,7	23,7	16,7
Erdbebenkraft Querrichtung (30% der Hauptrichtung)	118,7	23,7	5,0

Tab. 4.04 Lastumrechnung L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m

Ermittlung Erdbebenkraft siehe Anhang D, Seite 159

4.5) Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m:

Berechnung mittels Sofistik SSD siehe Anhang A, ab Seite 72

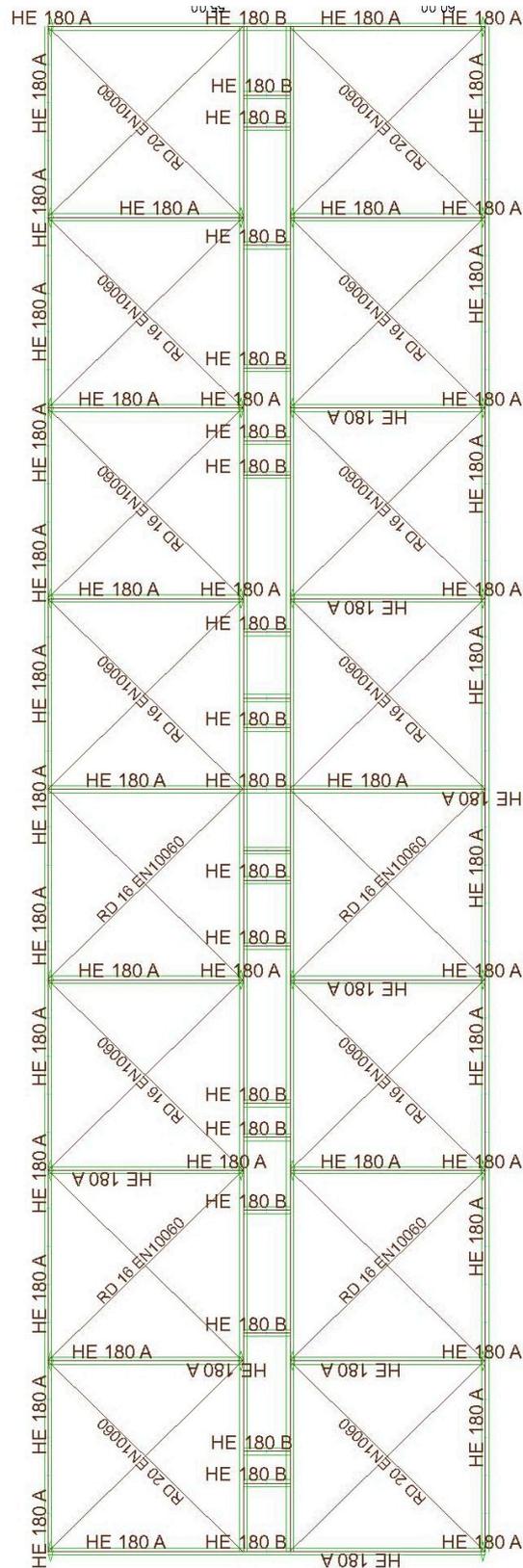


Abb. 4.05: Querschnitte, Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

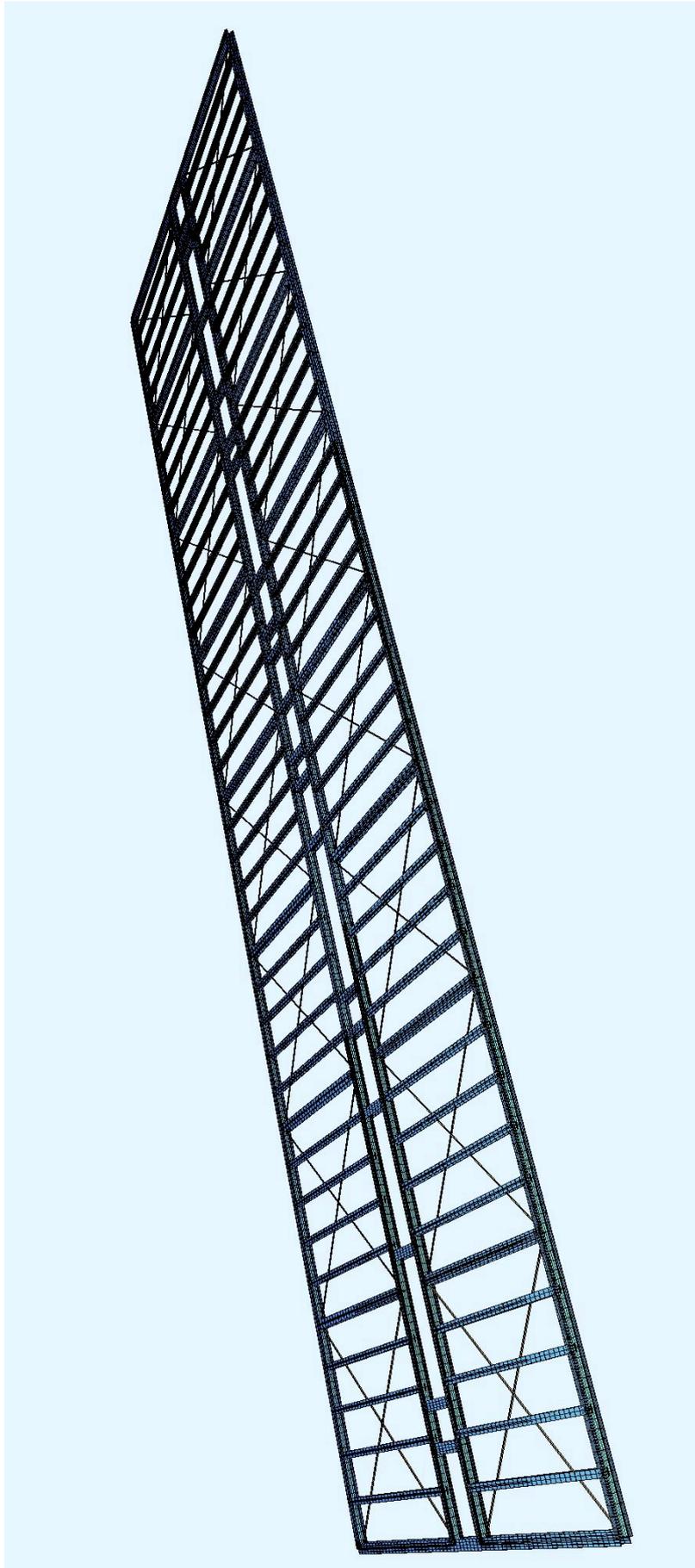


Abb. 4.06: 3D-Darstellung, Gesamtübersicht; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

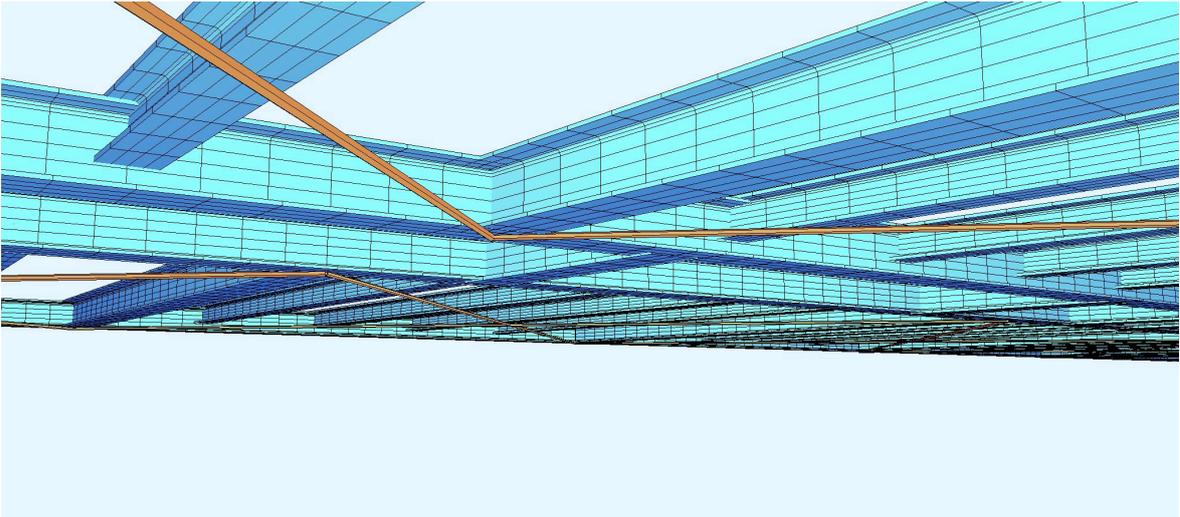


Abb. 4.07: 3D-Darstellung; Detail Verband; Ansicht von unten; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

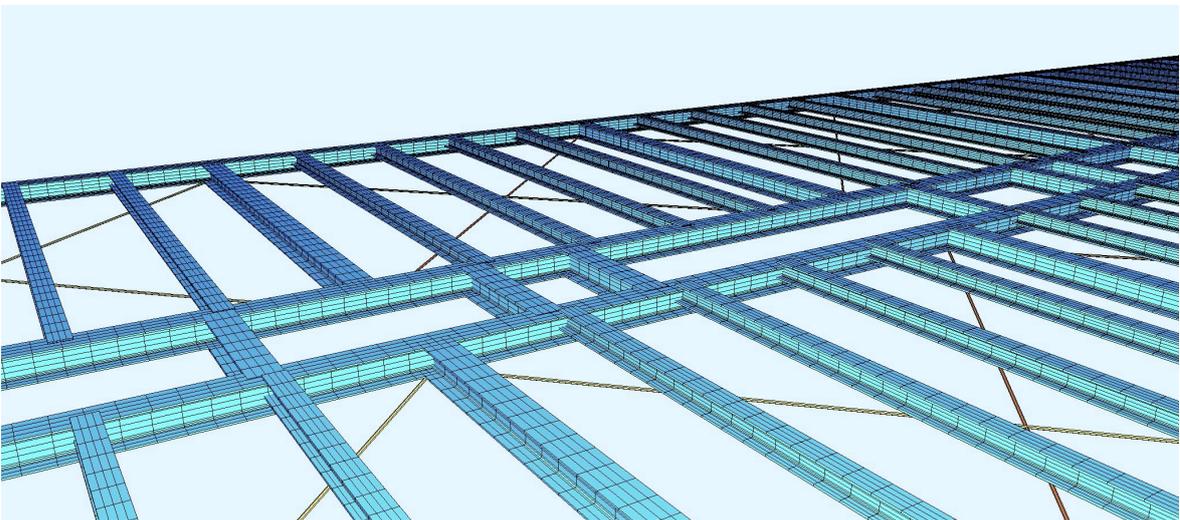


Abb. 4.08: 3D-Darstellung; Detail Auswechslung; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

4.6) Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

Berechnung mittels Sofistik SSD siehe Anhang B, ab Seite 101

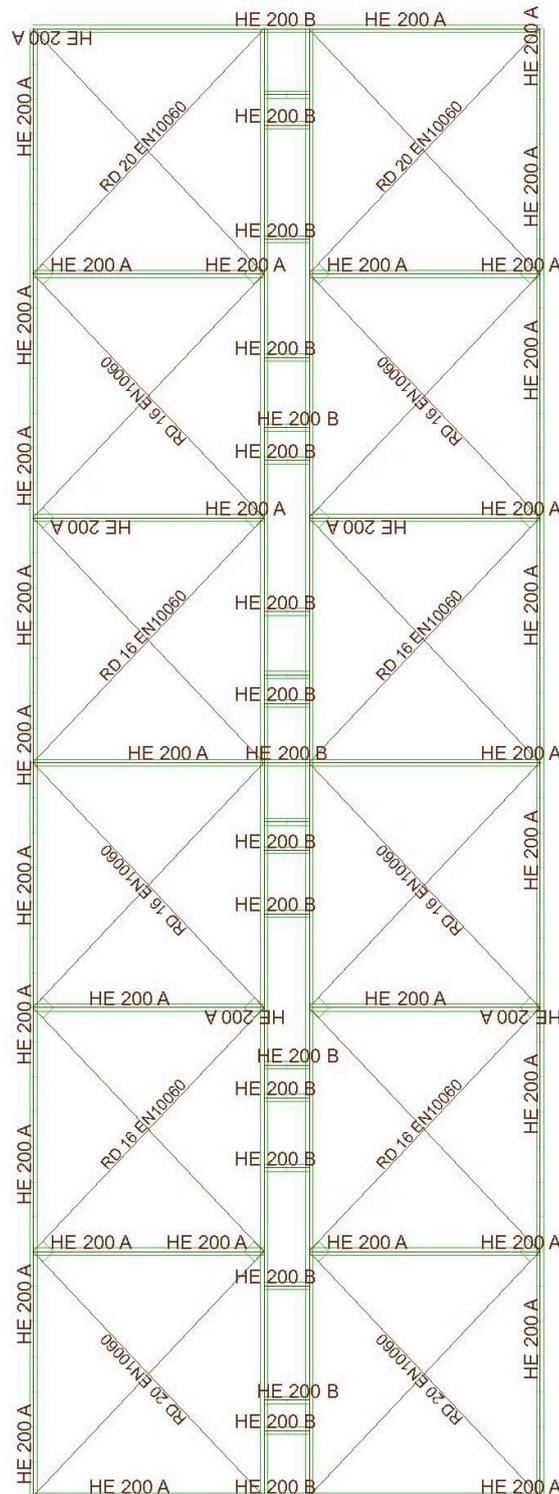


Abb. 4.09: Querschnitte, Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

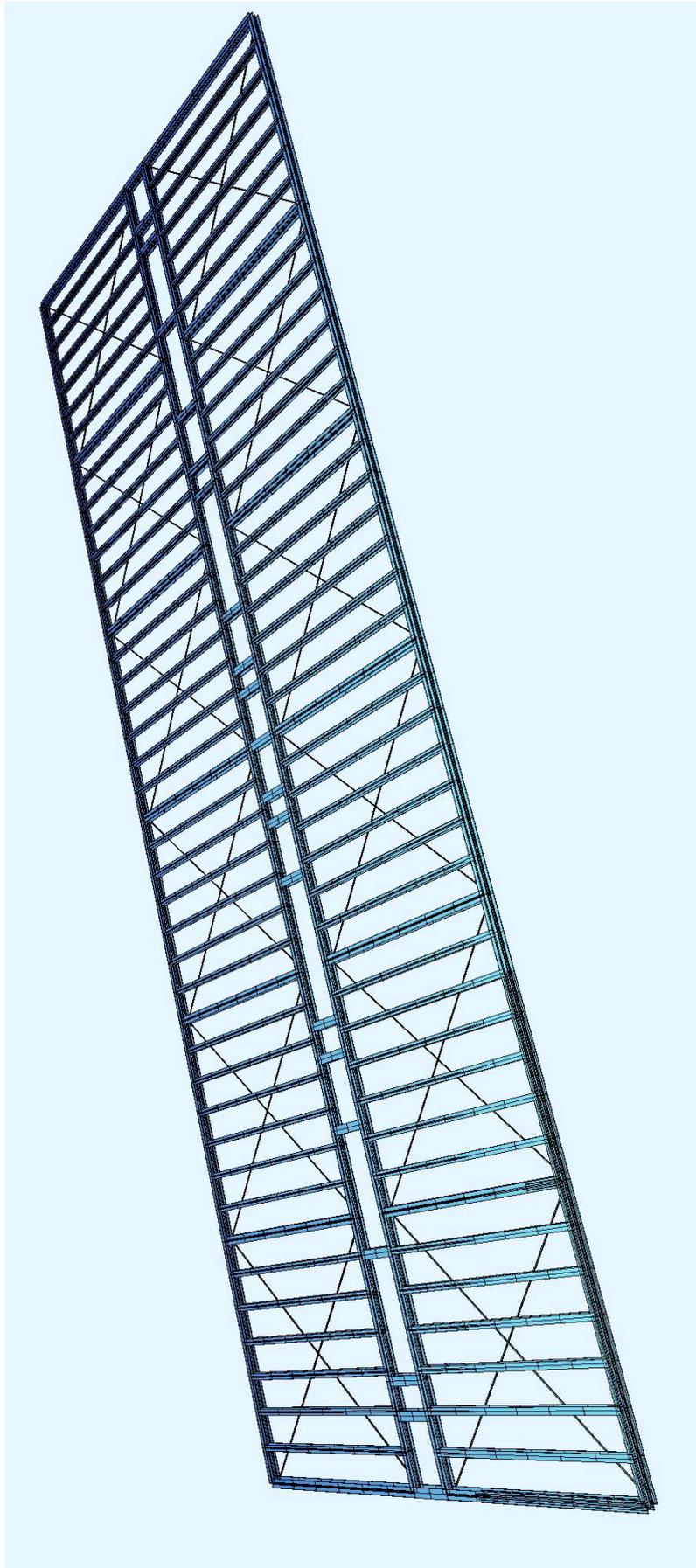


Abb. 4.10: 3D-Darstellung, Gesamtübersicht; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

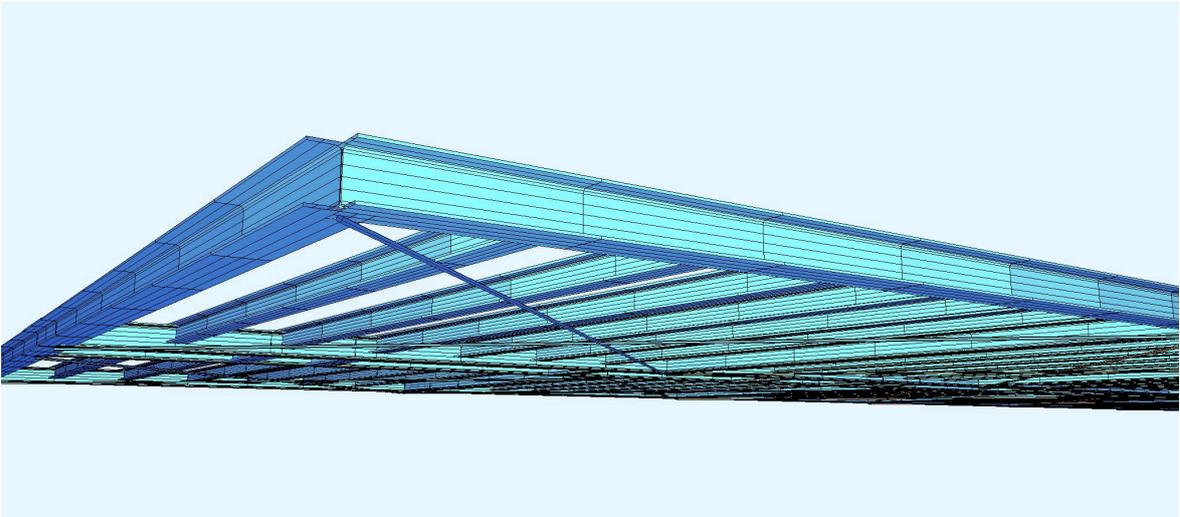


Abb. 4.11: 3D-Darstellung, Detail Verband; Außenecke; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

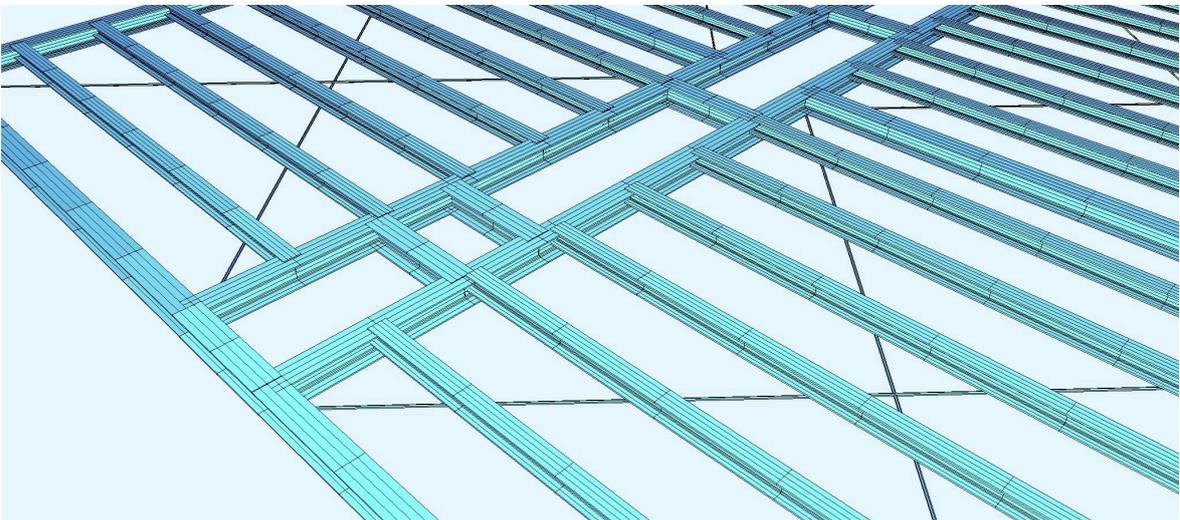


Abb. 4.12: 3D-Darstellung, Detail Auswechslung; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

4.7) L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m

Berechnung mittels Sofistik SSD siehe Anhang C, ab Seite 130

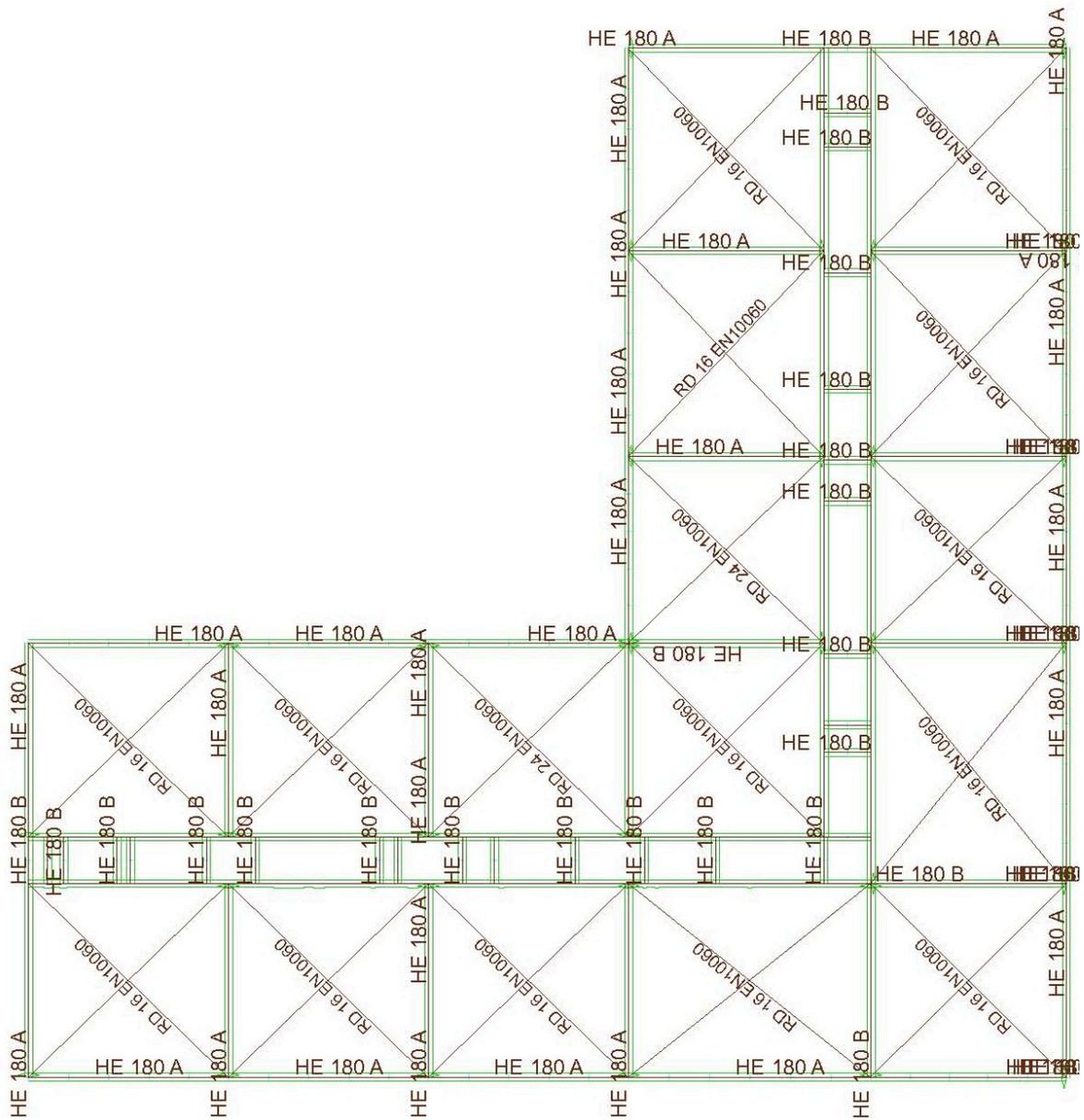


Abb. 4.13: Querschnitte, L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m

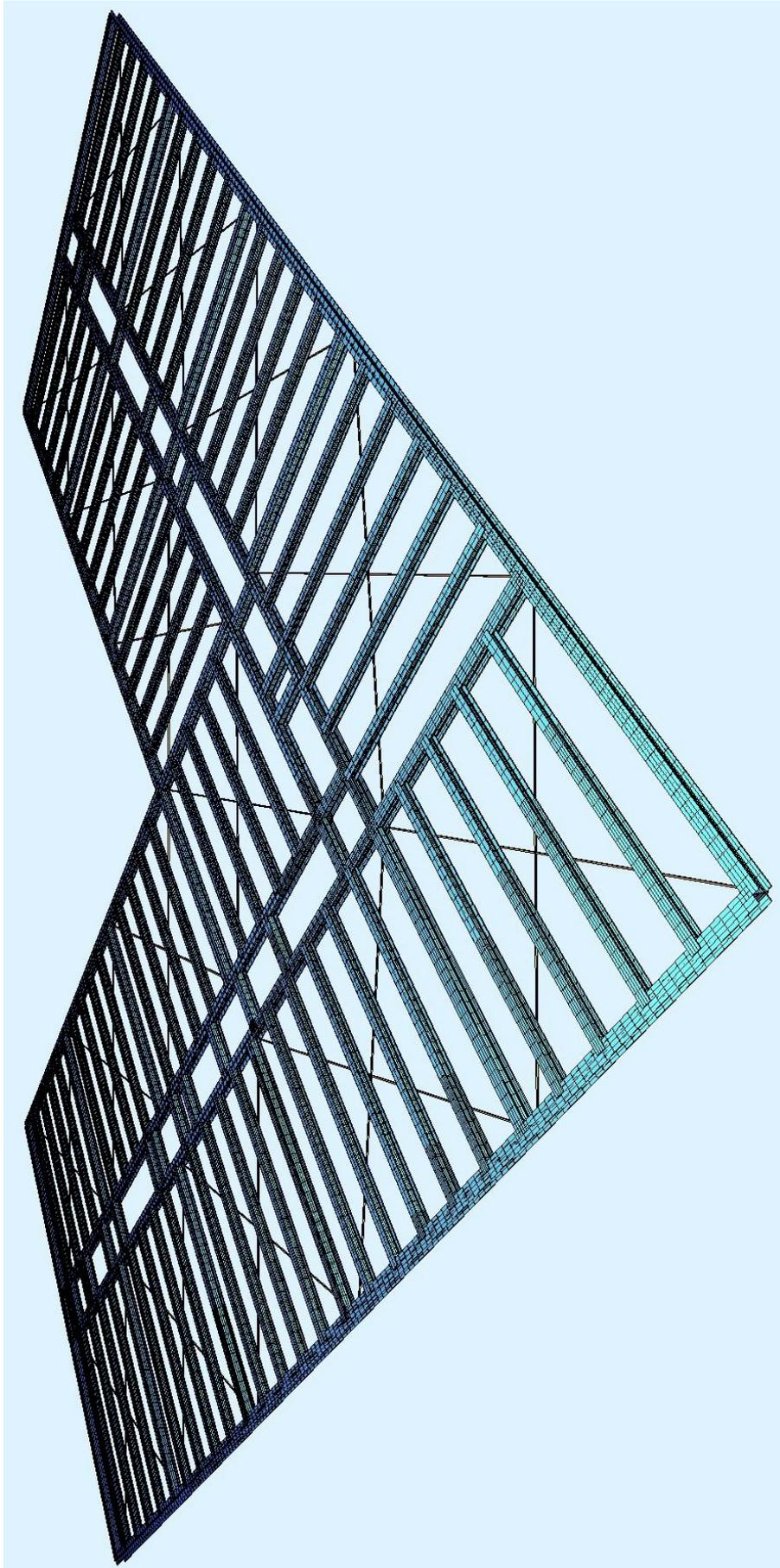


Abb. 4.14: 3D-Darstellung, Gesamtübersicht; L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m

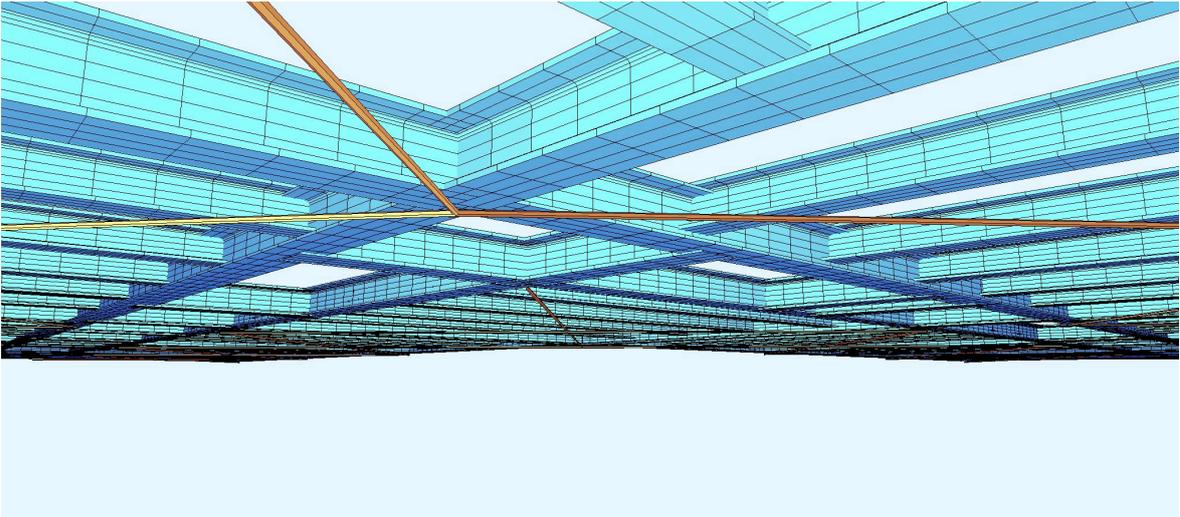


Abb. 4.15: 3D-Darstellung, Detail Verband, Ecke Mittelmauer; L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m



Abb. 4.16: 3D-Darstellung, Detail Auswechslung; L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m

4.8) L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m

Berechnung mittels Sofistik SSD siehe Anhang D, ab Seite 161

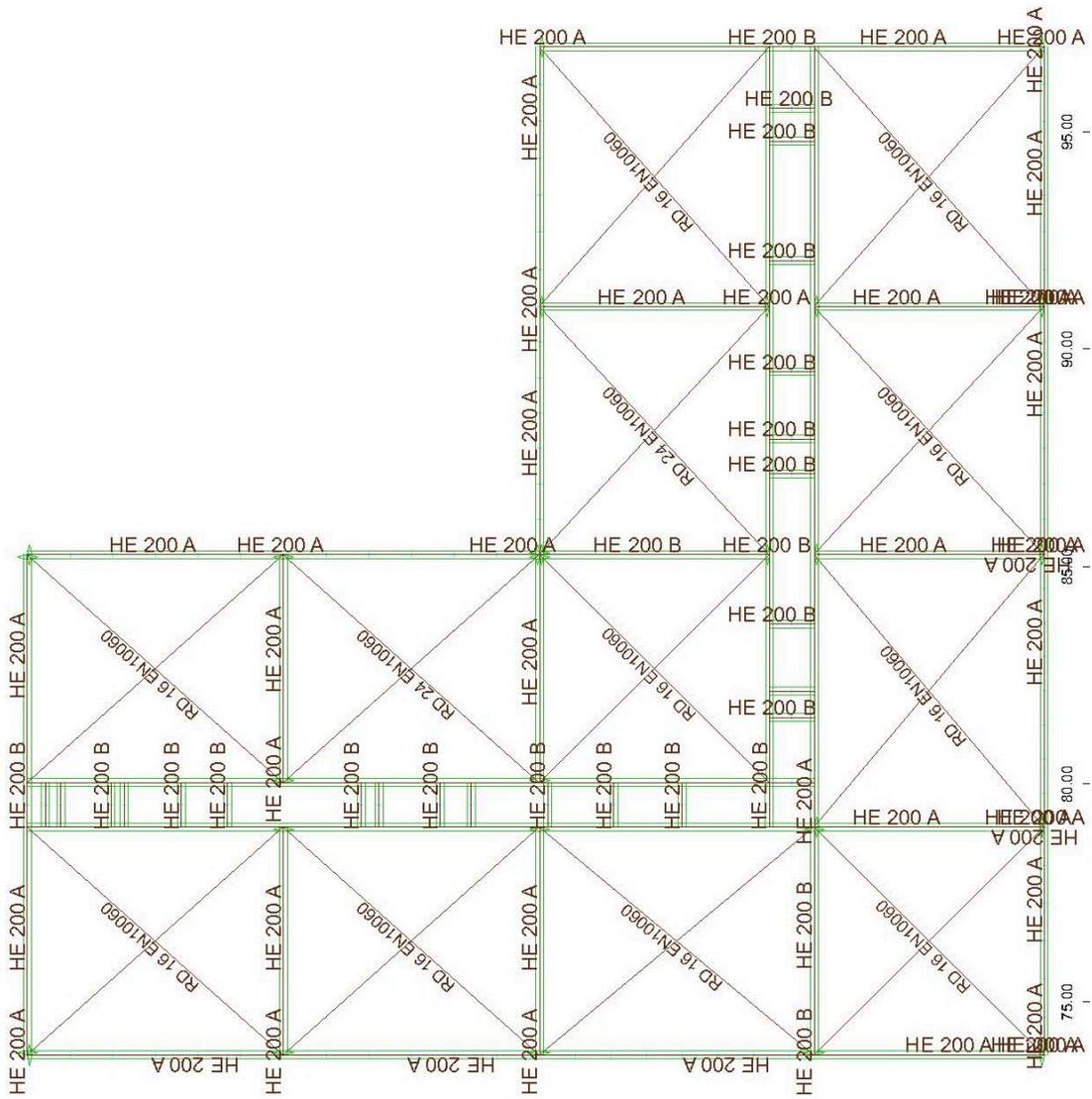


Abb. 4.17: Querschnitte, L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m

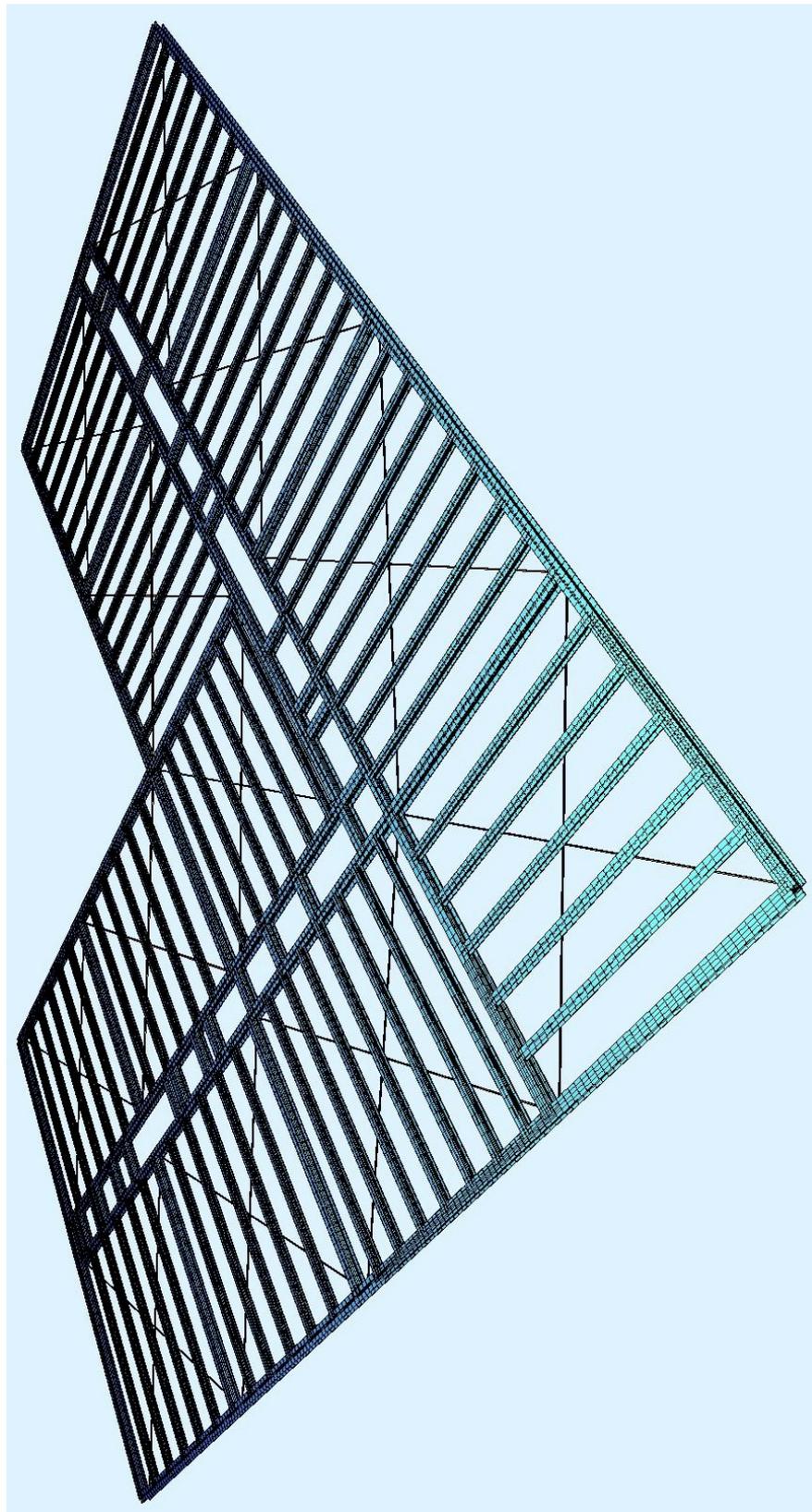


Abb. 4.18: 3D-Darstellung, Gesamtübersicht; L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m

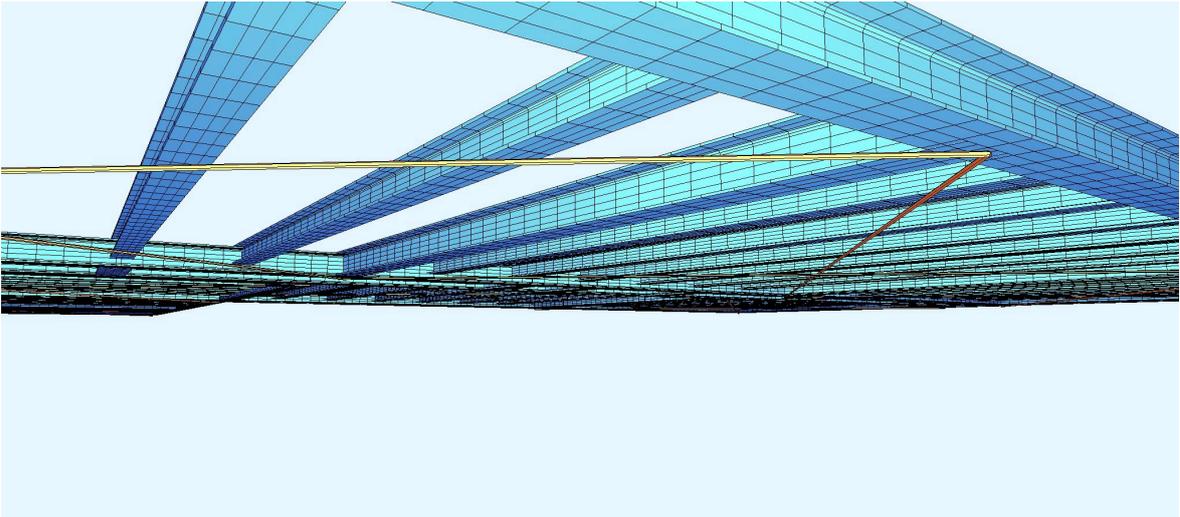


Abb. 4.19: 3D-Darstellung, Detail Verband, Außenmauer; L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m

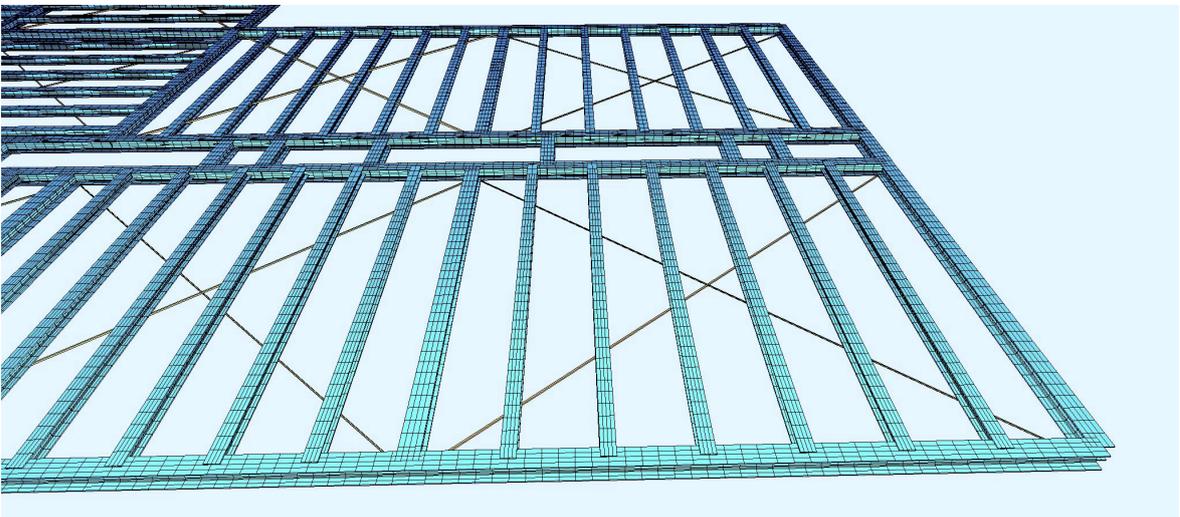


Abb. 4.20: 3D-Darstellung, Detail Auswechslung und Außenecke; L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m

4.9) Auswertung der Berechnung:

Die Berechnung des Gesamtsystems erfolgte mittels Sofistik SSD. Die Wahl der Profile hat sich aus konstruktiven Gründen ergeben. Wie die Berechnung zeigt, sind noch ausreichend Reserven im System. Die Querschnitte der Aussteifungsverbände wurden iterativ ermittelt.

- **Berechnungsergebnisse:**

Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m: siehe Anhang A, ab Seite 82

Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m: siehe Anhang B, ab Seite 111

L-Grundriss; Trakttiefe 5,0m: siehe Anhang C, ab Seite 140

L-Grundriss; Trakttiefe 6,0m: siehe Anhang D, ab Seite 171

Wie ersichtlich wird, sind für das Gesamtsystem nicht die „neuen“ Bauteile maßgebend, sondern die Verbundfuge zwischen bestehendem Mauerwerk und den Stahlträgern. Mit standardisierten Verbunddübeln (z.B. Hilti HIT-MM Plus M12) ist eine Übertragung von maximal 1,5 kN auf Schub je Dübel möglich. Da stellenweise bis zu 15 kN/m übertragen werden müssen, ergibt sich ein erforderlicher Dübelabstand von maximal 10cm. Da der minimale Dübelabstand jedoch ebenfalls bei 10cm liegt, ist die Verbundfuge der begrenzende Faktor der Konstruktion. Zweireihige Dübel scheiden aus, da sonst die minimalen Randabstände nicht eingehalten werden können.

5) Details

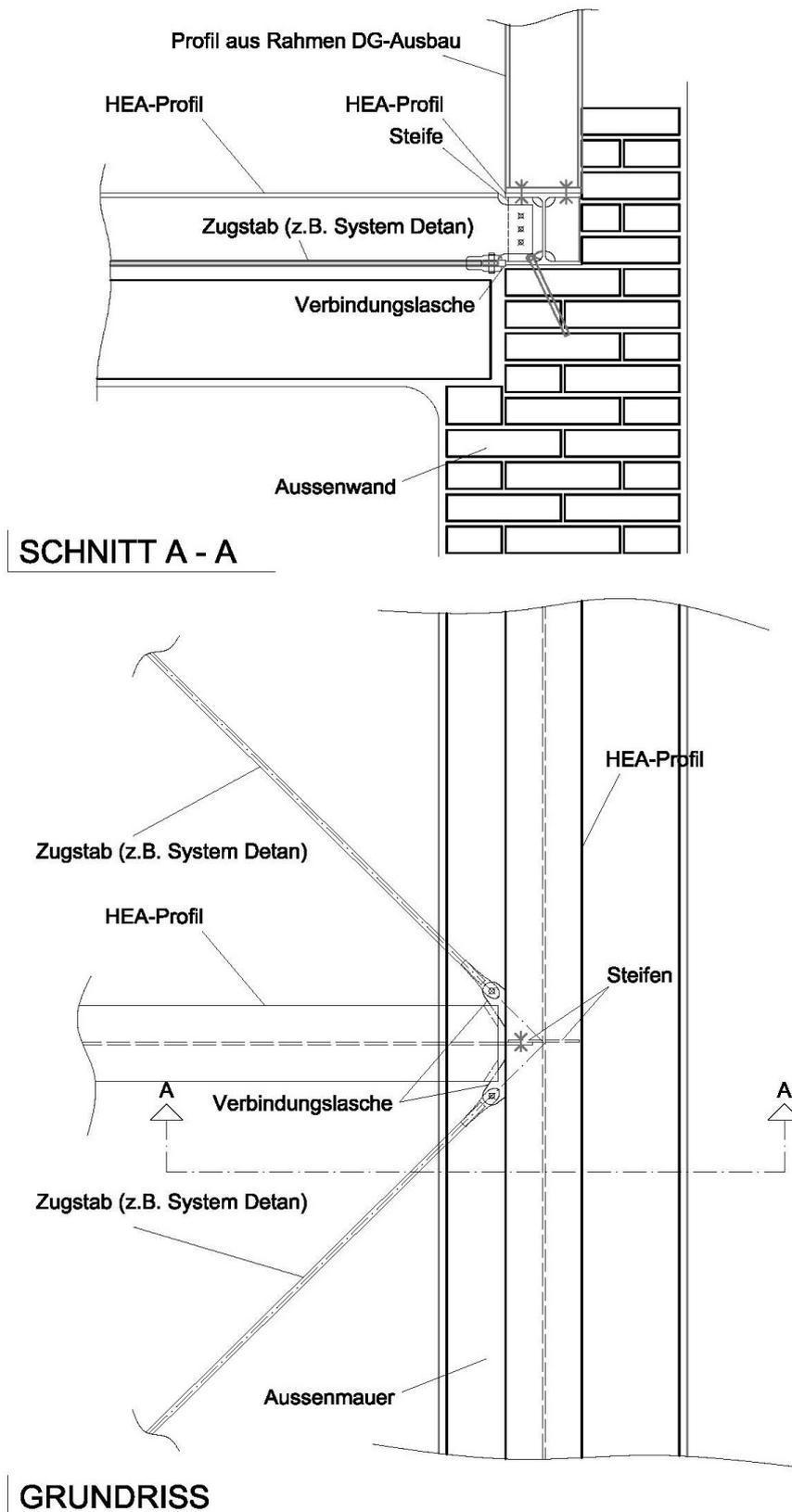


Abb. 5.01: Konstruktionsdetail: Außenwand, Anschluss Verband

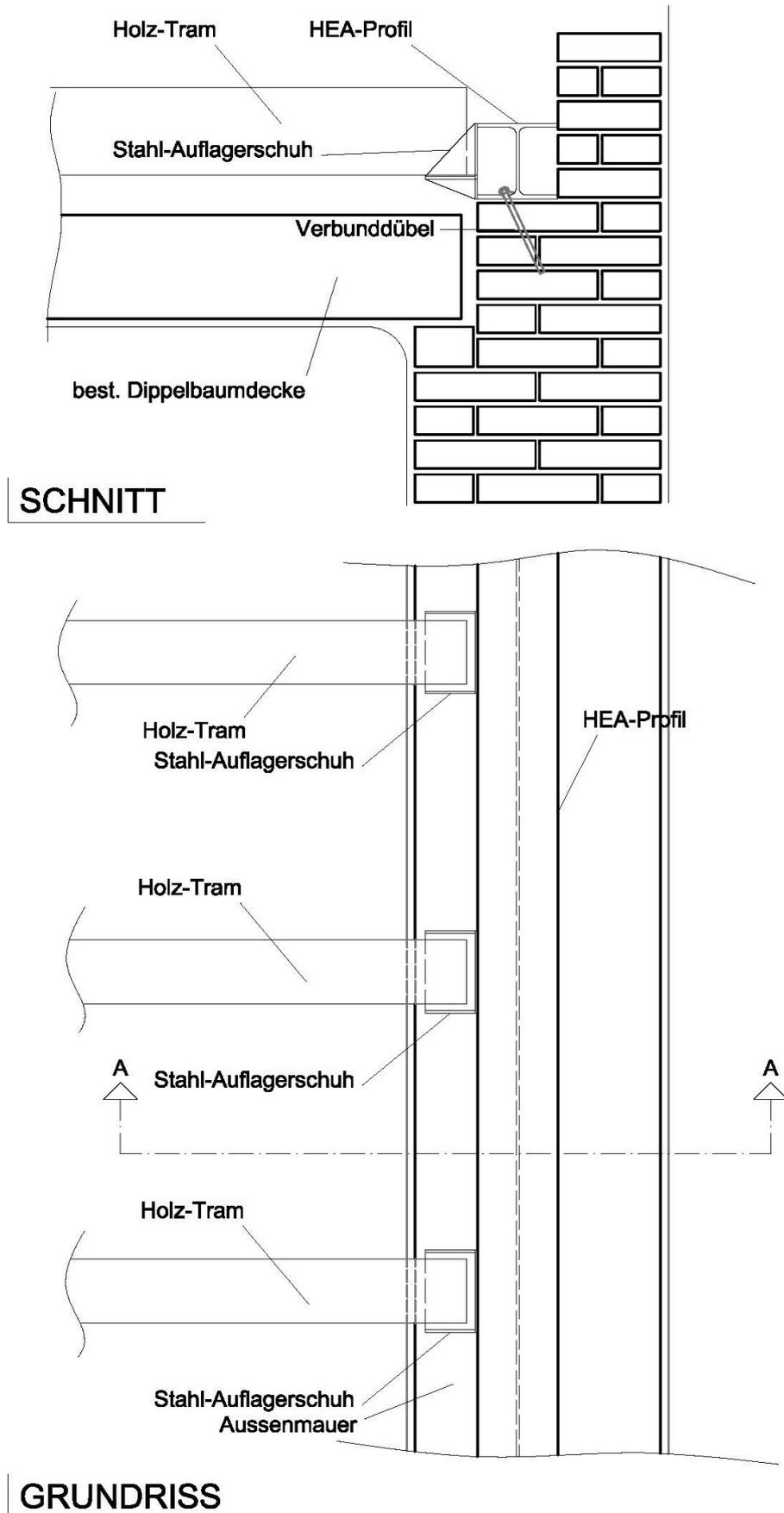
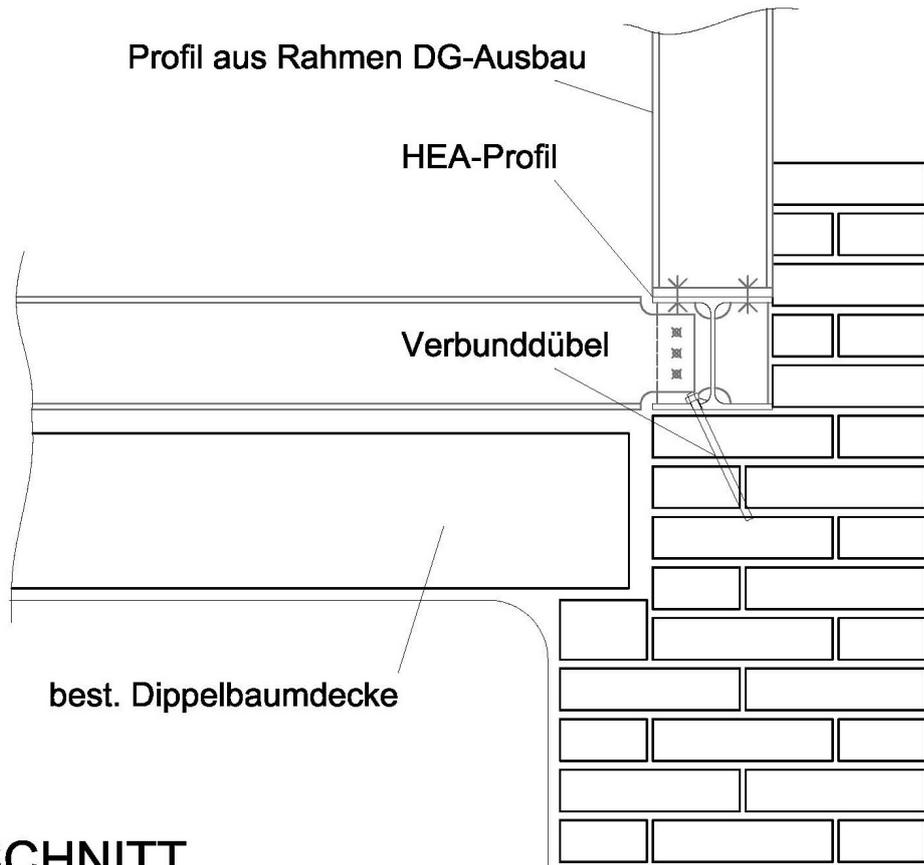
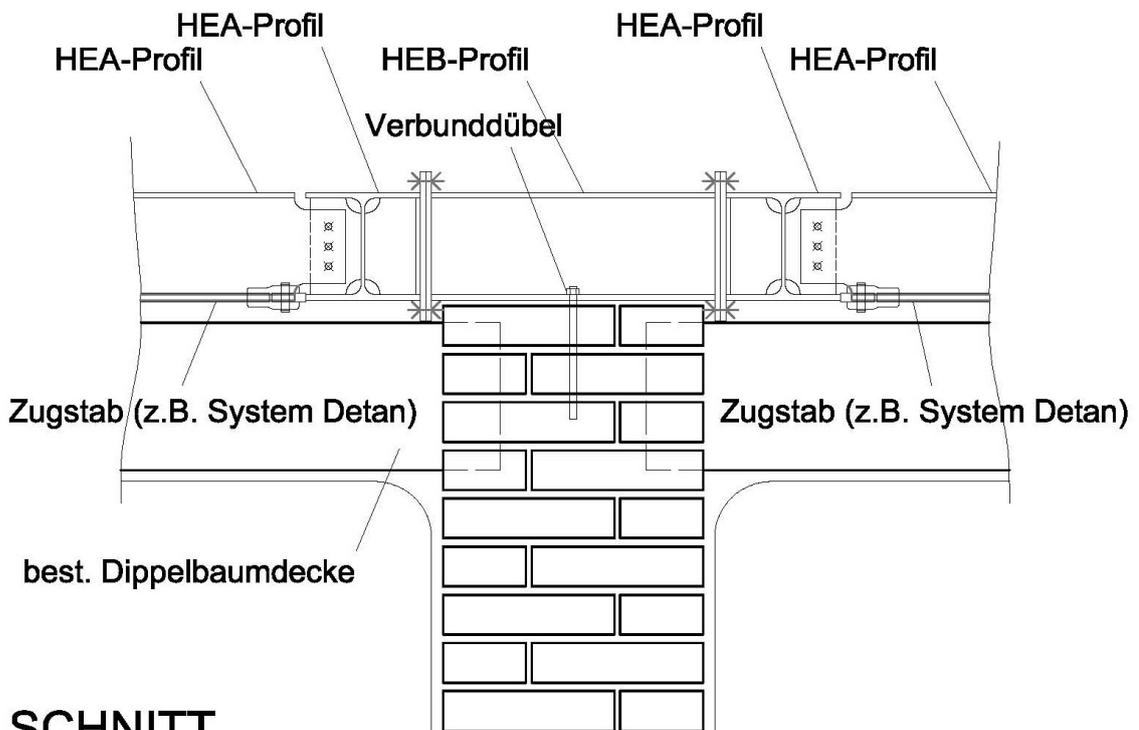


Abb. 5.02: Konstruktionsdetail: Auflagerung Holztrame auf Stahlkonstruktion



SCHNITT

Abb. 5.03: Konstruktionsdetail: Verdübelung Stahlkonstruktion mit Außenmauer



SCHNITT

Abb. 5.04: Konstruktionsdetail: Verdübelung Stahlkonstruktion mit Mittelmauer; Auswechslung

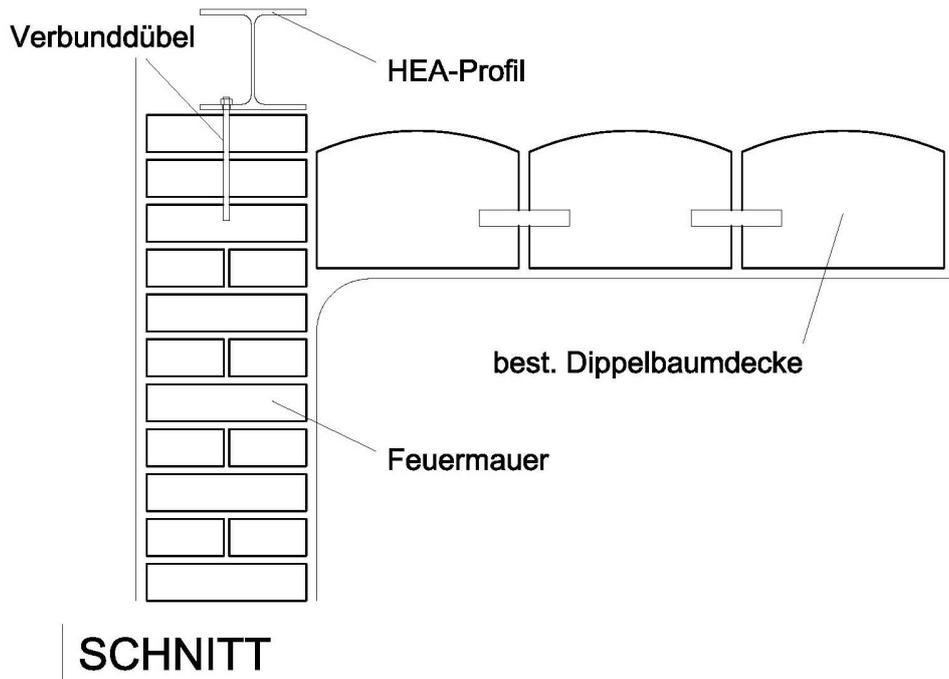


Abb. 5.05: Konstruktionsdetail: Verbindung Stahlkonstruktion mit Feuermauer, wenn Feuermauer über der Konstruktion neu hergestellt wird.

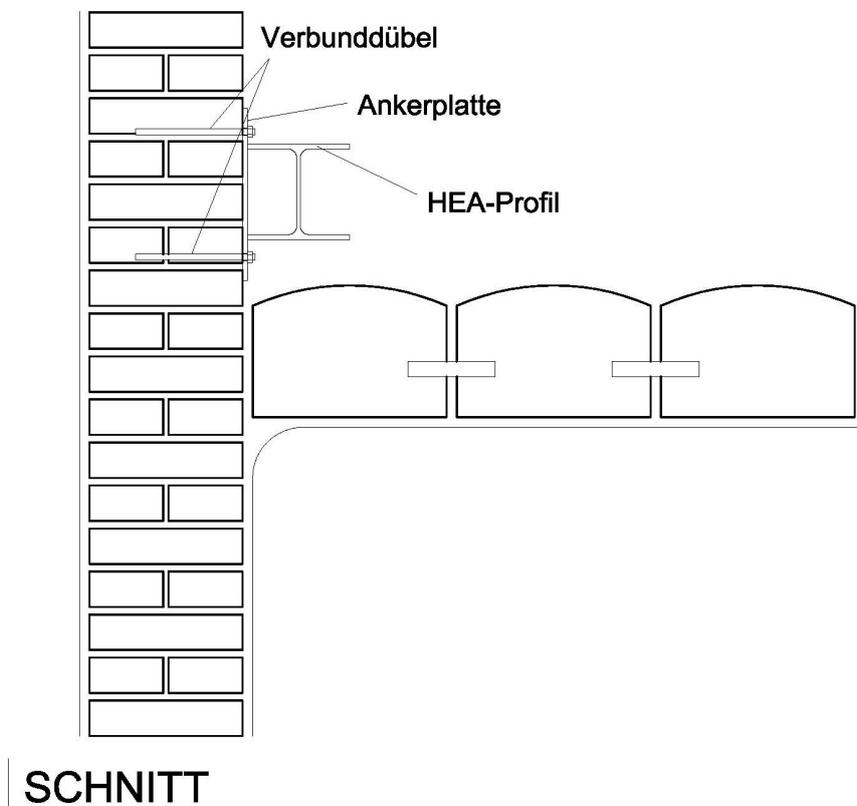


Abb. 5.06: Konstruktionsdetail: Verbindung Stahlkonstruktion mit Feuermauer, wenn Feuermauer erhalten bleibt

6) Zusammenfassung

Die in dieser Arbeit vorgestellte Konstruktionsart stellt eine mögliche Alternative zur konventionellen Bauweise mit Aufbeton oder OSB-Platten dar. Die Stahlkonstruktion bietet Vorteile die Bauzeit und das Eigengewicht betreffend. Es ist möglich, die Stahlteile weitgehend vorgefertigt auf die Baustelle zu liefern und somit Bauzeit und Kosten einzusparen. Soll die bestehende Dachhaut und der Dachstuhl erhalten werden, sind nur kleine Öffnungen erforderlich, um die Konstruktionsteile einzuheben. Durch den Verzicht auf Beton entfällt auch der Einsatz von Betonpumpen, welche vor allem im innerstädtischen Bereich manchmal Probleme mit der Aufstellposition bekommen können und große Kostenstellen sind.

Weitere alternative Konstruktionen aus Holz und Aluminium wurden überlegt und untersucht, jedoch wieder verworfen. Bei Aluminium wären von den Querschnitten her, aus konstruktiver Sicht, keine Einsparungen möglich gewesen, ebenso steht der hohe Preis für Aluminium als Ausschlussgrund für die Konstruktion.

Die Holzkonstruktion wäre von den Kosten her der Stahlkonstruktion überlegen, jedoch ergeben sich hier konstruktive Schwierigkeiten bei der Herstellung des Verbandes, welcher exzentrisch angeschlossen werden müsste. Ein weiterer Vorteil der Stahlkonstruktion ist die geringere Bauhöhe. Da über der bestehenden Konstruktion gearbeitet wird, kann jeder Zentimeter Bauhöhe ausschlaggebend für das Projekt sein. Viele Projekte liegen an der Grenze der in der Bauordnung vorgeschriebenen Bauhöhe.

Die Ermittlung der Erdbebenkräfte erfolgte nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren. Dieses wurde sowohl für die Rechtecks- als auch die L-Querschnitte angewendet. Laut dem Merkblatt MA37S und der EN 1998-1 ist der Kapazitätsnachweis nach dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren für den Rechtecksquerschnitt jedenfalls zulässig, jedoch nur bedingt für den L - Querschnitt. Die Symmetriebedingungen werden hier nur zum Teil eingehalten. Da im Rahmen dieser Diplomarbeit jedoch kein Kapazitätsnachweis geführt wird, sondern nur die Erdbebenkraft benötigt wird, erfolgt die Ermittlung der Erdbebenkraft, wegen der besseren Vergleichbarkeit, mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren.

Wie in der Berechnung des Stabwerksmodells ersichtlich wird, erfolgt eine Umlagerung der angreifenden Erdbebenkräfte vor allem auf die Außen- und Feuermauern. Die Mittelmauern bekommen im Vergleich deutlich geringere Kräfte, da die Auflagerflächen durch die Kaminzüge stark eingeschränkt sind. Für das bestehende System wurde auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass alle Kaminzüge auch nach dem Ausbau in Verwendung bleiben.

Die Bettungen wurden jeweils in Mauerwerkslängsrichtung angesetzt. In Querrichtung wurde, auf der sicheren Seite liegend, keine Bettung angesetzt. Da der einwirkende Horizontalschub der Konstruktion auf einzelne Mauern nicht zur Gänze aufgenommen werden konnte, wurden die Bettungen herunteriteriert bis ein realistisch zu übertragender Horizontalschub erreicht wurde. Begrenzende Komponente für den Horizontalschub sind nicht die Konstruktion oder die bestehenden Wände, sondern die Schubfuge.

Die am Markt erhältlichen Verbunddübel für Vollziegelmauerwerk können maximal 15,0 KN/m Mauerwerk übertragen. Durch die einzuhaltenden Randabstände ist an eine schubfeste Verbindung überhaupt nur bei Außenwänden und Feuermauern zu denken. Die vom Hersteller angegebenen Werte gelten allerdings für den Grenzzustand der Tragsicherheit. Da unter normalen Lasten keine Beanspruchung auf die Dübel wirkt, wäre es interessant eine Versuchsreihe (Modellversuch) durchzuführen, welche Kräfte im Erdbebenfall tatsächlich auftreten. Es ist davon auszugehen, dass bei einer kurzfristigen Überschreitung der zugelassenen Werte zwar größere Risse im Mauerwerk auftreten, jedoch die Tragfähigkeit nicht verloren geht. Im Falle eines Bemessungserdbebens wäre dieser Schaden am Gebäude sicherlich zu akzeptieren.

Abgesehen davon scheint es unklar, wie die Einwirkungen auf ein Gebäude mit einer konventionellen Verbunddecke mit Aufbeton oder OSB-Platten aufgenommen werden.

Interessant wären Versuche mit verschiedenen Verbunddübeln, welche von oben in einen Ziegelverband eingeklebt werden, um die Versagensmechanik zu untersuchen. Es ist davon auszugehen, dass die ersten Ziegelscharen, bei Horizontalbelastung auf den Dübel, auf die Seite wegbrechen werden. Mechanische Dübel sind hier in jedem Fall zu vermeiden, da durch die Aufspreizung beim Einbau schon Druck auf die Ziegel nach außen ausgeübt wird.

Durch das Herabsetzen der Bettungen wurde die Steifigkeit des Verbandes erhöht, um die gleichmäßige Verteilung der Kräfte auf die Wände zu ermöglichen. Besonders beim L-Querschnitt ist auffallend, dass durch die Torsion bedingt an der Innenseite des Schenkels eine übermäßig starke Belastung des Verbandes vorhanden ist.

Im Gesamtsystem wurden die Träger, welche nur ihr Eigengewicht sowie den Fußbodenaufbau tragen (HEA 140 bei 5,0m Trakttiefe; HEA 160 bei 6,0m Trakttiefe), aus EDV-technischen Gründen nur als Stahlträger berücksichtigt. Im Einzelnachweis wurde danach die sicher finanziell günstigere Alternative mit Holzträgern (22/18cm bei 5,0m Trakttiefe; 24/20cm bei 6,0m Trakttiefe) nachgewiesen.

Ein weiterer Vorteil der Konstruktion ist die Möglichkeit, nicht ausreichend tragfähige, bestehende Träger oder Dippelbäume auf die Stahlkonstruktion aufzuhängen. Für diesen Fall ist es ausreichend, einen HEA 140 (5,0m Trakttiefe), bzw. HEA 160 (6,0m Trakttiefe) statt einem Holzträger zu verbauen und den bestehenden Träger daran aufzuhängen. Basis für die Aufhängung wären Verbunddübel, welche in den Holzträger eingebracht werden. Voraussetzung dafür ist, dass die Ursache der Holzschädigung behoben ist, und das restliche Holz in einem ausreichend tragfähigen Zustand ist.

Schallschutztechnisch bietet das System Vorteile gegenüber den konventionellen Methoden. Die beiden Decken bilden ein schalltechnisch vollkommen entkoppeltes System. Durch die unterschiedlichen Massen der Bauteile wird Schall zusätzlich schlechter übertragen.

Der Zwischenraum zwischen den Trägern kann mit nicht brennbarem Dämmmaterial (z.B. Steinwolle) gefüllt werden. Dies würde im Bereich des Schallschutzes und der Wärmeisolierung Vorteile bringen.

An der Unterseite der Stahlträger können Gipskartonfeuerschutzplatten montiert werden. Diese Maßnahme würde den Brandschutz erheblich verbessern und bietet auch schalltechnische Vorteile.

Ein Problem, welches schon kurz angeschnitten wurde, bilden die weiter im Betrieb verbleibenden Kaminzüge. Es ist davon auszugehen, dass im Erdbebenfall zumindest einzelne Züge undicht werden und Rauchgase bzw. CO austreten kann und somit Gefahr für Bewohner besteht. Wird im Bereich der obersten Geschossdecke eine schubsteife Decke ausgebildet, ist die Gefahr eines solchen Schadens aufgrund der höheren Scherbelastung auf das Mauerwerk um ein vielfaches höher.

Als weiterer Vorteil für den Bauherrn ist der vollständige Erhalt von bestehenden Deckenuntersichten zu nennen. Während der gesamten Bauarbeiten ist das Geschoss unter dem bisherigen Dachboden weiter für Bewohner benutzbar und es sind keine Einschränkungen zu erwarten.

7) Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

7.1) Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.01: Systemskizze Dippelbaumdecke 9	
Abbildung 1.02: Systemskizze einfache Tramdecke	10
Abbildung 1.03: Systemskizze Tramdecke mit versenkter Sturzschalung	10
Abbildung 1.04: Systemskizze Fehltramdecke	11
Abbildung 1.05: Systemskizze einfaches Sparrendach	16
Abbildung 1.06: Systemskizze einfaches Kehlbalkendach	16
Abbildung 1.07: Systemskizze Kehlbalkendach mit einfach stehendem Stuhl	17
Abbildung 1.08: Systemskizze Kehlbalkendach mit doppelt stehendem Stuhl	17
Abbildung 1.09: Systemskizze Kehlbalkendach mit dreifach stehendem Stuhl	18
Abbildung 1.10: Systemskizze einfach stehender Pfettendachstuhl	18
Abbildung 1.11: Systemskizze Pfettendach mit doppeltem Hängwerk (Wiener Dachstuhl)	19
Abbildung 1.12: Systemskizze Pfettendach mit Bockstuhl	19
Abbildung 1.13: Systemskizze Pfettendach mit geneigtem Stuhl	20
Abbildung 4.01: L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m	30
Abbildung 4.02: L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m	31
Abbildung 4.03: Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	32
Abbildung 4.04: Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	33
Abbildung 4.05: Querschnitte, Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	41
Abbildung 4.06: 3D-Darstellung, Gesamtübersicht; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	42
Abbildung 4.07: 3D-Darstellung, Detail Verband; Ansicht von unten; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	43
Abbildung 4.08: 3D-Darstellung, Detail Auswechslung; Ansicht von unten; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	43
Abbildung 4.09: Querschnitte, Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	44
Abbildung 4.10: 3D-Darstellung, Gesamtübersicht; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	45
Abbildung 4.11: 3D-Darstellung, Detail Verband; Außenecke; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	46

Abbildung 4.12:	3D-Darstellung, Detail Auswechslung; Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	46
Abbildung 4.13:	Querschnitte, L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m	47
Abbildung 4.14:	3D-Darstellung, Gesamtübersicht; L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m	48
Abbildung 4.15:	3D-Darstellung, Detail Verband; Ecke Mittelmauer; L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m	49
Abbildung 4.16:	3D-Darstellung, Detail Auswechslung; L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m	49
Abbildung 4.17:	Querschnitte, L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m	50
Abbildung 4.18:	3D-Darstellung, Gesamtübersicht; L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m	51
Abbildung 4.19:	3D-Darstellung, Detail Verband; Außenmauer; L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m	52
Abbildung 4.20:	3D-Darstellung, Detail Auswechslung und Außenecke; L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m	52
Abbildung 5.01:	Konstruktionsdetail: Außenwand, Anschluss Verband	54
Abbildung 5.02:	Konstruktionsdetail: Auflagerung Holzträme auf Stahlkonstruktion	55
Abbildung 5.03:	Konstruktionsdetail: Verdübelung Stahlkonstruktion mit Außenmauer	56
Abbildung 5.04:	Konstruktionsdetail: Verdübelung Stahlkonstruktion mit Mittelmauer; Auswechslung	56
Abbildung 5.05:	Konstruktionsdetail: Verbindung Stahlkonstruktion mit Feuermauer, wenn Feuermauer über der Konstruktion neu hergestellt wird	57
Abbildung 5.06:	Konstruktionsdetail: Verbindung Stahlkonstruktion mit Feuermauer, wenn Feuermauer erhalten bleibt	57

7.2) Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.01	Mechanische Eigenschaften der Ziegel / Angaben zur Bauzeit 7	
Tabelle 1.02	Mechanische Eigenschaften der Mörtel / Angaben zur Bauzeit 8	
Tabelle 4.01	Lastumrechnung Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m	39
Tabelle 4.02	Lastumrechnung Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m	39
Tabelle 4.03	Lastumrechnung L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m	40
Tabelle 4.04	Lastumrechnung L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m	40

8) Literaturverzeichnis

- [1] Altbaukonstruktionen, Charakteristika, Rechenwerte,
Sanierungsansätze;
Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch, 1989
- [2] ÖNORM EN 1998-1 und B 1998-1
- [3] ÖNORM EN 1991-1-1
- [4] Merkblatt Statische Vorbemessung, MA37S, 2008
- [5] Bauwerke und Erbeben, Meskouris, Hinzen, Butenweg, Mistler,
2011
- [6] Holz-Beton-Verbunddecke: Baupraktische Bemessung nach
Faserbeton-Richtlinie, DDr. Elmer Bölcskey, DI Martin Billes, 2006
- [7] Rigips Fußbodensysteme, Saint-Gobaiun Rigips GmbH, 1. Auflage,
Mai 2009
- [8] Hilti Dübeltechnik, technische Daten - Dübelinstallation; Hilti Austria
GmbH, 2011
- [9] Der Kapazitätsnachweis für Gründerzeithäuser mit L-förmigem
Grundriss, DI Clemens Greinstetter, 2011
- [10] Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten, Univ.Prof. Dipl.-Ing.
Dr.techn. Andreas Kolbitsch, 2010
- [11] Hochbau, Raumbaukonstruktionslehre; III. Teil; J.K. Merinsky, 1951

Anhang A

Berechnung Rechteckgrundriss; Trakttiefe 5,0m

1) Berechnungsgrundlagen	66
2) Lastaufstellung	66
3) Massenermittlung der tragenden Wände	67
4) Massenaufstellung	68
5) Erdbebeneinwirkung	68
6) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht	70
7) Berechnung Gesamtsystem mittels Sofistik SSD	71

1.) Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991
ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3
ÖNORM EN 1998-1

Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat
Mörteldruckfestigkeit: $f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$
Steindruckfestigkeit: $f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$
(Ansätze, bzw. aus Mauerwerksgutachten)
und daraus ermittelt:
nach EN 1996-1-1/3.6.1.21(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2
Mauerwerksfestigkeit: $f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$

2.) Lastaufstellung

Decken

Ständige Lasten: (Eigengewicht der Konstruktion inkl Aufbau)

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

Tramdecke $2,50 \text{ kN/m}^2$

Decke über 4.0G:

Doppelbaumdecke $3,00 \text{ kN/m}^2$
Dach (Projektion) $0,70 \text{ kN/m}^2$

Wände

$d = 15 \text{ cm}$ $2,80 \text{ kN/m}^2$
 $d = 30 \text{ cm}$ $5,60 \text{ kN/m}^2$
 $d = 45 \text{ cm}$ $8,40 \text{ kN/m}^2$
 $d = 60 \text{ cm}$ $11,20 \text{ kN/m}^2$
 $d = 75 \text{ cm}$ $14,00 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Last:

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.0G: (Dachboden Bestand)

$Q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ Kat. H

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem Theta-Faktor berücksichtigt.

$\Psi_{E,2} = 0,30$ [-]

3.) Massenermittlung der tragenden Wände

DG	h=	3,20 m
d = 45 cm (h=1,0m)	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
68,00	8,50	693,60
18,00	5,80	334,08
42,00	8,50	1142,40
16,00	11,20	573,44

2743,52

4.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
42,00	8,50	1142,40
18,00	5,80	334,08
68,00	8,50	1479,68
50,00	2,80	448,00
16,00	11,20	573,44

3977,60

3.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
42,00	8,50	1142,40
18,00	5,80	334,08
68,00	8,50	1479,68
50,00	2,80	448,00
16,00	11,20	573,44

3977,60

2.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
8,00	8,50	217,60
18,00	5,80	334,08
68,00	11,20	1949,70
50,00	2,80	448,00
50,00	11,20	1792,00

4741,38

1.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
8,00	8,50	217,60
18,00	5,80	334,08
68,00	11,20	1949,70
50,00	2,80	448,00
50,00	11,20	1792,00

4741,38

EG	h=	4,00 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 75 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
8,00	8,50	272,00
18,00	5,80	417,60
102,00	11,20	3655,68
50,00	2,80	560,00
16,00	11,20	716,80

5622,08

4.) Massenaufstellung

A= 340,00 m² ... Geschossfläche
 z ... Abstand von der klaffenden Fuge im EG

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₅	1258,00	102,00	4732,32	6092,32	17,10	104178,67
m₄	850,00	204,00	3977,60	5031,60	13,90	69939,24
m₃	850,00	204,00	4359,49	5413,49	10,70	57924,32
m₂	850,00	204,00	4741,38	5795,38	7,50	43465,32
m₁	850,00	204,00	5181,73	6235,73	4,30	26813,63

28568,51 302321,18

in kg: 2856851,20

5.) Erdbebeneinwirkung

Bedeutungskategorie (EN 1998-1 : 2005 S. 57)

y_i= 1,00

	y _i	
I	0,80	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
II	1,00	gewöhnliche Bauwerke die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	1,20	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand wichtig ist (Schulen,...)
IV	1,40	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand sehr wichtig ist (Krankenhäuser,...)

Referenzbodenbeschleunigung:
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

a_{gR}= 0,80 m/s²

Erdbebenzone:
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

3 Wien, südwestlich der Donau

horizontale Bodenbeschleunigung:

a_g= y_i * a_{gR} = 0,80 m/s²

Gesamterdbebenkraft:

F_b = S_d(T) * m * λ = **3723,43 kN**

S_d(T) = a_g * S * 2,5/q =

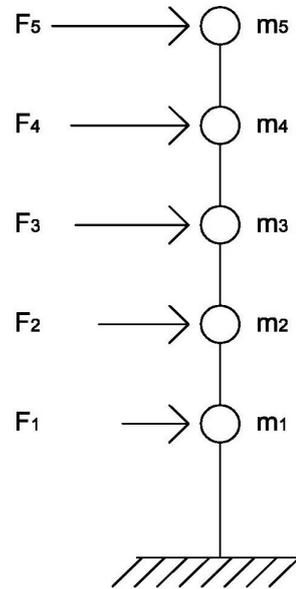
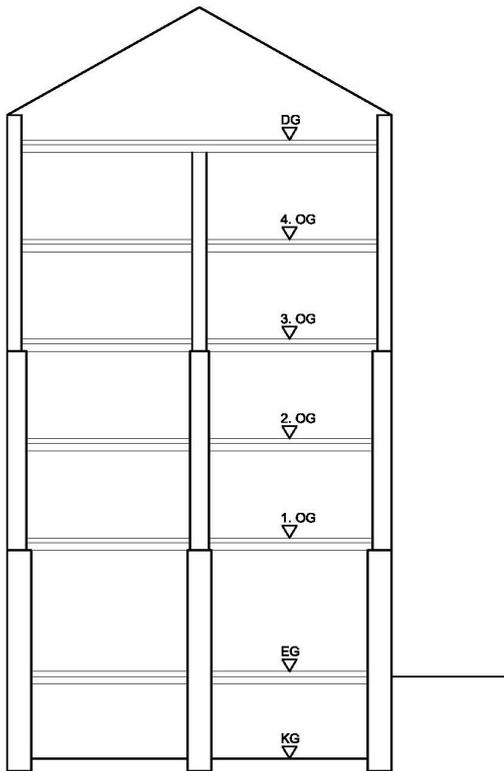
1,53 m/s² ...vereinfacht am oberen Plateau angenommen

S= 1,15 ...Bodenparameter lt. Baugrundklasse (EN 1998-1 : 2005 S.41)

q= 1,50 ...Verhaltensbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.45)

λ= 0,85 ...Korrekturbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.61)

Erdbebenkräfte pro Geschoß:



Decke über ...	F_i [kN]
4.OG	1283,08
3.OG	861,38
2.OG	713,40
1.OG	535,32
EG	330,24

6.) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht

(schubsteife oberste Geschößdecke vorausgesetzt)

• Massenzusammenstellung mit DG -Ausbau

A= 340,00 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG

q= 6,24 kN/m² ...ständige Last aus DG-Ausbau leicht
 p= 0,96 kN/m² ...veränderliche Last aus DG-Ausbau leicht

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	Z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₆	707,20	32,64	-	739,84	19,80	14648,83
m₅	1414,40	65,28	-	1479,68	17,10	25302,53
	1258,00	102,00	4732,32	6092,32	17,10	104178,67
m₄	850,00	204,00	3977,60	5031,60	13,90	69939,24
m₃	850,00	204,00	4359,49	5413,49	10,70	57924,32
m₂	850,00	204,00	4741,38	5795,38	7,50	43465,32
m₁	850,00	204,00	5181,73	6235,73	4,30	26813,63

30788,03

342272,54

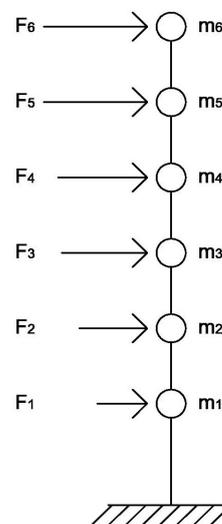
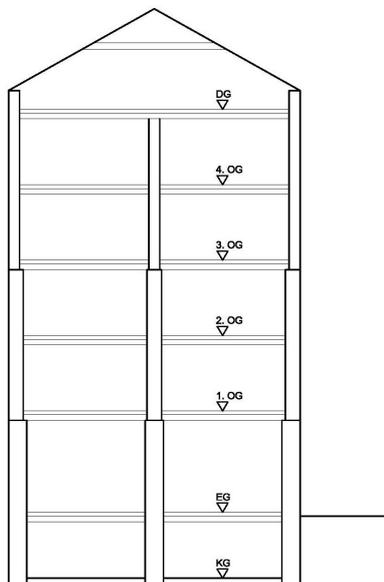
in kg: 3078803,20

• Aufteilung der Erdbebenkräfte unter der Kapazität des Bestandes

κ= 26,00 %

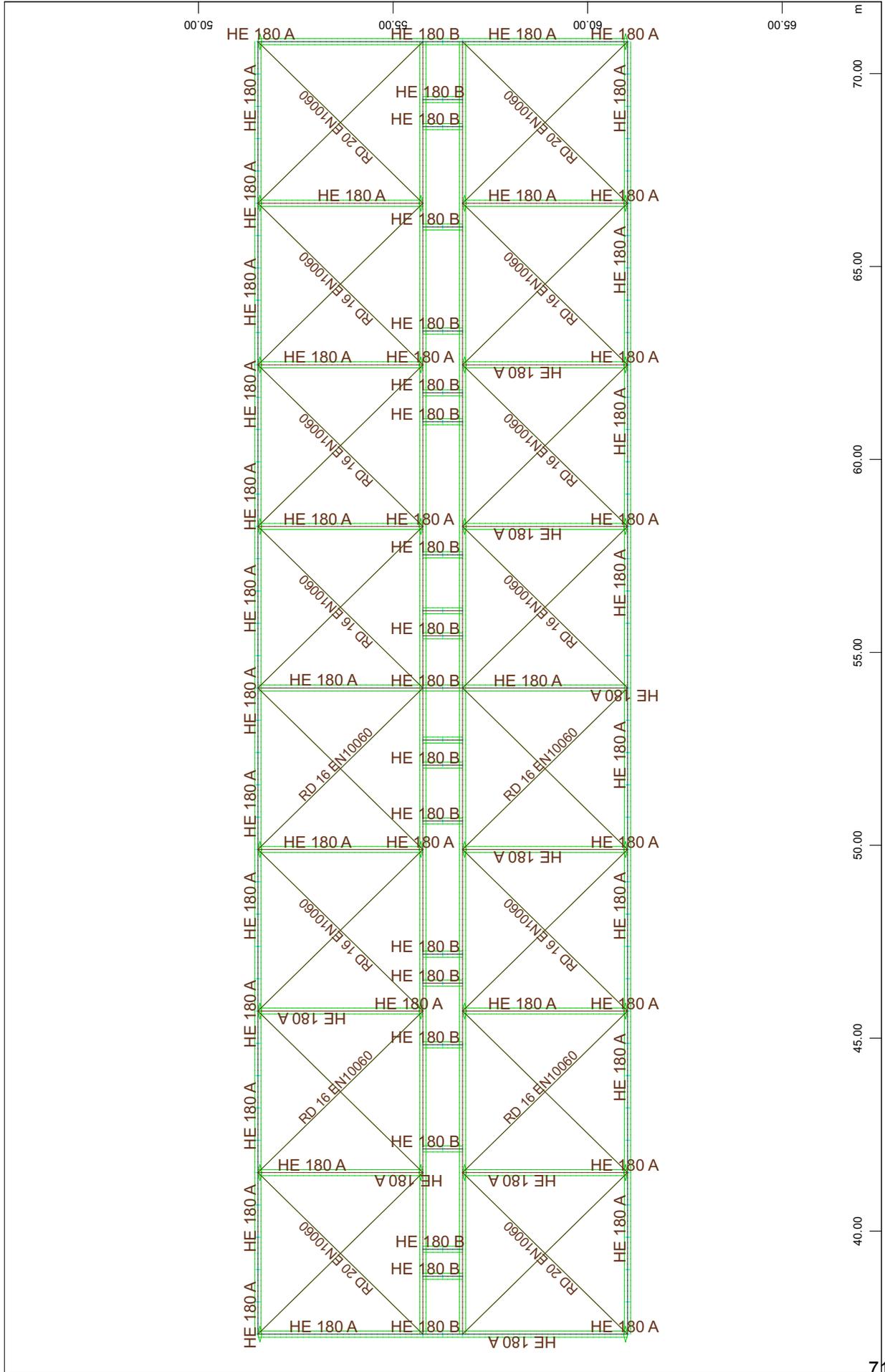
F_b*κ= 968,09 kN

Decke über...	F _i [kN]
DG	41,43
4.OG	366,23
3.OG	197,82
2.OG	163,83
1.OG	122,94
EG	75,84



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

Querschnitte

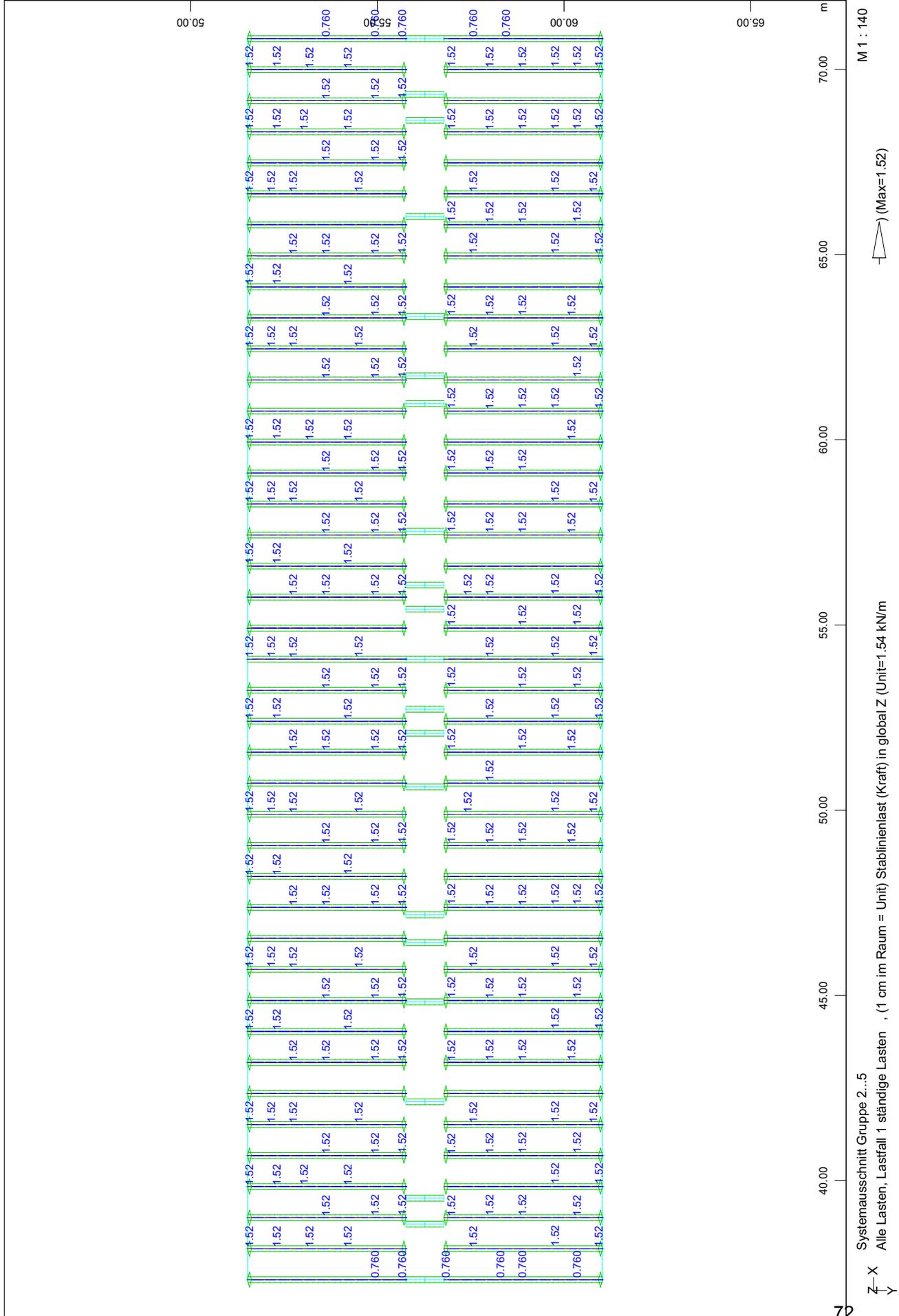


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1..4.10
Stabelemente, Querschnittsbezeichnungen
Seilelemente, Querschnittsbezeichnungen

Z-X
Y

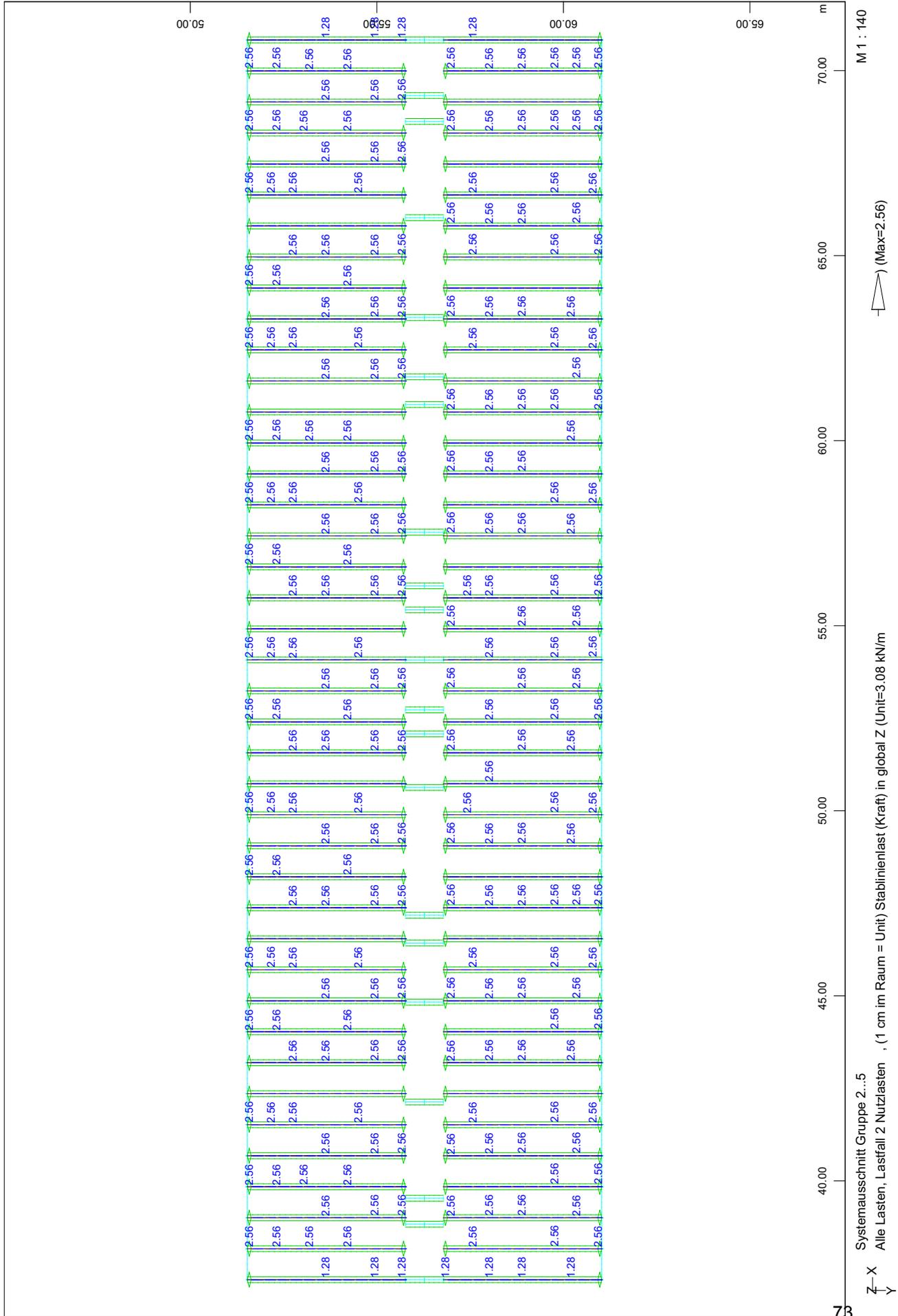
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m
ständige Lasten



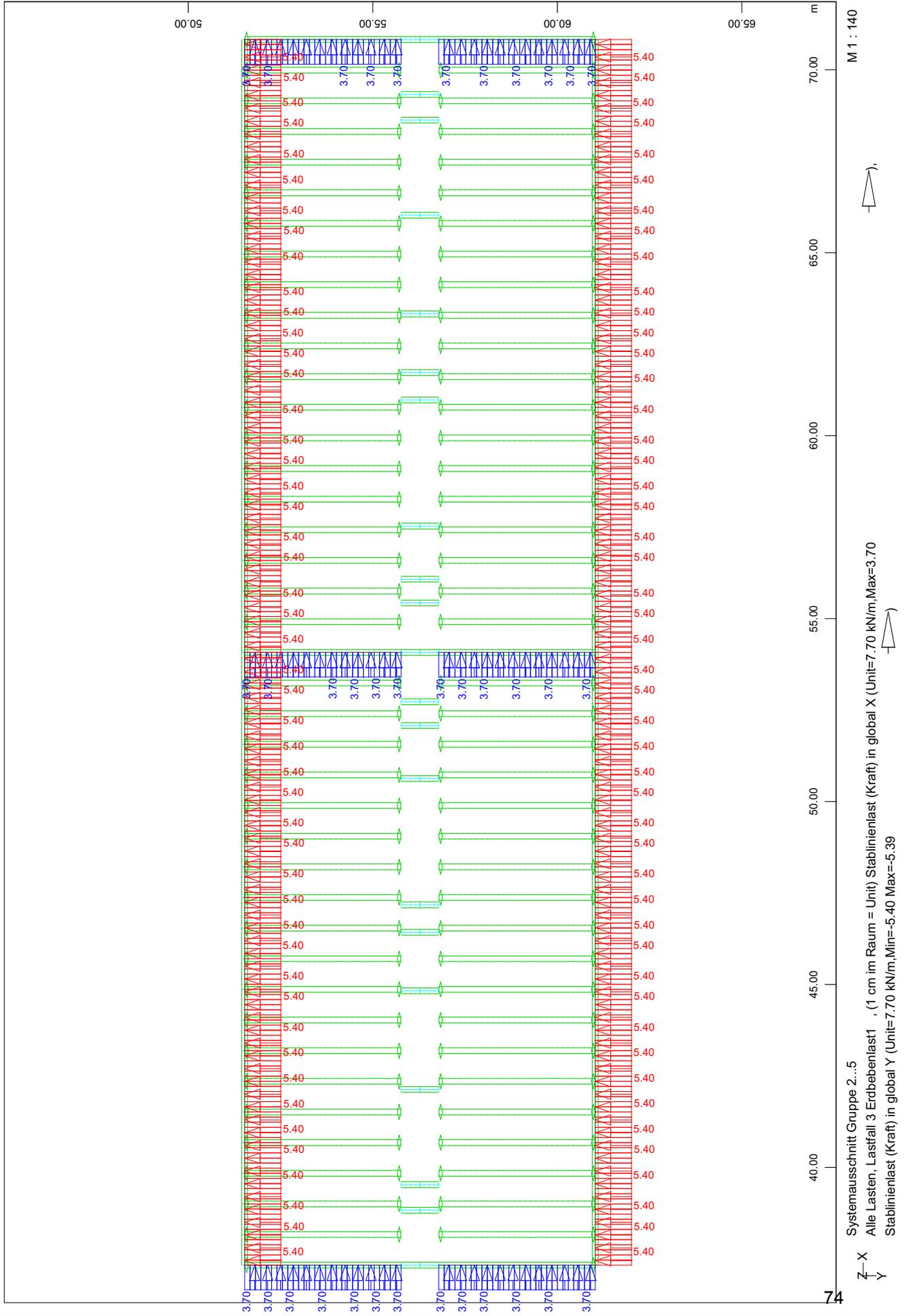
SOFISTIKAG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Alle Lasten, Lastfall 1 ständige Lasten , (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global Z (Unit=1.54 kN/m)

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m
veränderliche Lasten

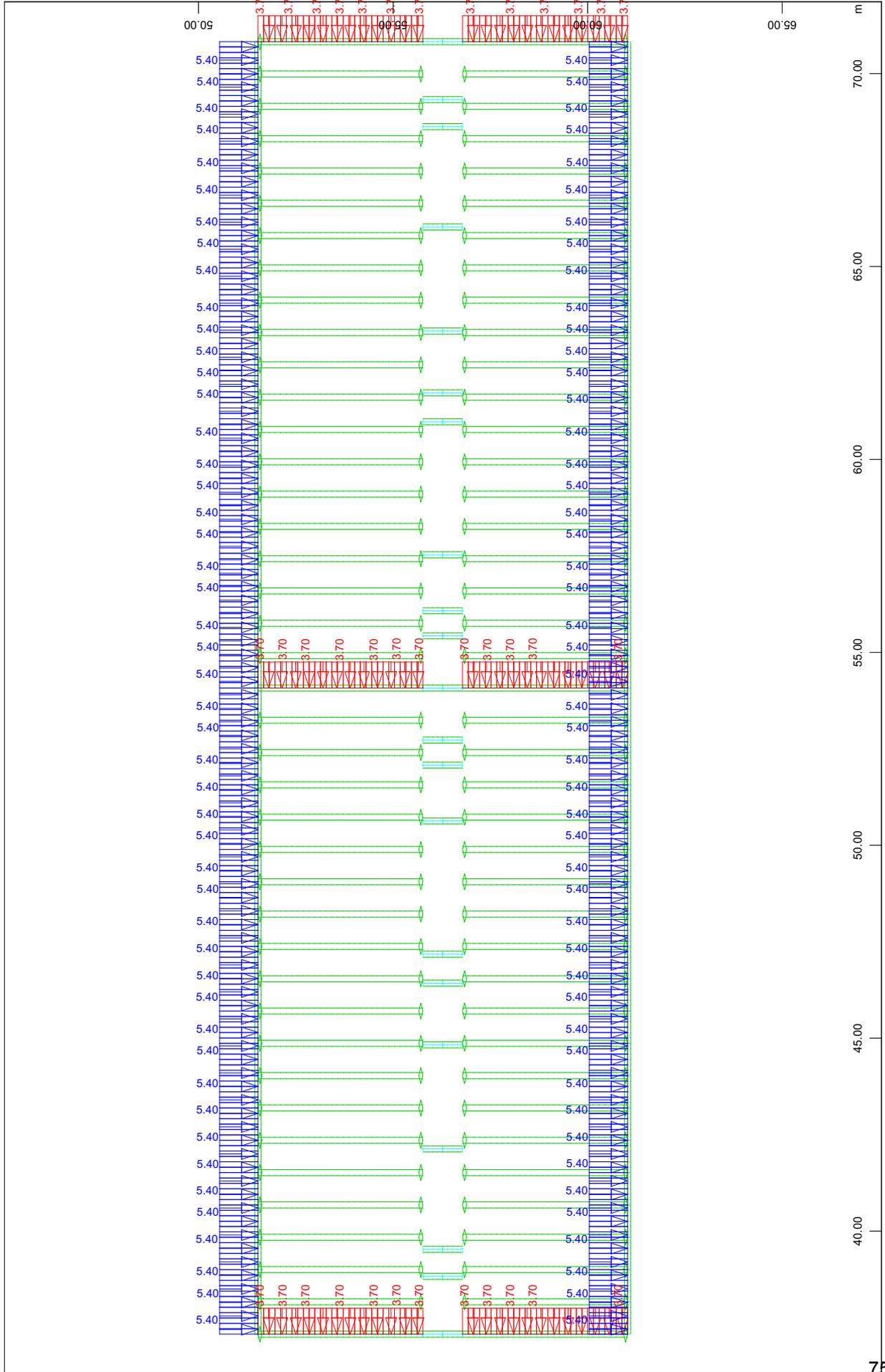


Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m
Erdbebenlasten 1



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

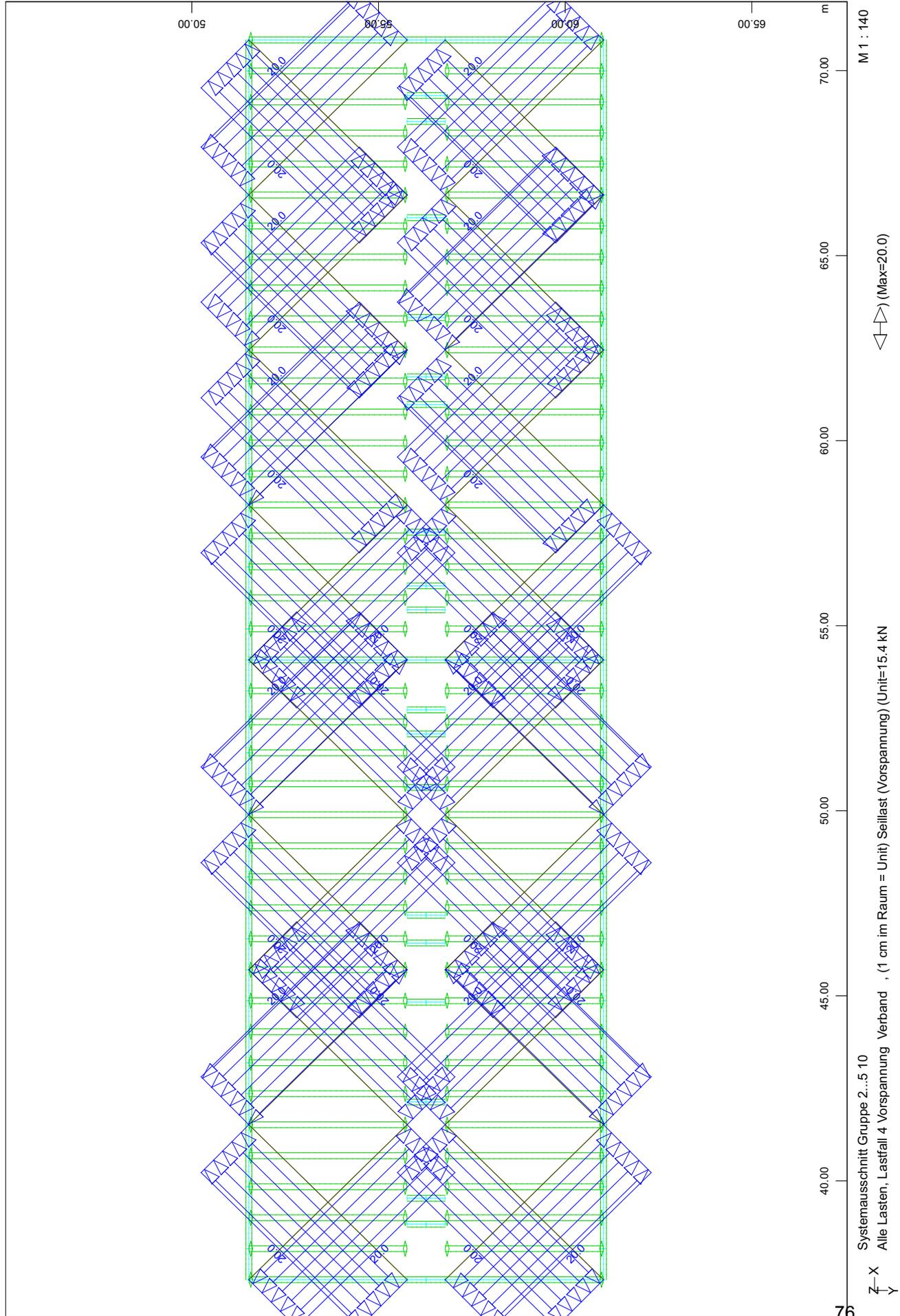
Erdbebenlasten 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

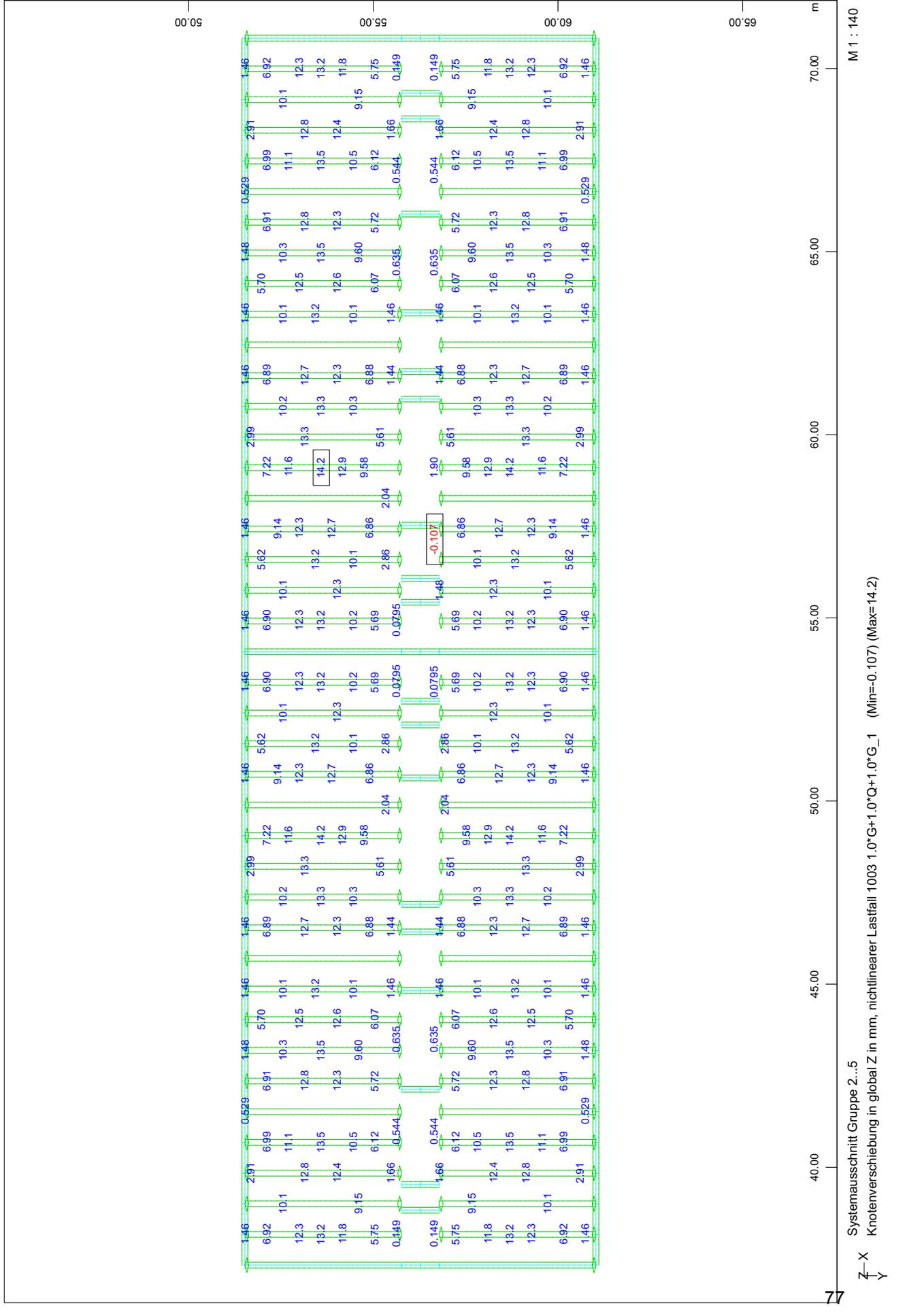
Systemausschnitt Gruppe 2...5
Alle Lasten, Lastfall 5 Erdbebenlast2 , (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global X (Unit=7.70 kN/m, Min=-3.70 Max=3.70), Stablinienlast (Kraft) in global Y (Unit=7.70 kN/m, Max=5.40)

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m
Vorspannkraftes Verband



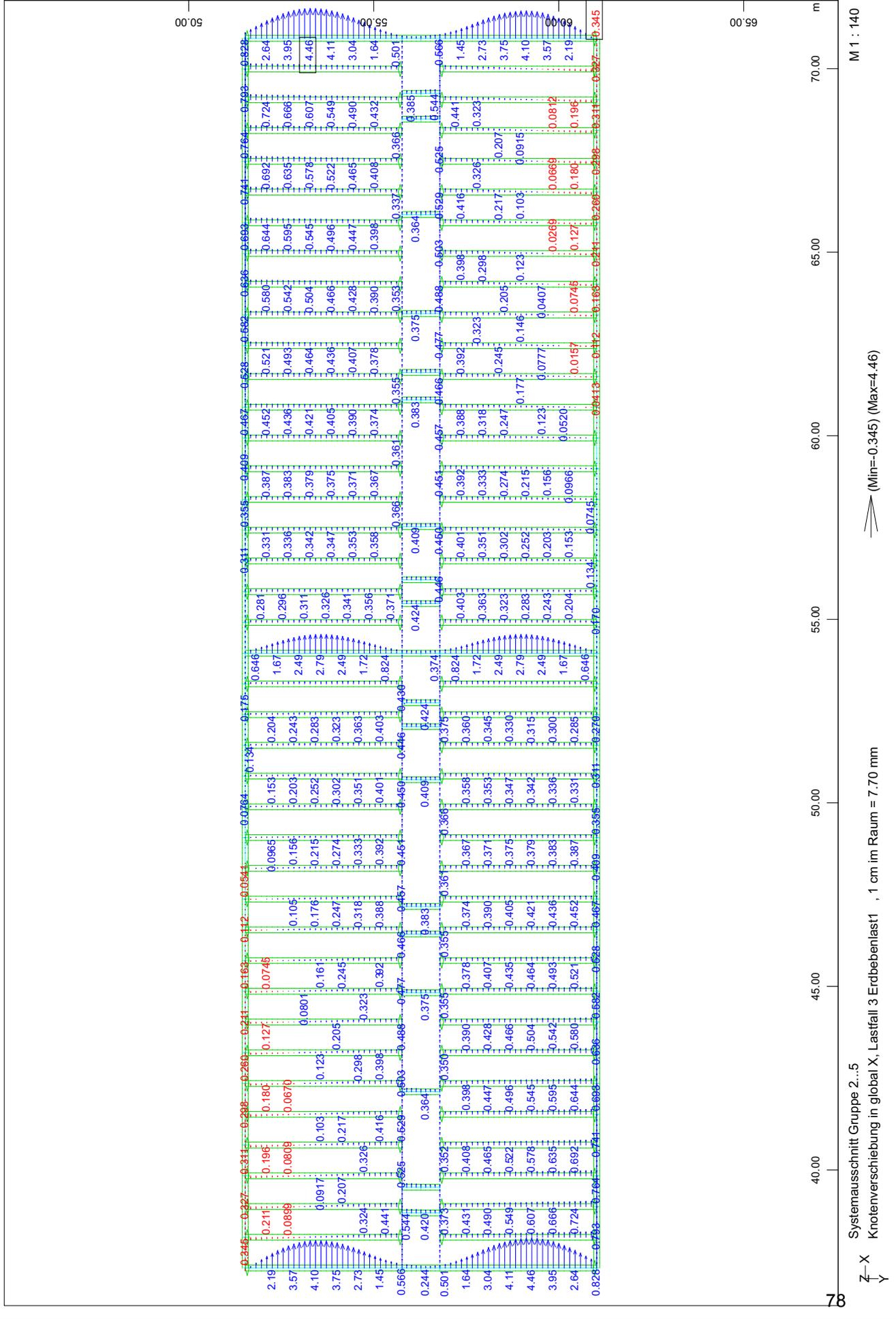
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zufolge charakteristischer Einwirkungskombination



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

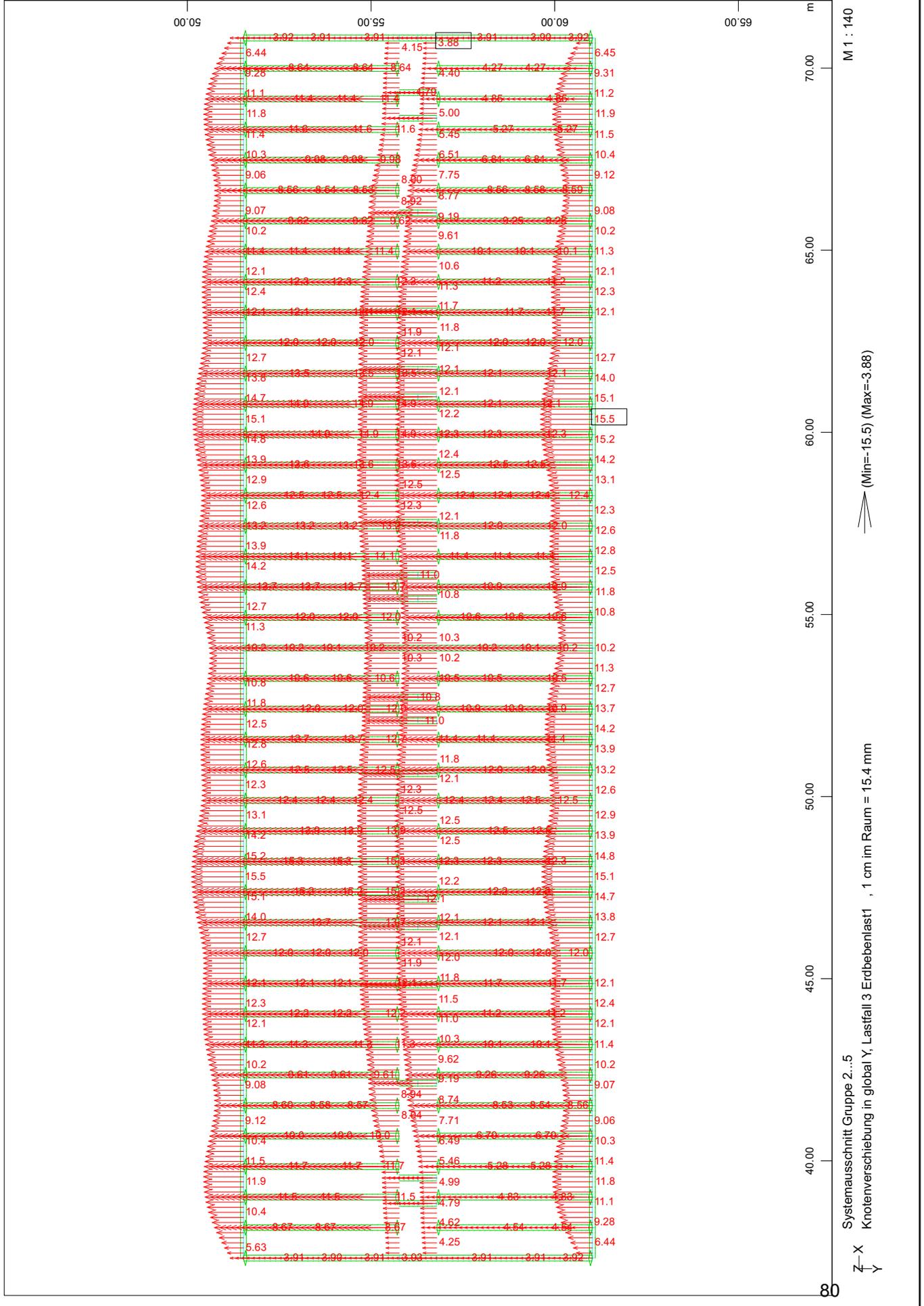
Verformungen zufolge Erdbebenlast 1 in x-Richtung



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 1 in y-Richtung

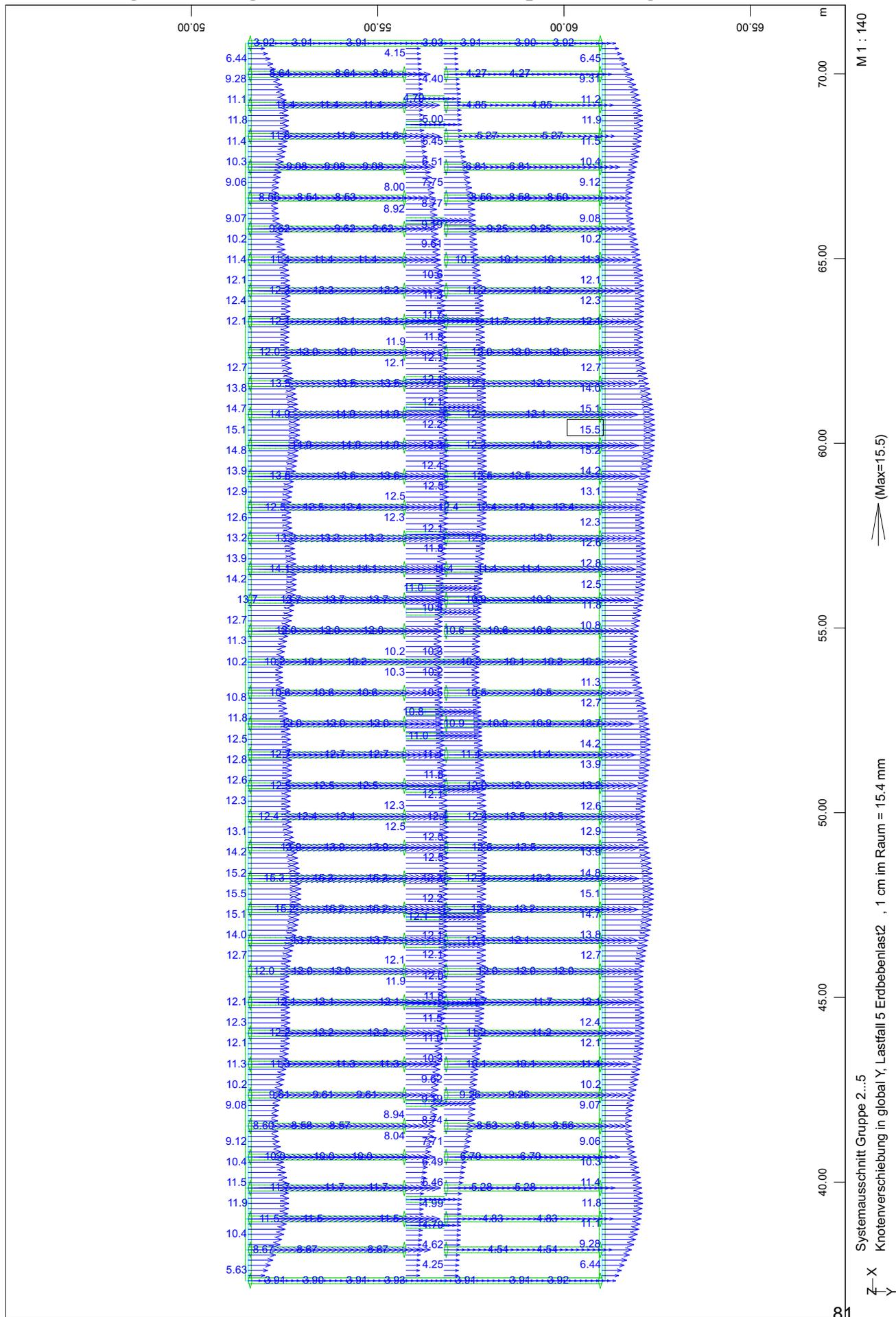
SOFISTIK AG - www.sofistik.de



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zuzufolge Erdbebenlast 2 in y-Richtung

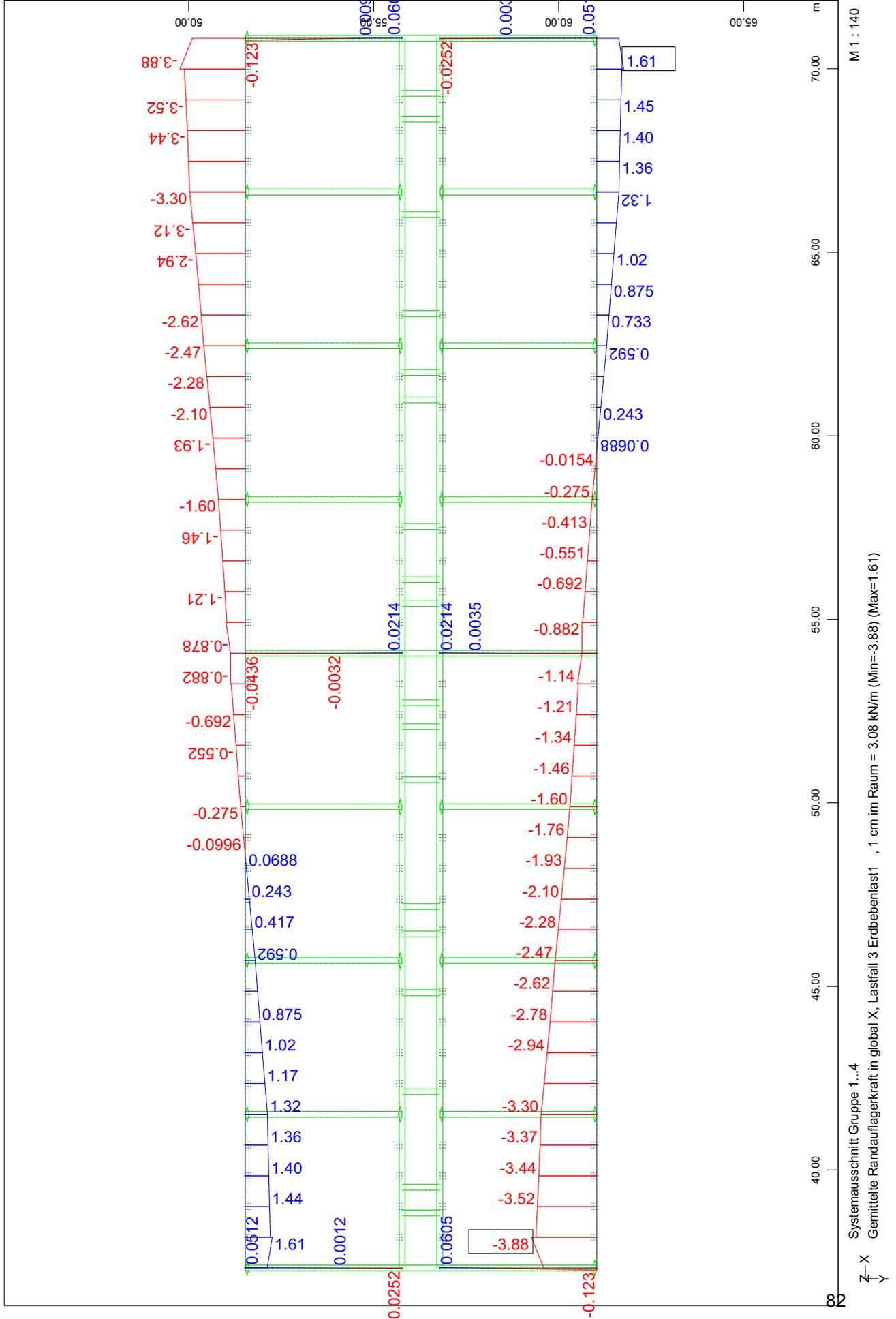
SOFISTIK AG - www.sofistik.de



Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Knotenverschiebung in global Y, Lastfall 5 Erdbebenlast2 , 1 cm im Raum = 15.4 mm

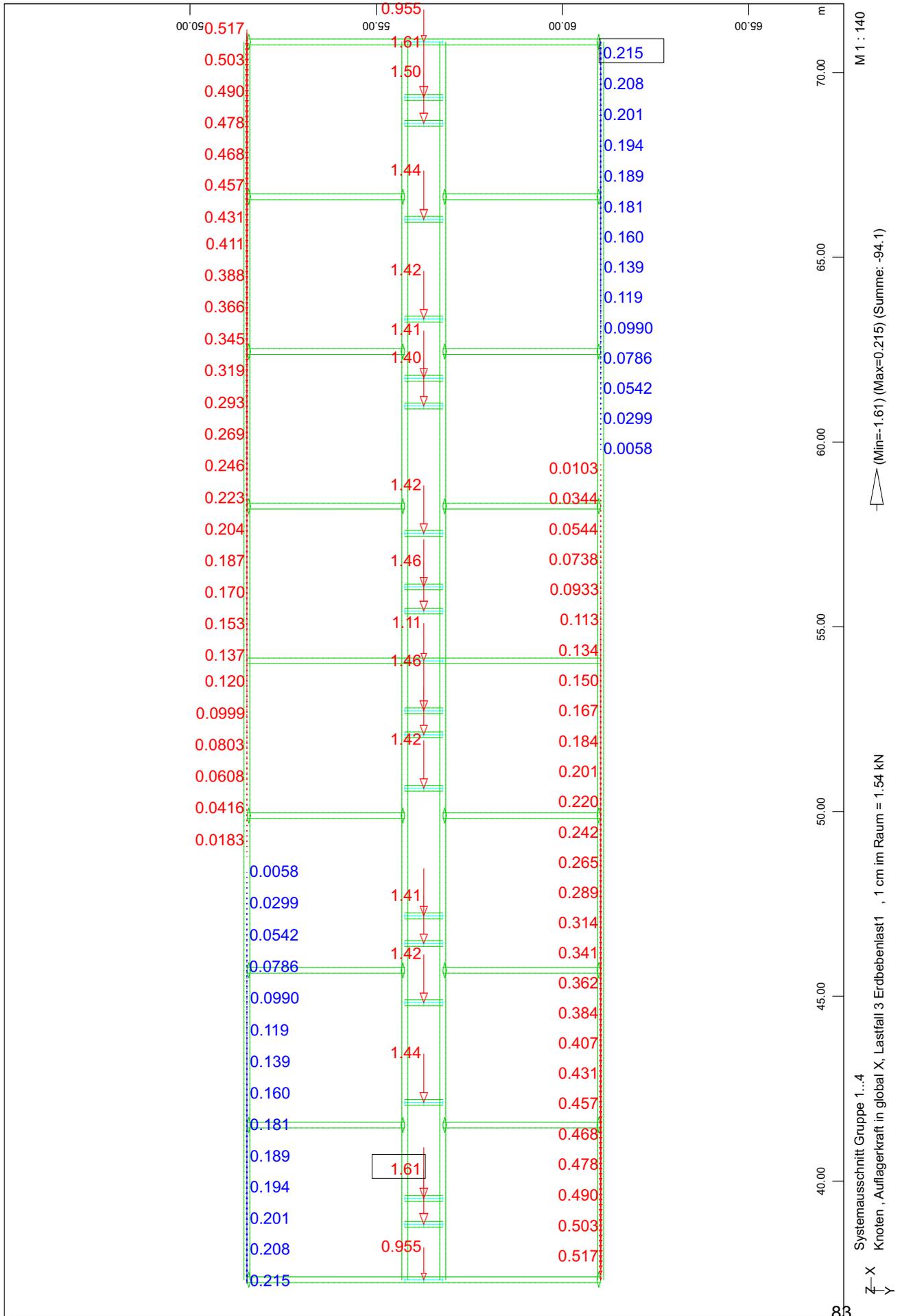
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 1



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m
Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 1

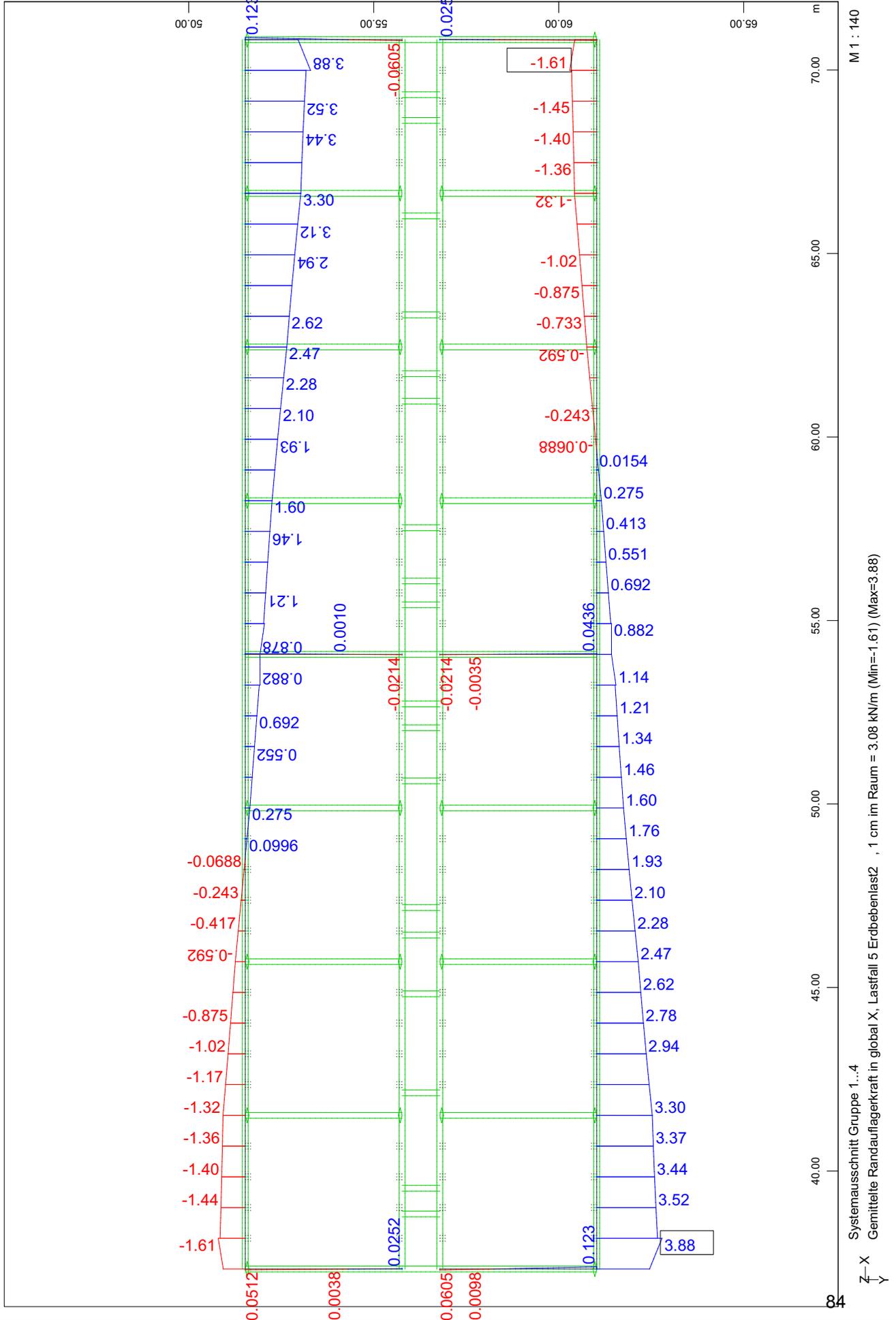
SOFISTIK AG - www.sofistik.de



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

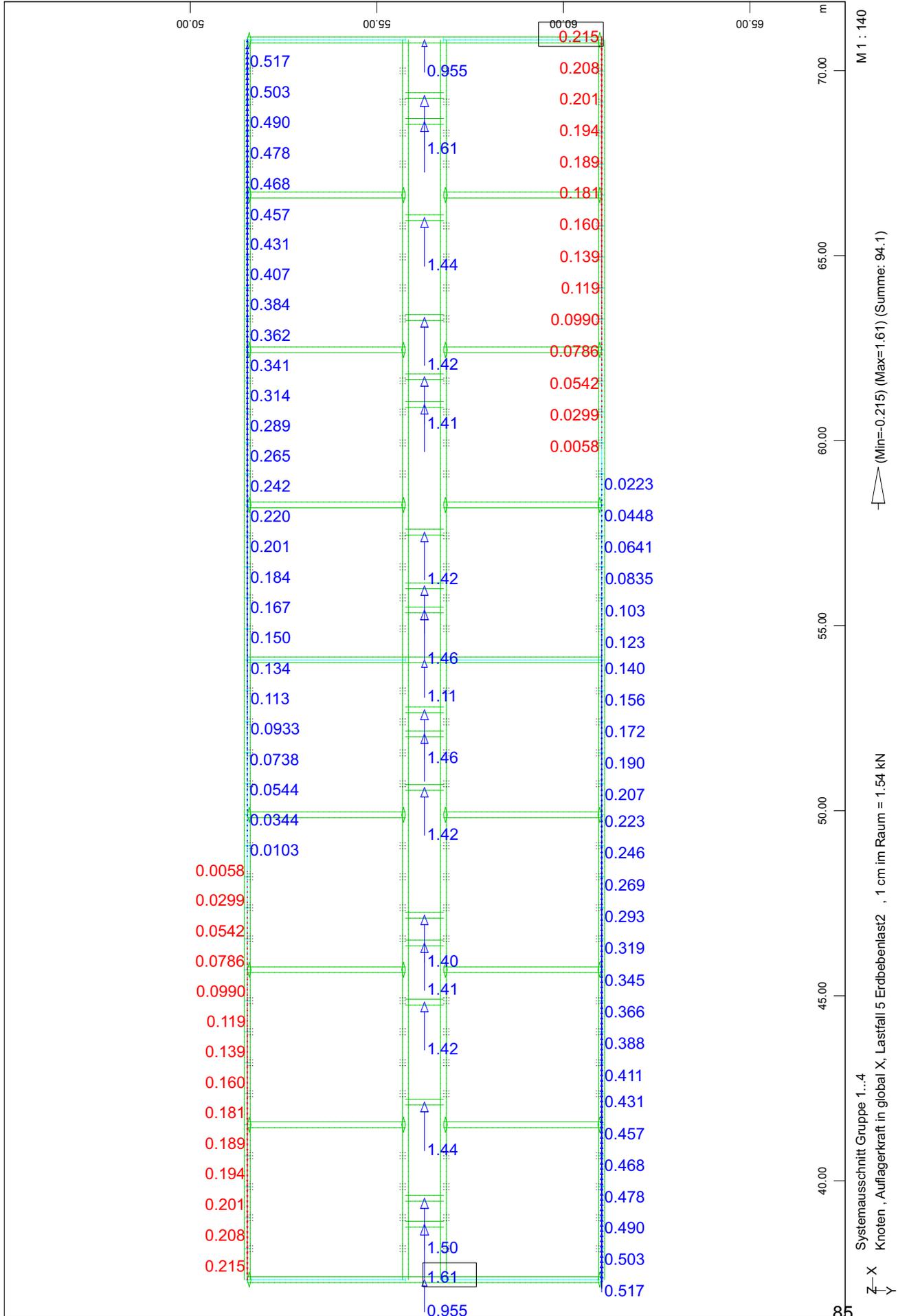
Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 2

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

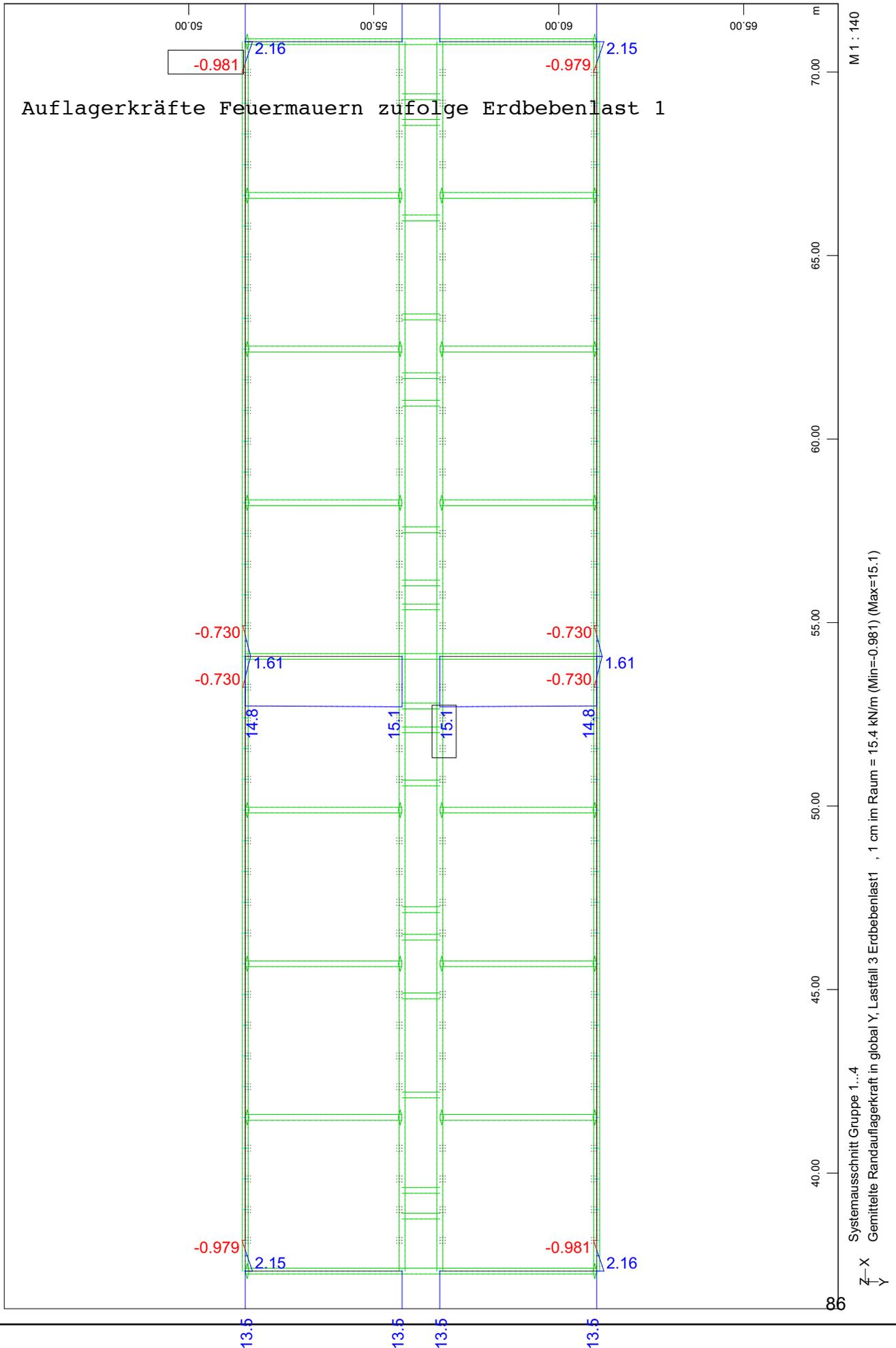


Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

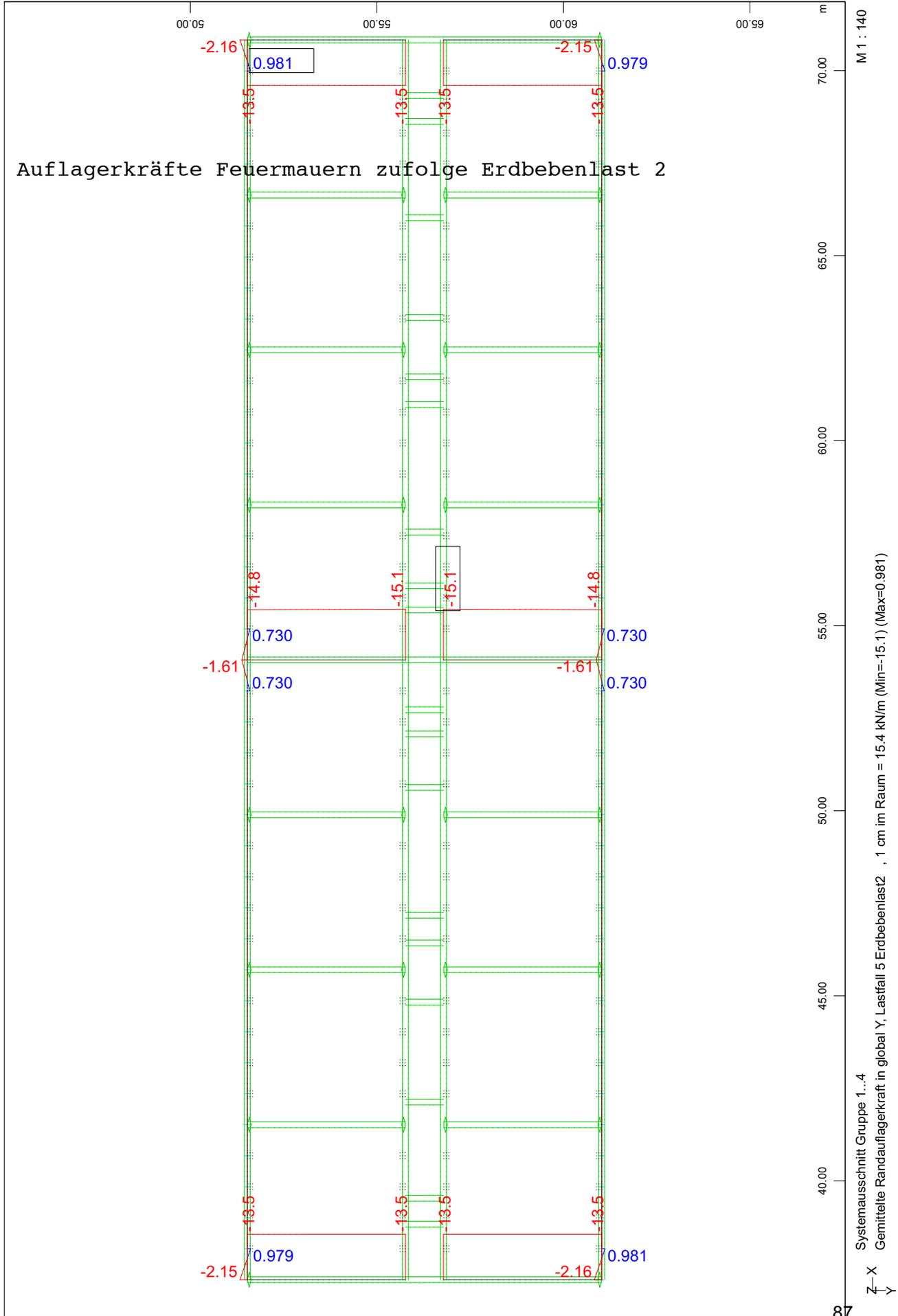
Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 2



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

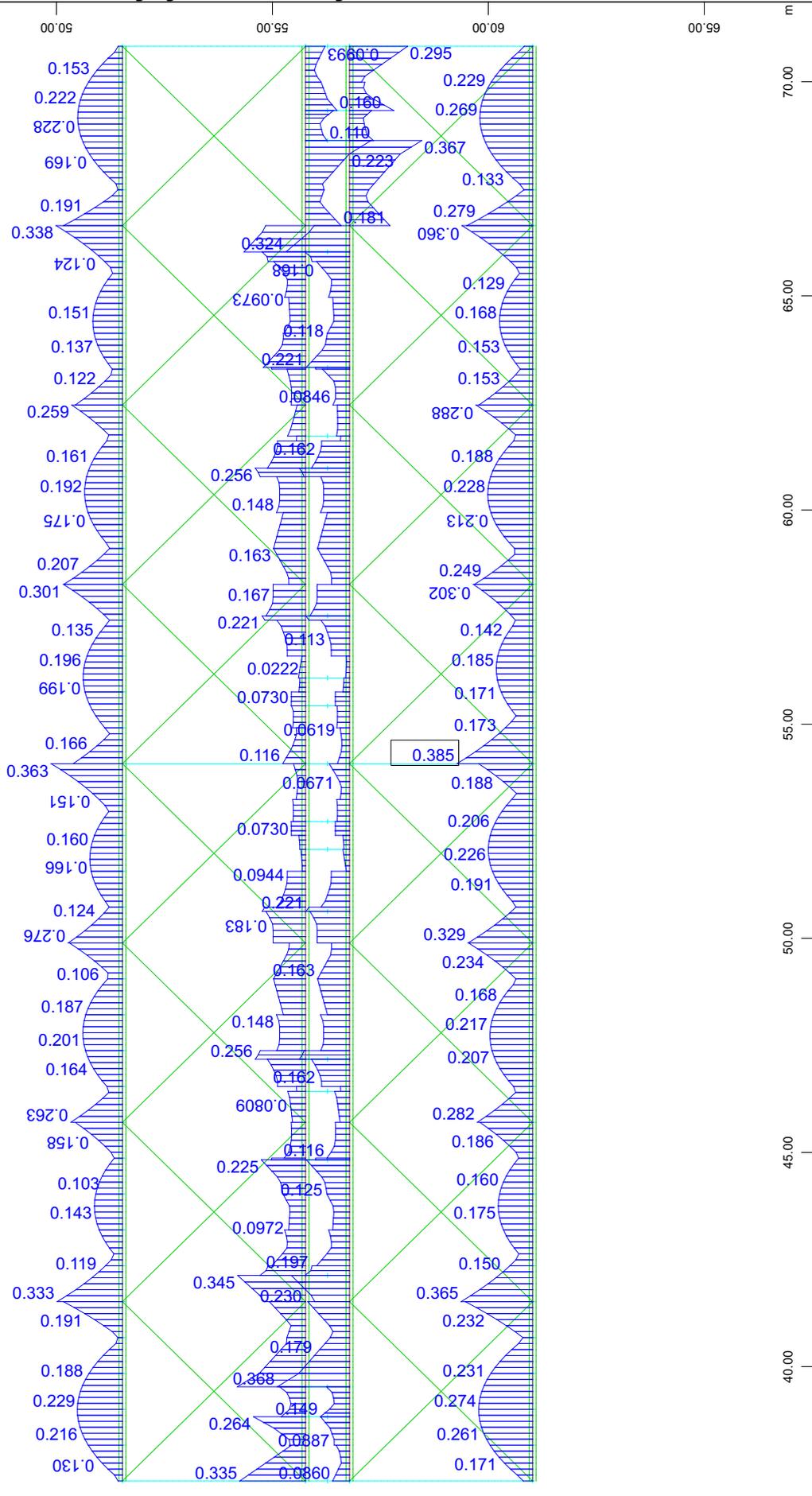


Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

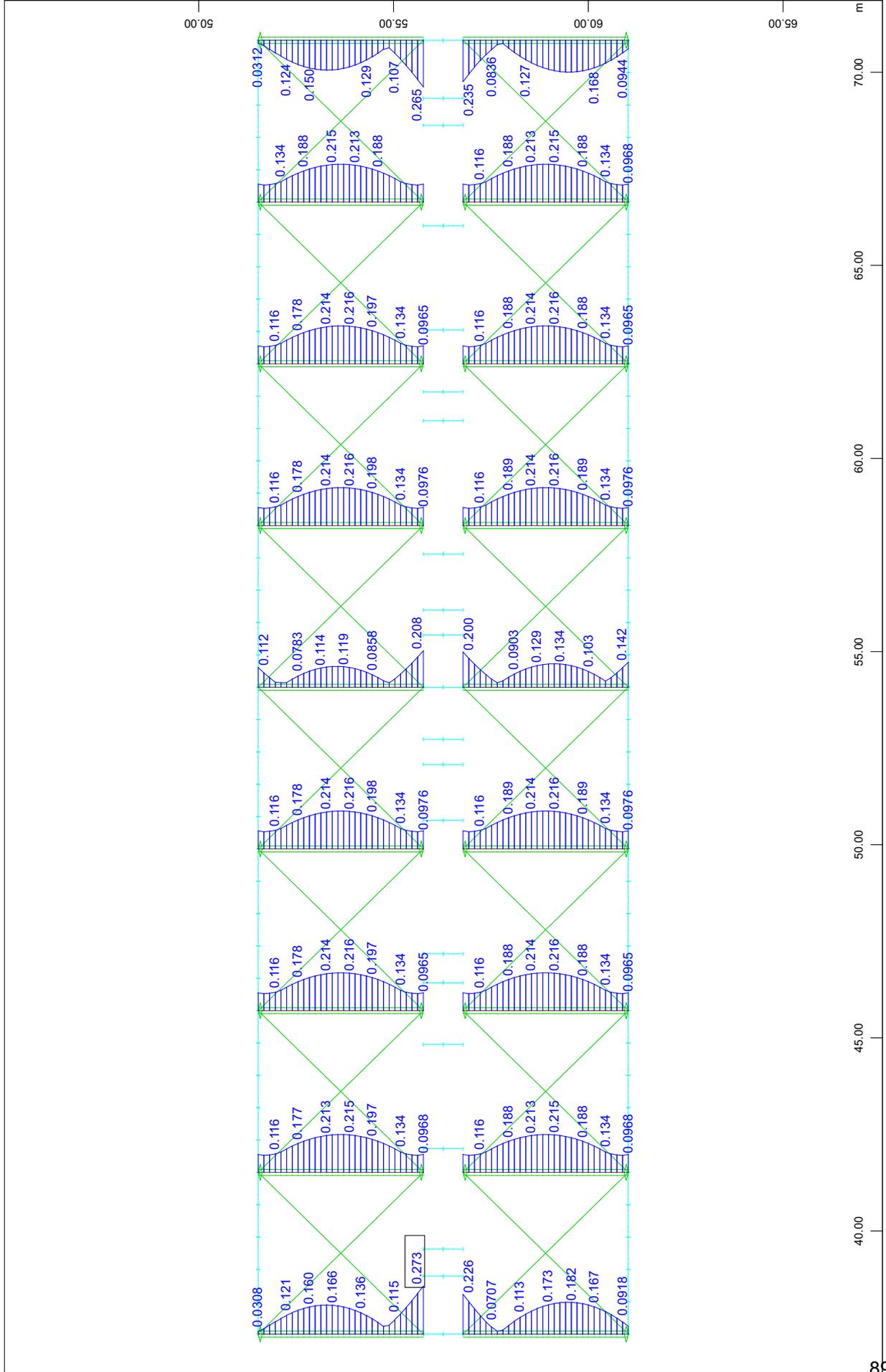
M 1 : 140

Systemausschnitt Gruppe 1...4 10
 Stabelemente, Ausnutzungsgrad sigy, sigl (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S, 1 cm im Raum = 0.308
 (Max=0.385)

Z-X
Y

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

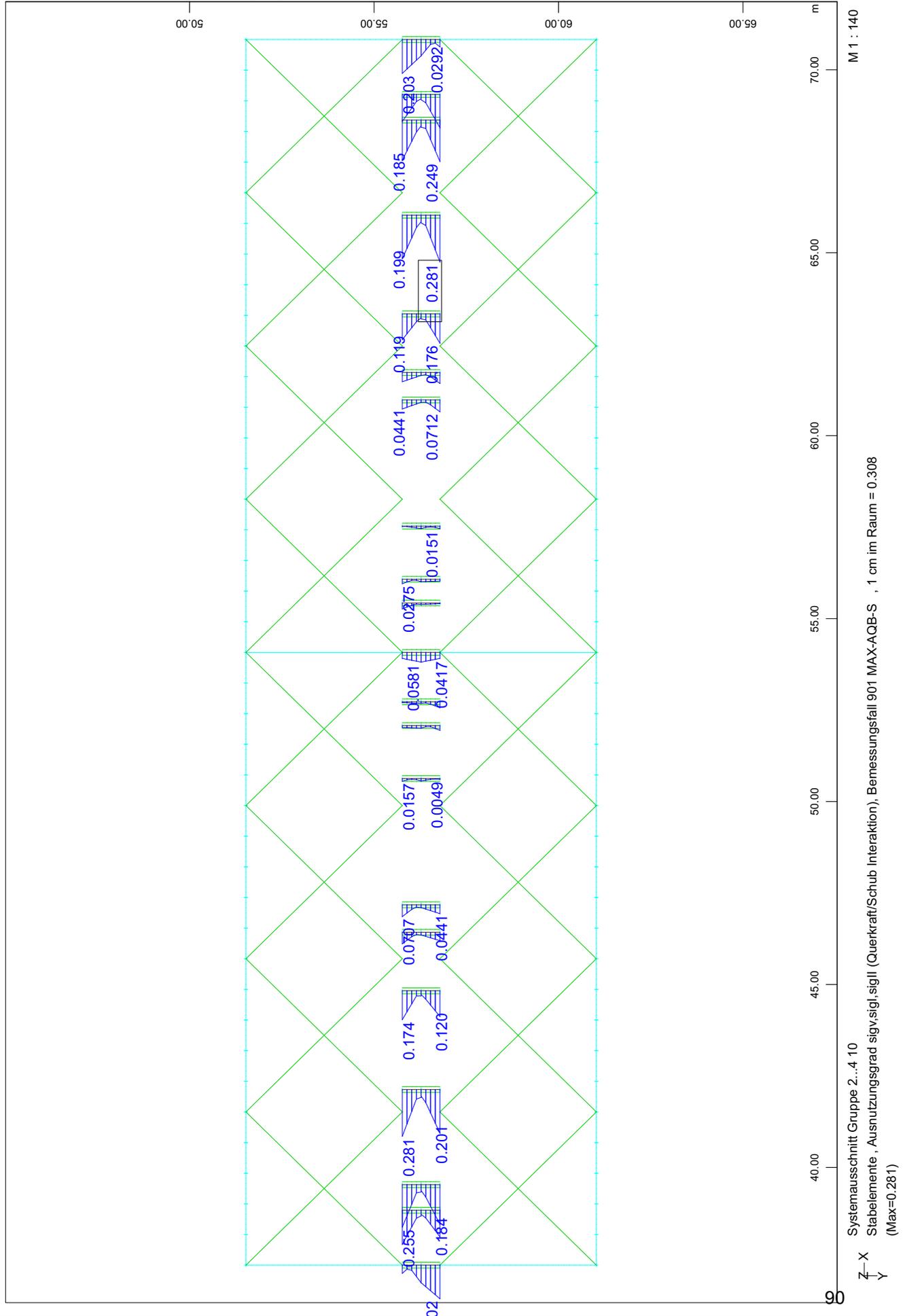
M 1 : 140

Systemausschnitt Gruppe 2...4.10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigv,sigl ,sigll (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 0.308
 (Max=0.273)

Z-X
 Y

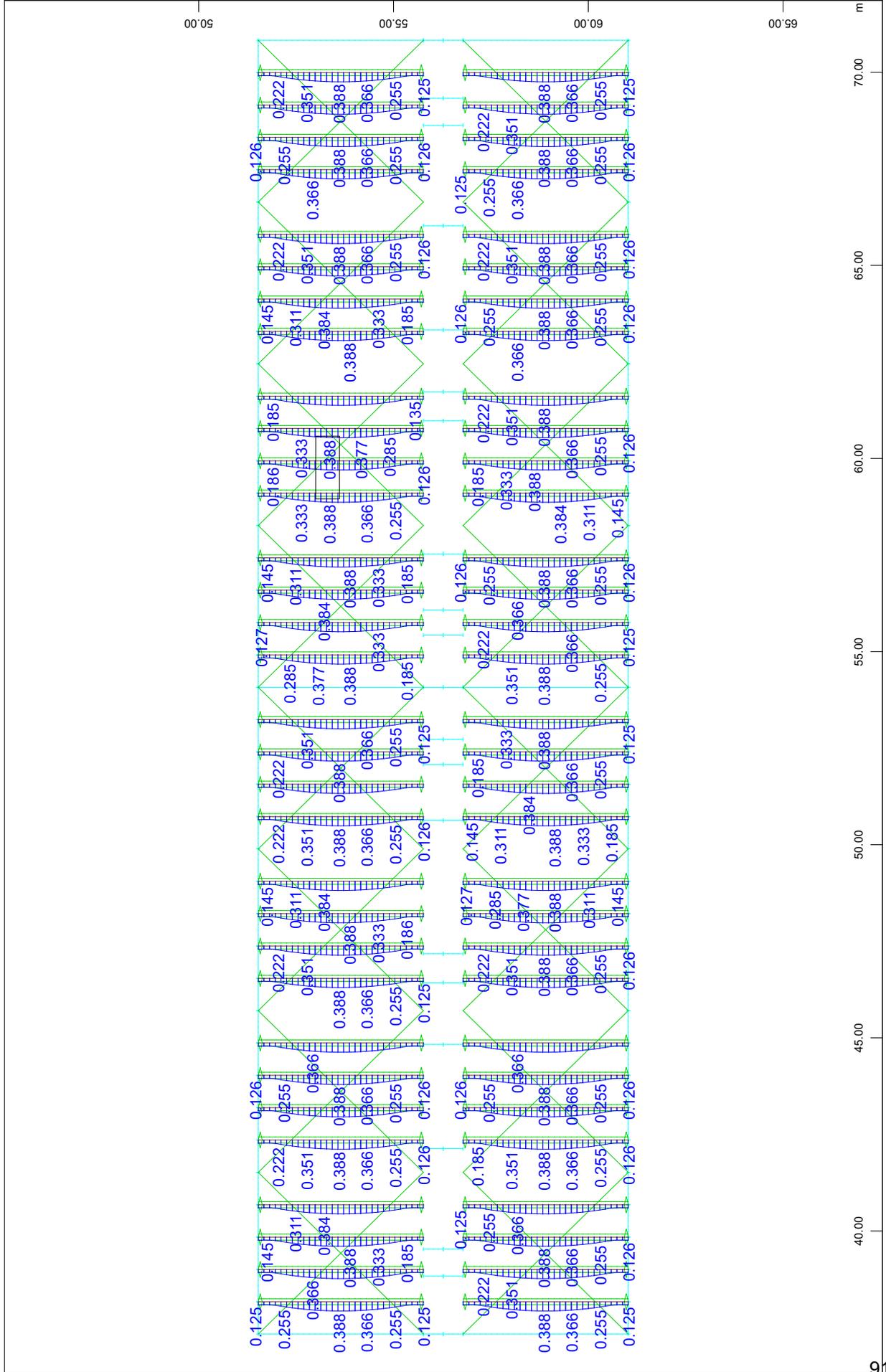
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

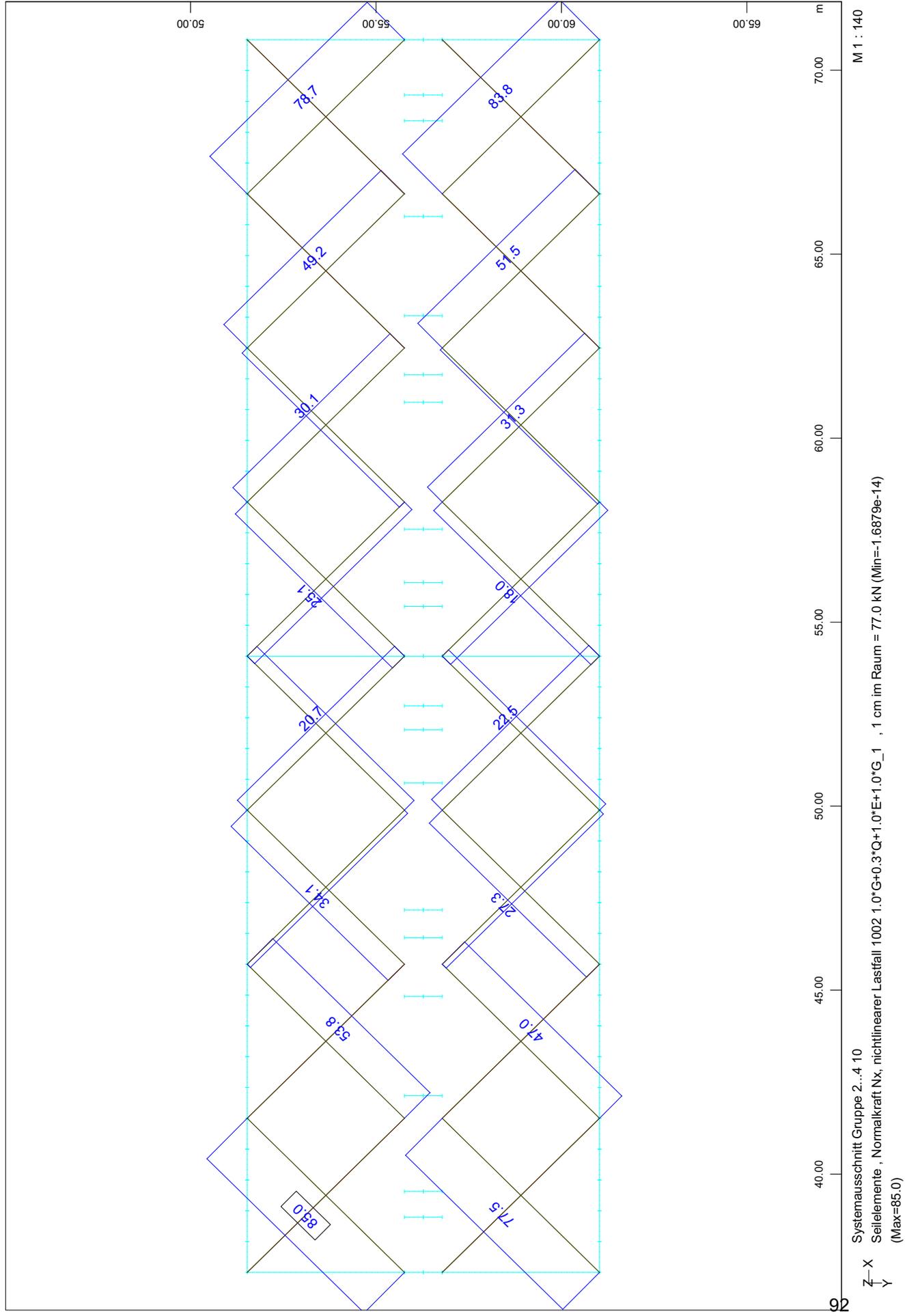
M 1 : 140

Systemausschnitt Gruppe 2...5 10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigv,sigl , sigll (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 2.29
 (Max=0.388)

Z-X
 Y

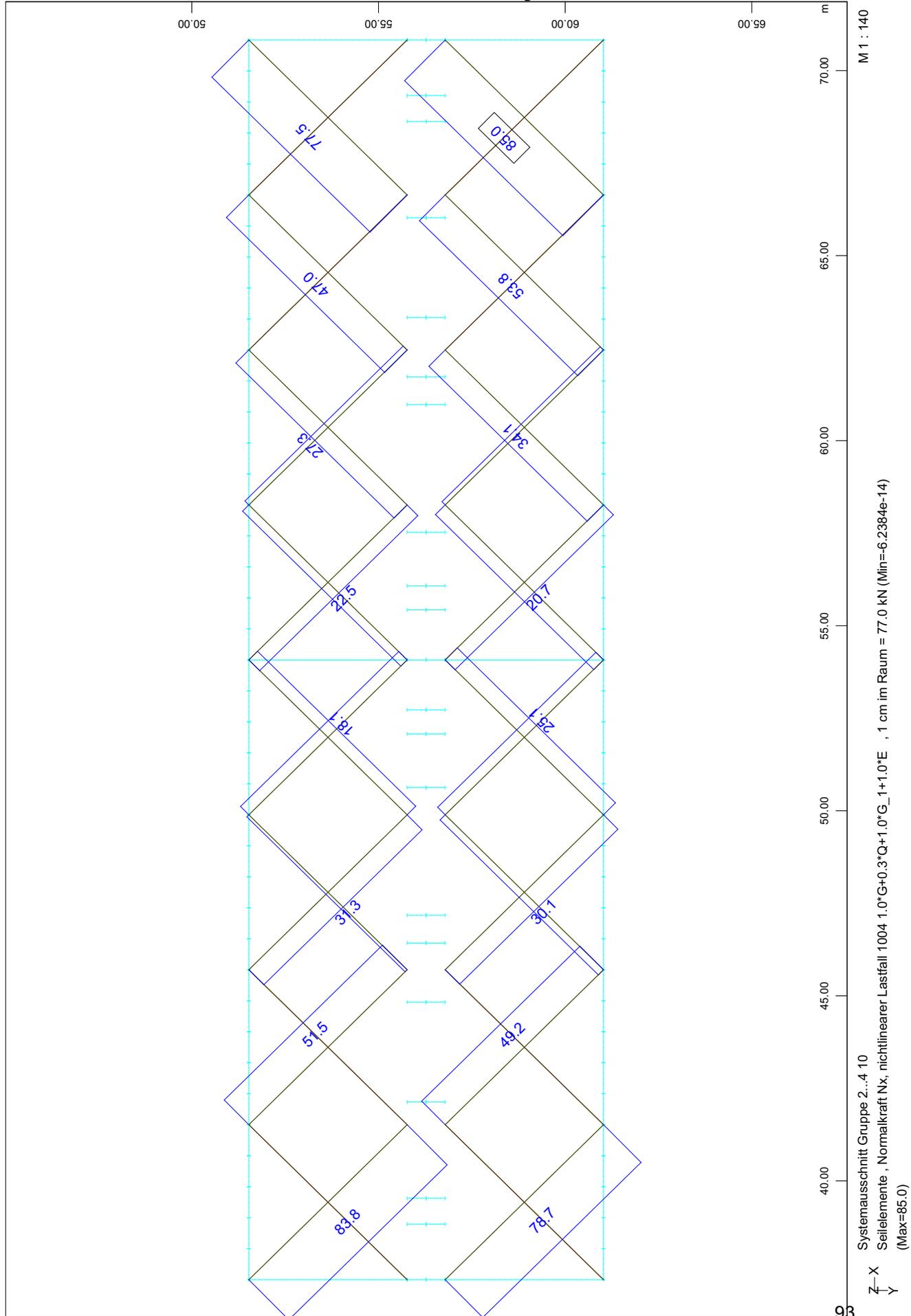
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 1



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 2



Anhang B

Berechnung Rechteckgrundriss; Trakttiefe 6,0m

1) Berechnungsgrundlagen	95
2) Lastaufstellung	95
3) Massenermittlung der tragenden Wände	96
4) Massenaufstellung	97
5) Erdbebeneinwirkung	97
6) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht	99
7) Berechnung Gesamtsystem mittels Sofistik SSD	100

1.) Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991
ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3
ÖNORM EN 1998-1

Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat
Mörteldruckfestigkeit: $f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$
Steindruckfestigkeit: $f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$
(Ansätze, bzw. aus Mauerwerksgutachten)
und daraus ermittelt:
nach EN 1996-1-1/3.6.1.21(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2
Mauerwerksfestigkeit: $f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$

2.) Lastaufstellung

Decken

Ständige Lasten: (Eigengewicht der Konstruktion inkl Aufbau)

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

Tramdecke 2,50 kN/m²

Decke über 4.0G:

Doppelbaumdecke 3,00 kN/m²
Dach (Projektion) 0,70 kN/m²

Wände

d = 15 cm 2,80 kN/m²
d = 30 cm 5,60 kN/m²
d = 45 cm 8,40 kN/m²
d = 60 cm 11,20 kN/m²
d = 75 cm 14,00 kN/m²

Veränderliche Last:

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.0G: (Dachboden Bestand)

$Q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ Kat. H

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem Theta-Faktor berücksichtigt.

$\Psi_{E,2} = 0,30$ [-]

3.) Massenermittlung der tragenden Wände

DG h= 3,20 m

d = 45 cm (h=1,0m) DB 0,00 %
d = 30 cm DB 0,00 %
d = 45 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
68,00	8,50	693,60
20,00	5,80	371,20
44,00	8,50	1196,80
16,00	11,20	573,44

2835,04

4.OG h= 3,20 m

d = 45 cm DB 0,00 %
d = 30 cm DB 0,00 %
d = 45 cm DB 20,00 %
d = 15 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
44,00	8,50	1196,80
20,00	5,80	371,20
68,00	8,50	1479,68
70,00	2,80	627,20
16,00	11,20	573,44

4248,32

3.OG h= 3,20 m

d = 45 cm DB 0,00 %
d = 30 cm DB 0,00 %
d = 45 cm DB 20,00 %
d = 15 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
44,00	8,50	1196,80
20,00	5,80	371,20
68,00	8,50	1479,68
70,00	2,80	627,20
16,00	11,20	573,44

4248,32

2.OG h= 3,20 m

d = 45 cm DB 0,00 %
d = 30 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 20,00 %
d = 15 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
10,00	8,50	272,00
20,00	5,80	371,20
68,00	11,20	1949,70
70,00	2,80	627,20
50,00	11,20	1792,00

5012,10

1.OG h= 3,20 m

d = 45 cm DB 0,00 %
d = 30 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 20,00 %
d = 15 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
10,00	8,50	272,00
20,00	5,80	371,20
68,00	11,20	1949,70
70,00	2,80	627,20
50,00	11,20	1792,00

5012,10

EG h= 4,00 m

d = 45 cm DB 0,00 %
d = 30 cm DB 0,00 %
d = 75 cm DB 20,00 %
d = 15 cm DB 0,00 %
d = 60 cm DB 0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
10,00	8,50	340,00
20,00	5,80	464,00
102,00	11,20	3655,68
70,00	2,80	784,00
16,00	11,20	716,80

5960,48

4.) Massenaufstellung

A= 408,00 m² ... Geschossfläche
 z ... Abstand von der klaffenden Fuge im EG

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₅	1224,00	0,00	4959,20	6183,20	17,10	105732,72
m₄	1020,00	816,00	4248,32	6084,32	13,90	84572,05
m₃	1020,00	816,00	4630,21	6466,21	10,70	69188,43
m₂	1020,00	816,00	5012,10	6848,10	7,50	51360,72
m₁	1020,00	816,00	5486,29	7322,29	4,30	31485,84

32904,11 342339,75

in kg: 3290411,20

5.) Erdbebeneinwirkung

Bedeutungskategorie (EN 1998-1 : 2005 S. 57)

y_i= 1,00

	y _i	
I	0,80	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
II	1,00	gewöhnliche Bauwerke die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	1,20	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand wichtig ist (Schulen,...)
IV	1,40	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand sehr wichtig ist (Krankenhäuser,...)

Referenzbodenbeschleunigung:
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

a_{gR}= 0,80 m/s²

Erdbebenzone:
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

3 Wien, südwestlich der Donau

horizontale Bodenbeschleunigung:

a_g= y_i * a_{gR} = 0,80 m/s²

Gesamterdbebenkraft:

F_b = S_d(T) * m * λ = **4288,50 kN**

S_d(T) = a_g * S * 2,5/q =

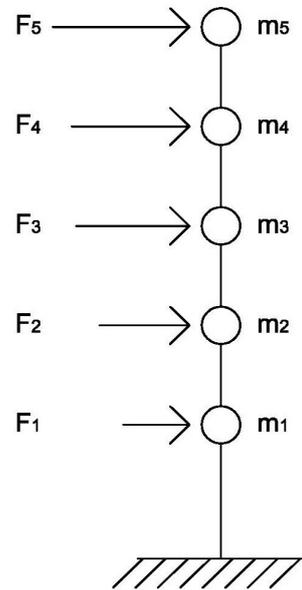
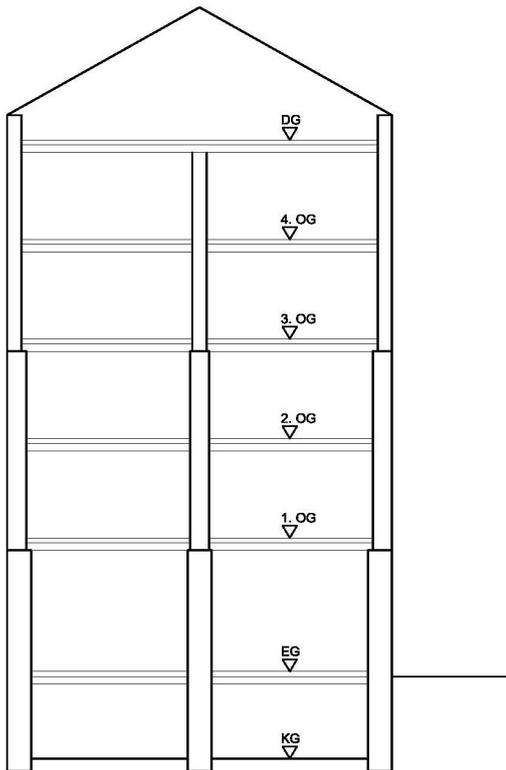
1,53 m/s² ...vereinfacht am oberen Plateau angenommen

S= 1,15 ...Bodenparameter lt. Baugrundklasse (EN 1998-1 : 2005 S.41)

q= 1,50 ...Verhaltensbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.45)

λ= 0,85 ...Korrekturbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.61)

Erdbebenkräfte pro Geschoß:



Decke über ...	F_i [kN]
4.OG	1324,52
3.OG	1059,44
2.OG	866,73
1.OG	643,40
EG	394,42

6.) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht

(schubsteife oberste Geschoßdecke vorausgesetzt)

• Massenzusammenstellung mit DG -Ausbau

A= 408,00 m² ...Geschoßfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG

q= 6,24 kN/m² ...ständige Last aus DG-Ausbau leicht
 p= 0,96 kN/m² ...veränderliche Last aus DG-Ausbau leicht

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	Z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₆	848,64	39,17	-	887,81	19,80	17578,60
m₅	1697,28	78,34	-	1775,62	17,10	30363,03
	1224,00	0,00	4959,20	6183,20	17,10	105732,72
m₄	1020,00	816,00	4248,32	6084,32	13,90	84572,05
m₃	1020,00	816,00	4630,21	6466,21	10,70	69188,43
m₂	1020,00	816,00	5012,10	6848,10	7,50	51360,72
m₁	1020,00	816,00	5486,29	7322,29	4,30	31485,84

35567,54

390281,38

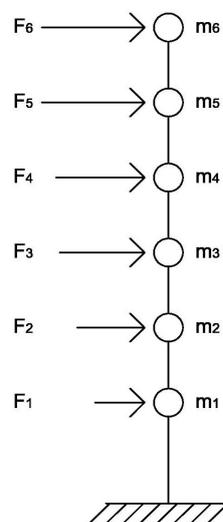
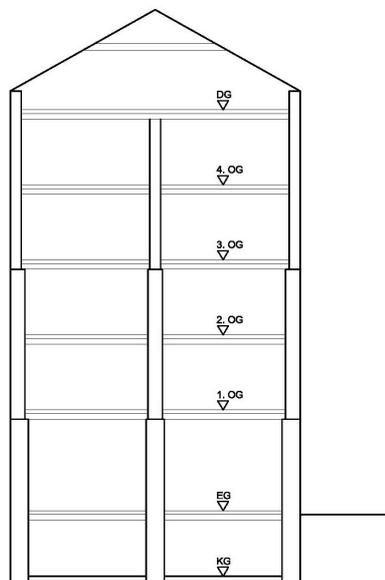
in kg: 3556753,60

• Aufteilung der Erdbebenkräfte unter der Kapazität des Bestandes

κ= 26,00 %

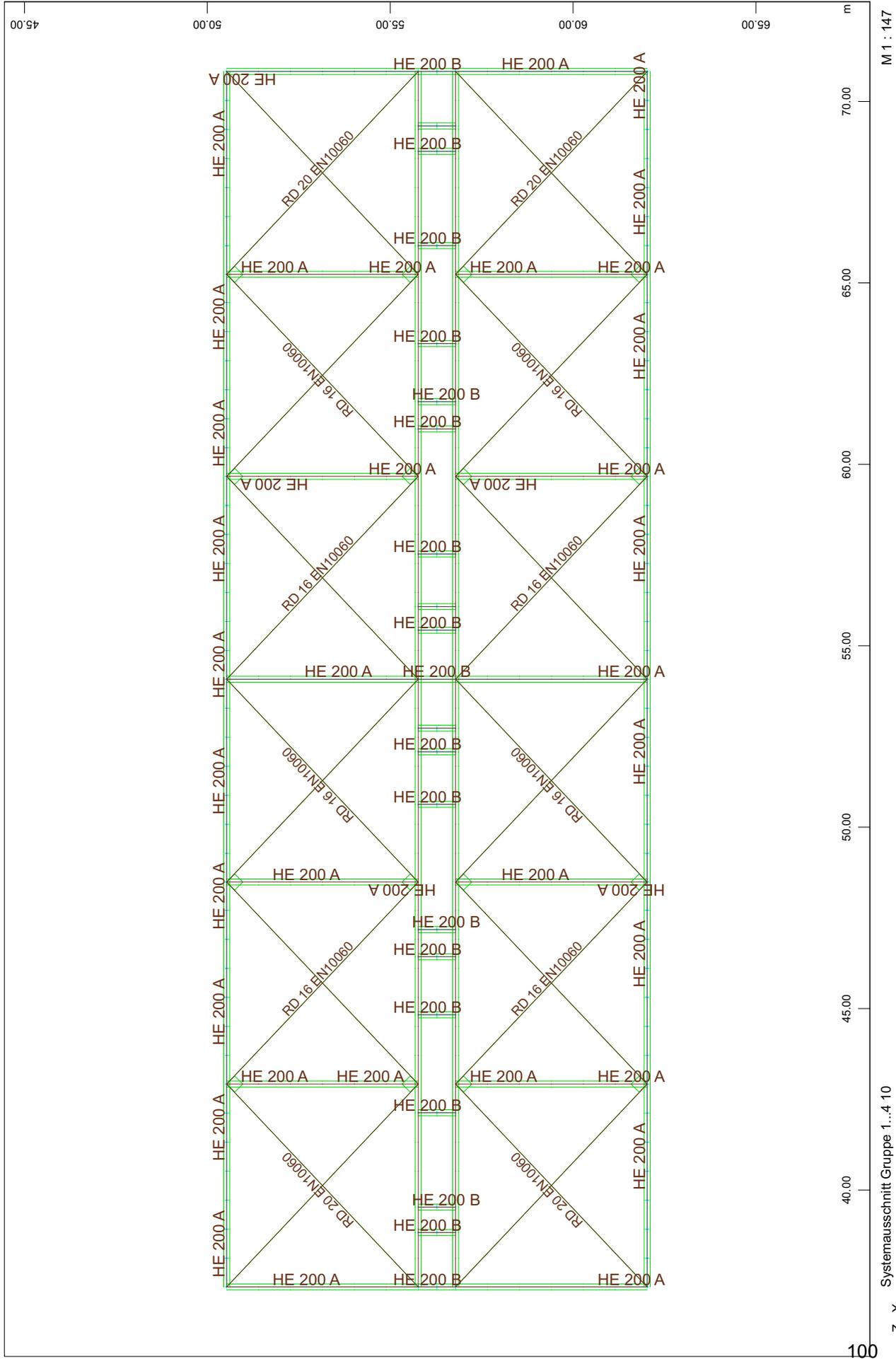
F_b*κ= 1115,01 kN

Decke über...	F _i [kN]
DG	50,22
4.OG	388,82
3.OG	241,62
2.OG	197,67
1.OG	146,73
EG	89,95



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Querschnitte



SOFTISTIK AG - www.softistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1...4-10
Stabelemente, Querschnittsbezeichnungen
Seilelemente, Querschnittsbezeichnungen

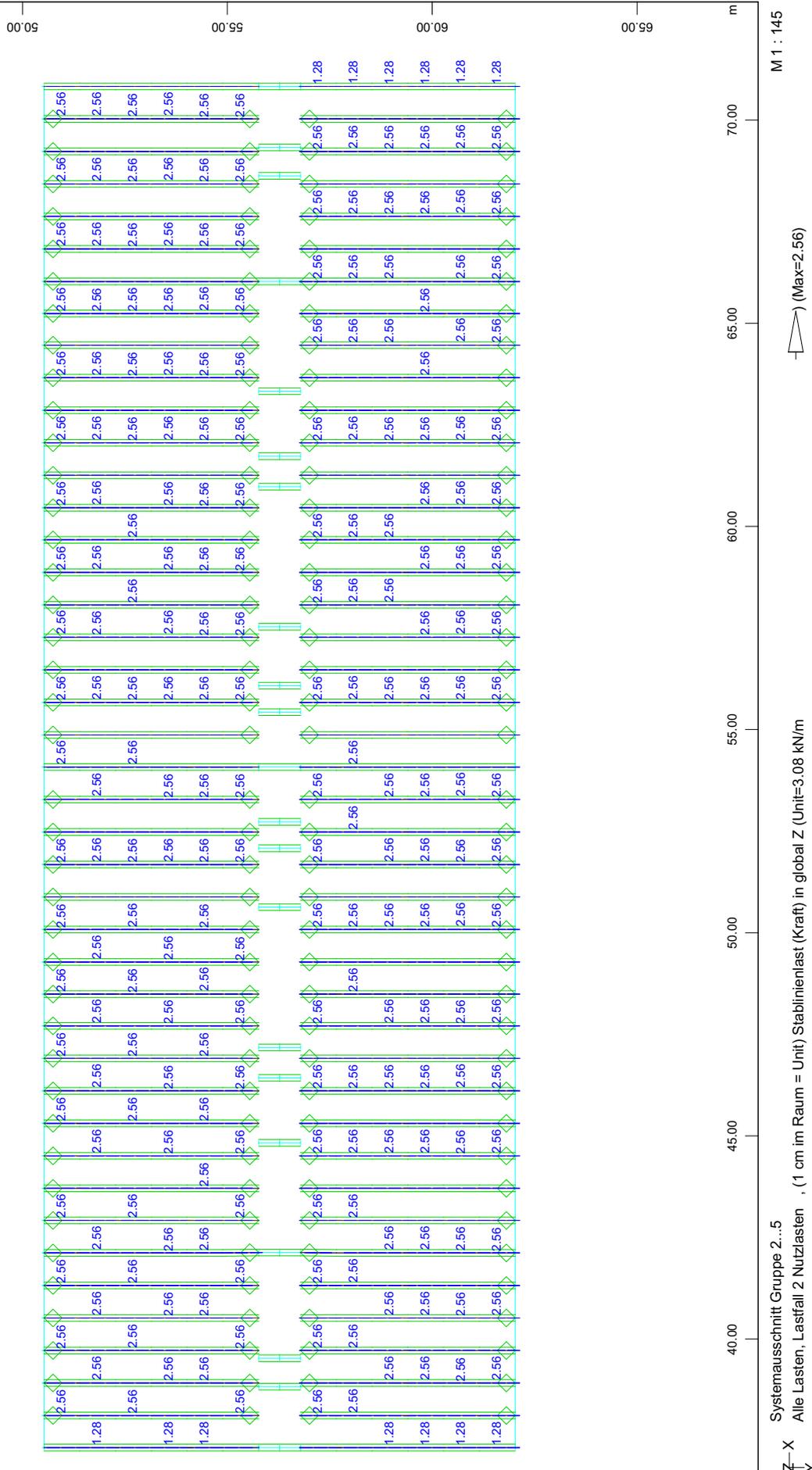
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m
ständige Lasten

SOFISTIKAG - www.sofistik.de

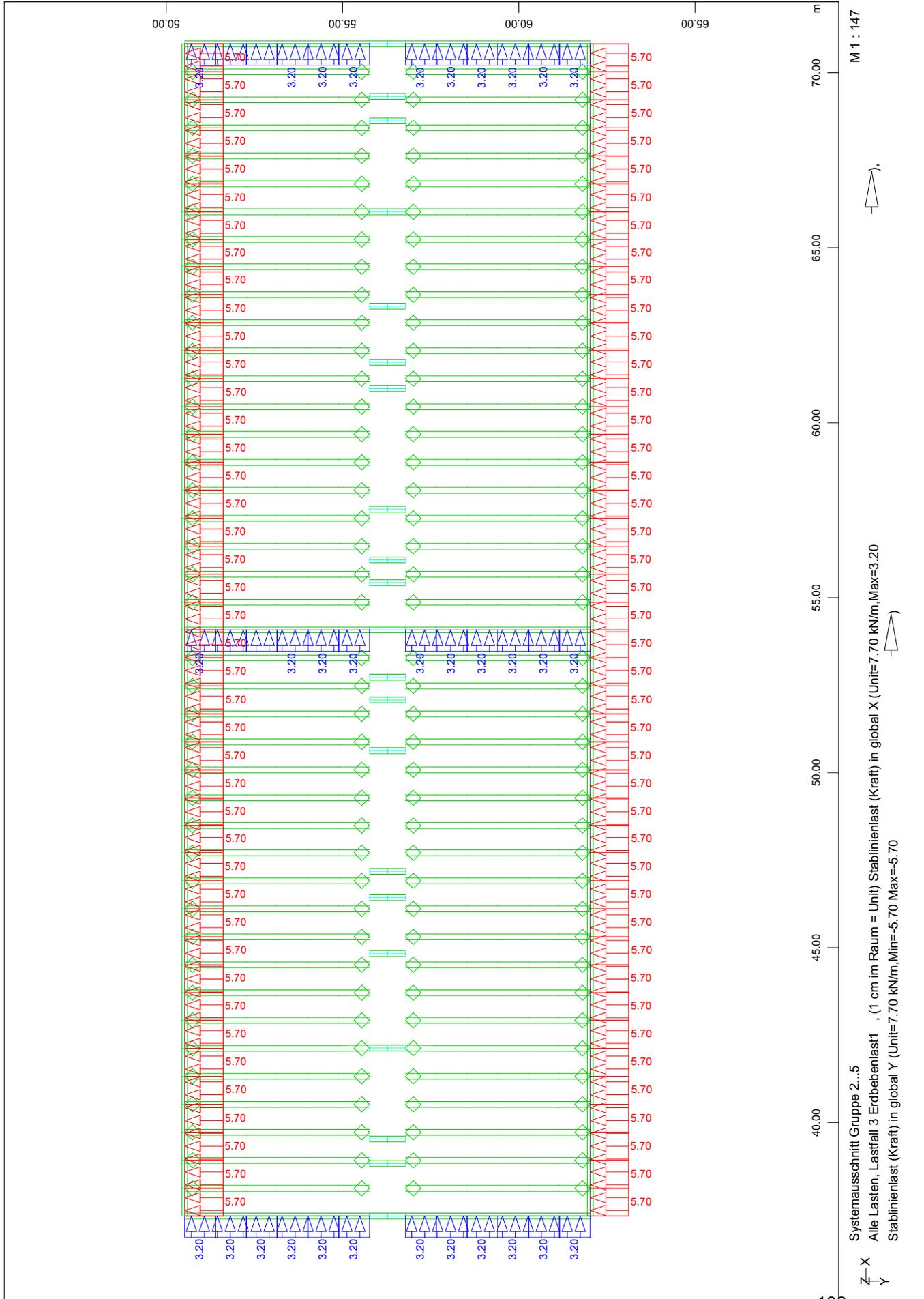


Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

veränderliche Lasten



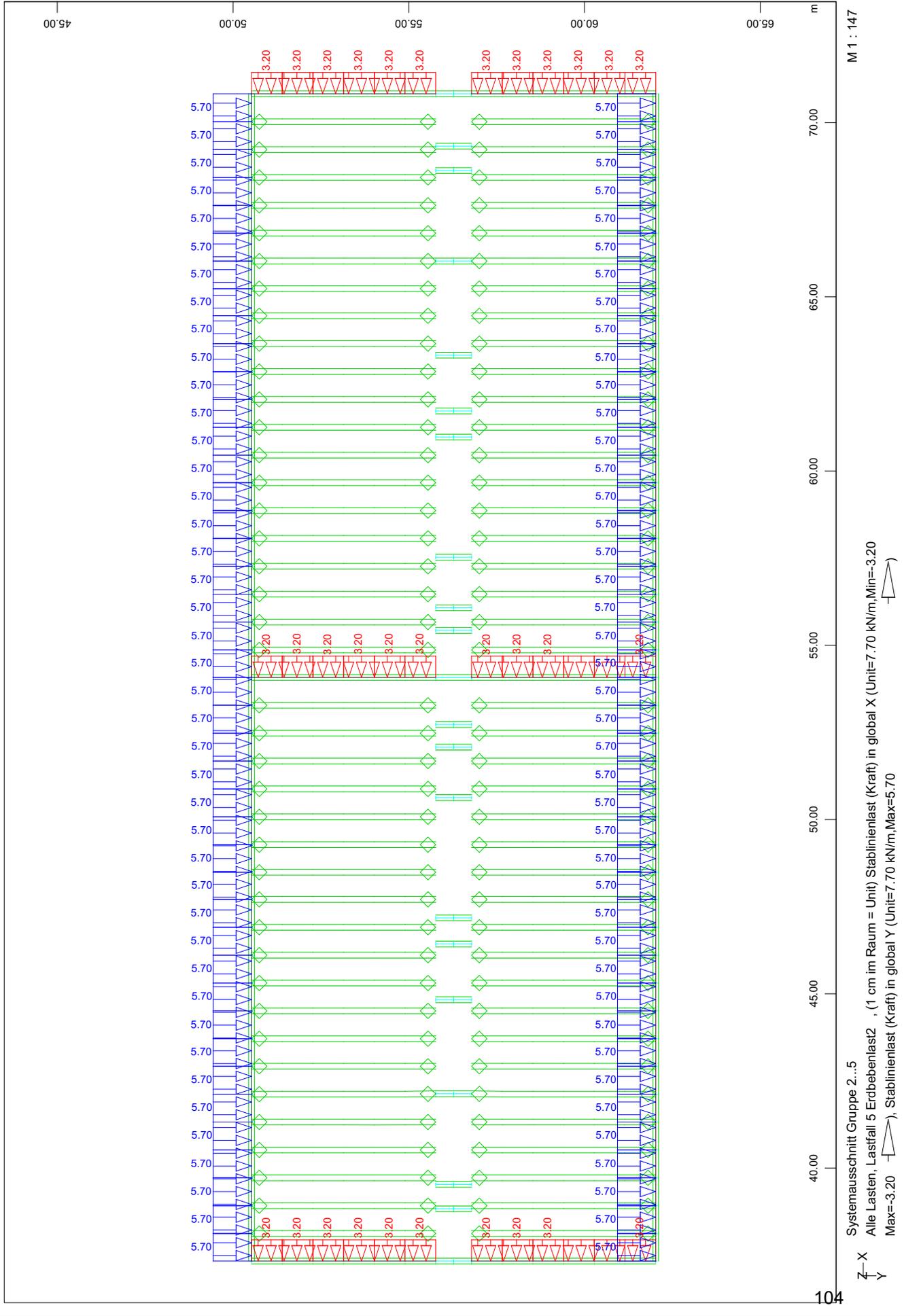
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m
Erdbebenlasten 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Erdbebenlasten 2

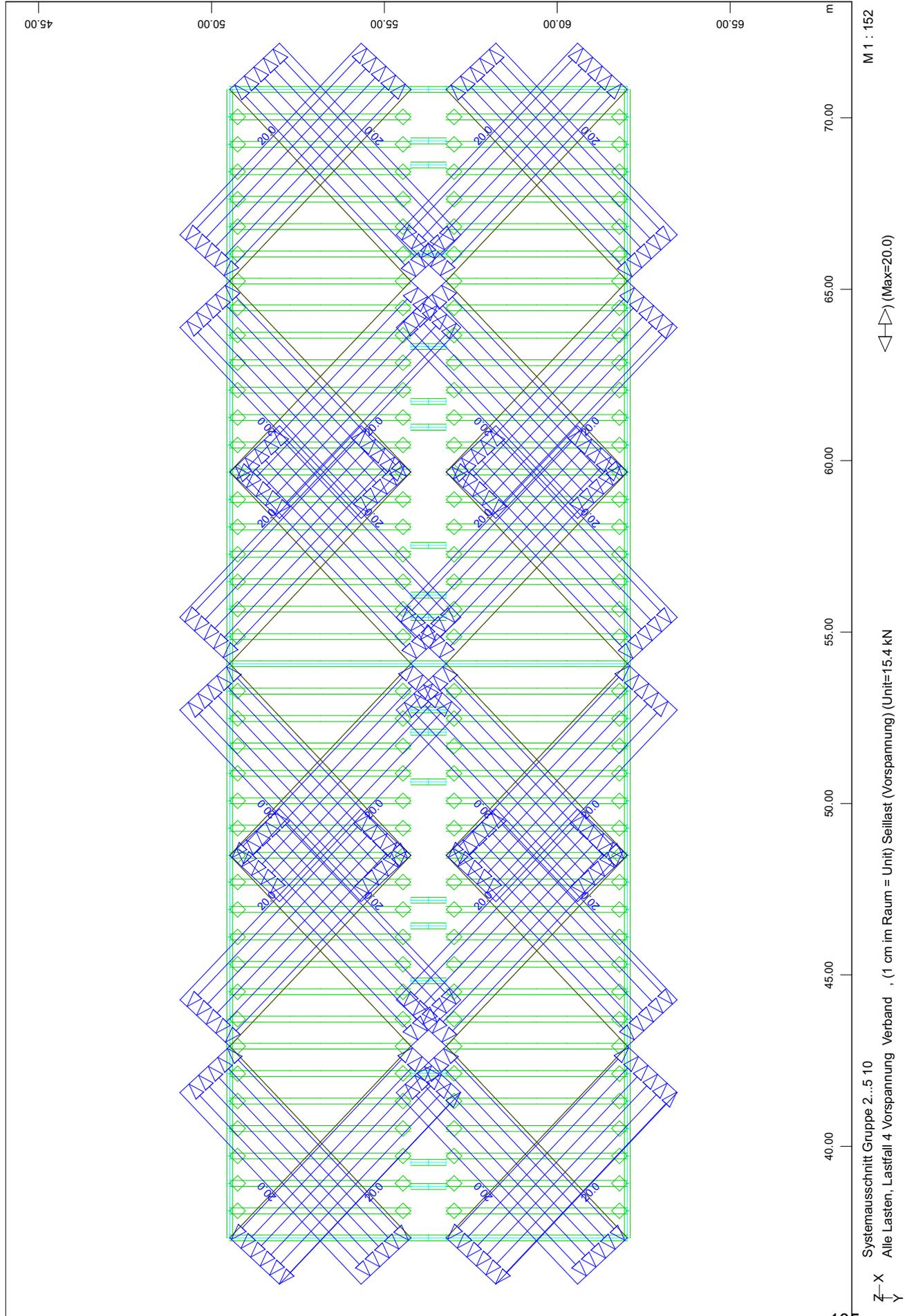


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 147

Systemausschnitt Gruppe 2...5
Alle Lasten, Lastfall 5 Erdbebenlast2 , (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global X (Unit=7.70 kN/m, Min=-3.20
Max=-3.20 , Stablinienlast (Kraft) in global Y (Unit=7.70 kN/m, Max=5.70

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m
Vorspannkraftes Verband



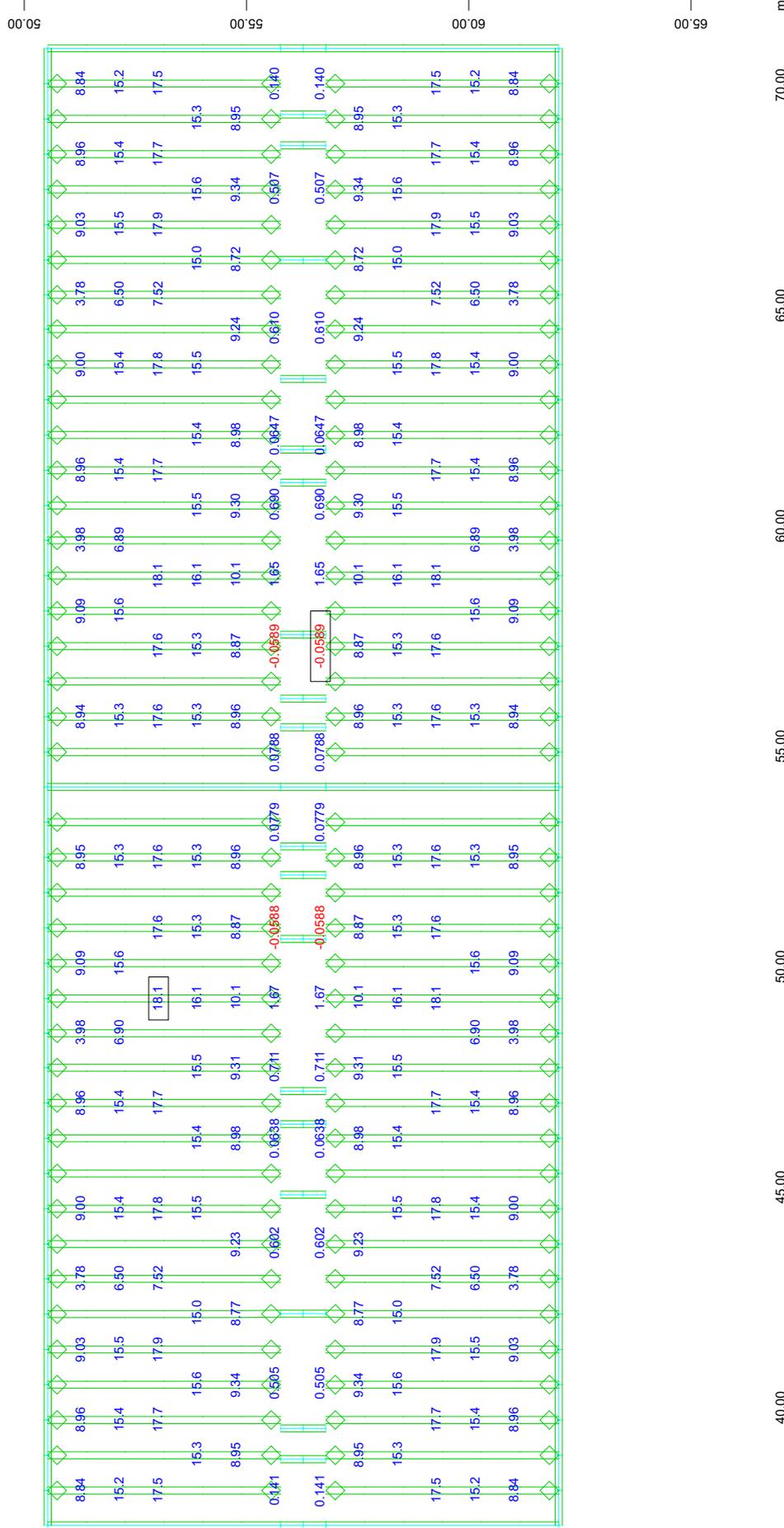
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 152

Systemausschnitt Gruppe 2...5 10
Alle Lasten, Lastfall 4 Vorspannung Verband, (1 cm im Raum = Unit) Seillast (Vorspannung) (Unit=15.4 kN)

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zuzolge charakteristischer Einwirkungskombination



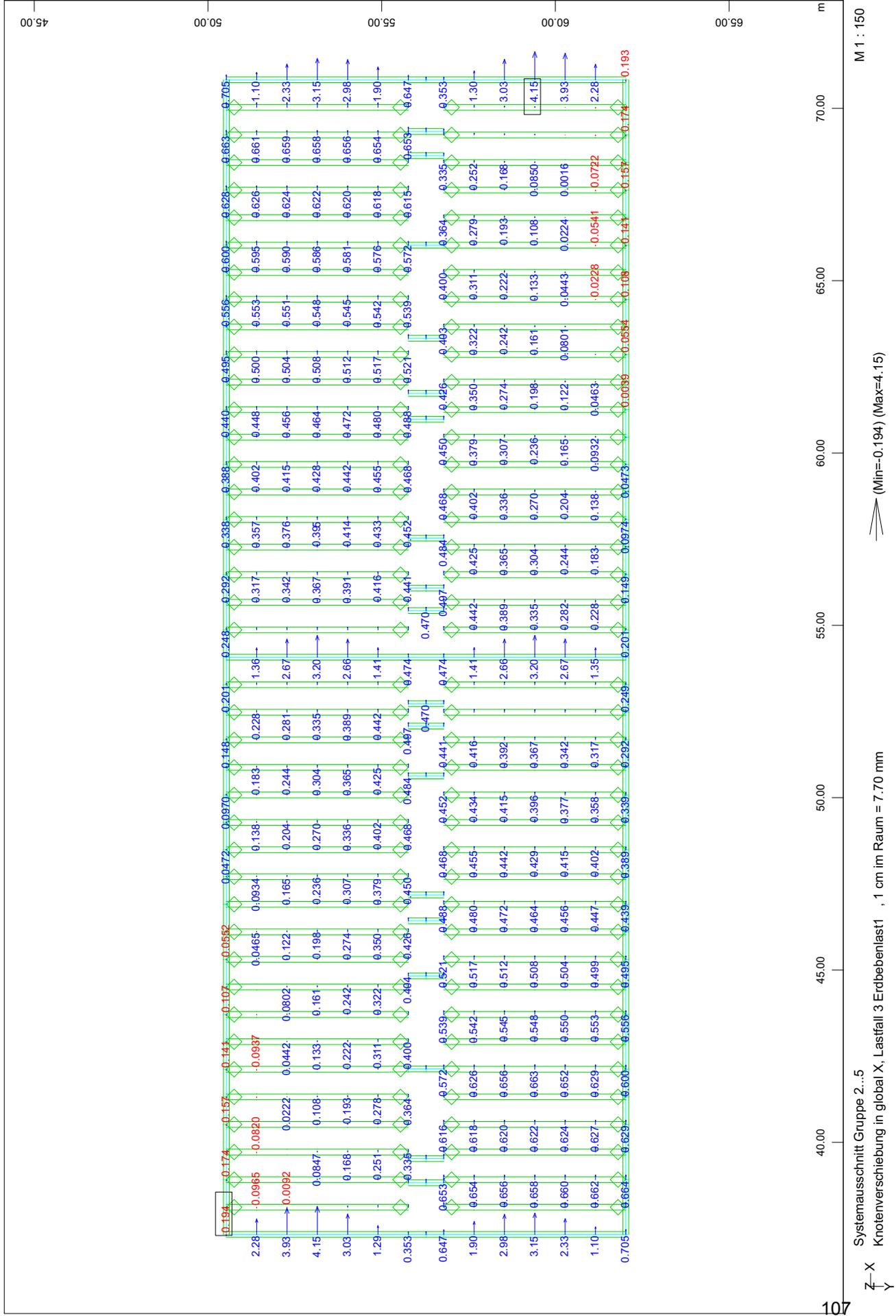
M 1 : 141

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Knotenverschiebung in global Z in mm, nichtlinearer Lastfall 1003 1.0*G+1.0*Q+1.0*G_1 (Min=-0.0569) (Max=18.1)

Z-X
 Y

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zuzolge Erdbebenlast 1 in x-Richtung



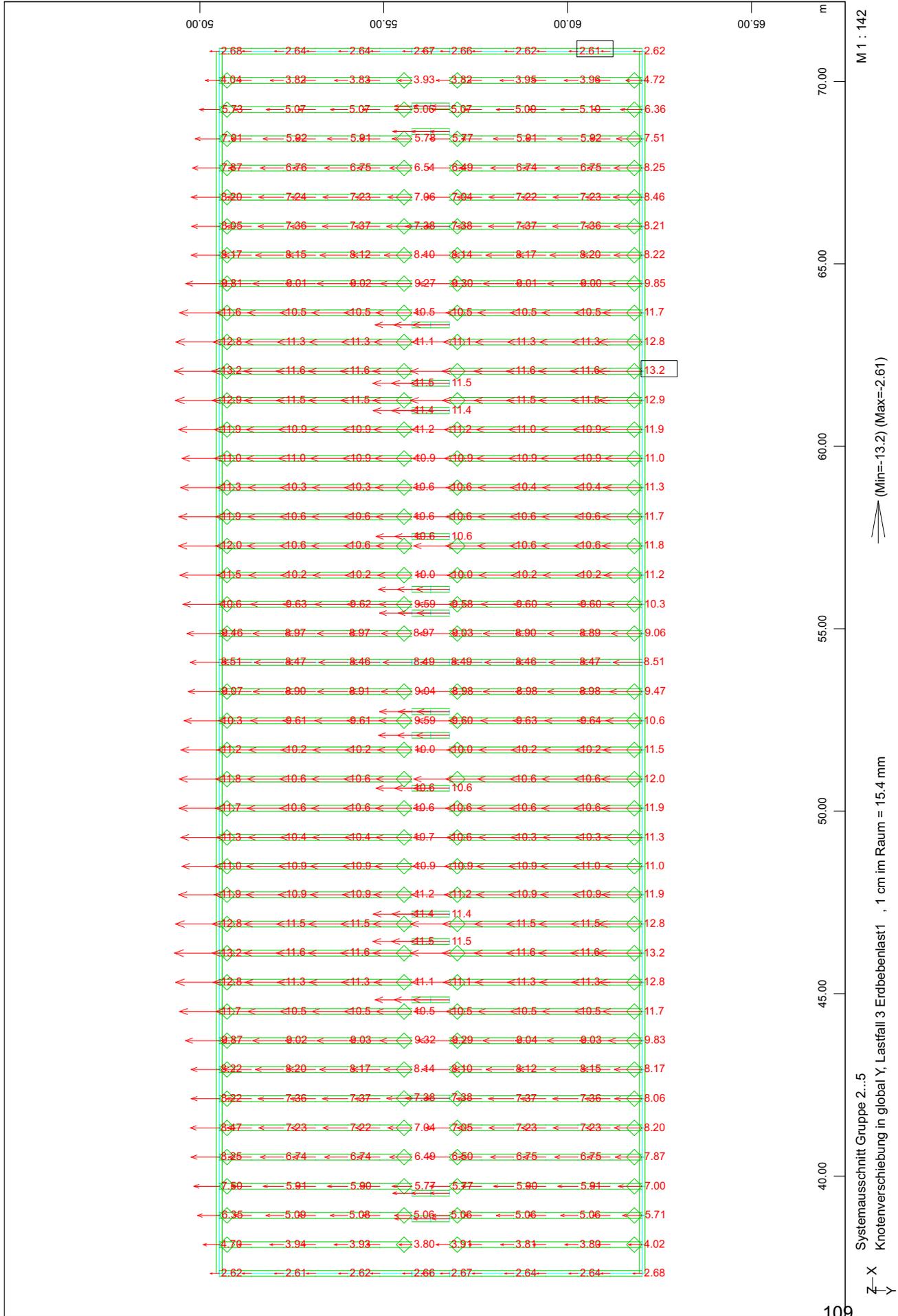
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 2 in x-Richtung



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

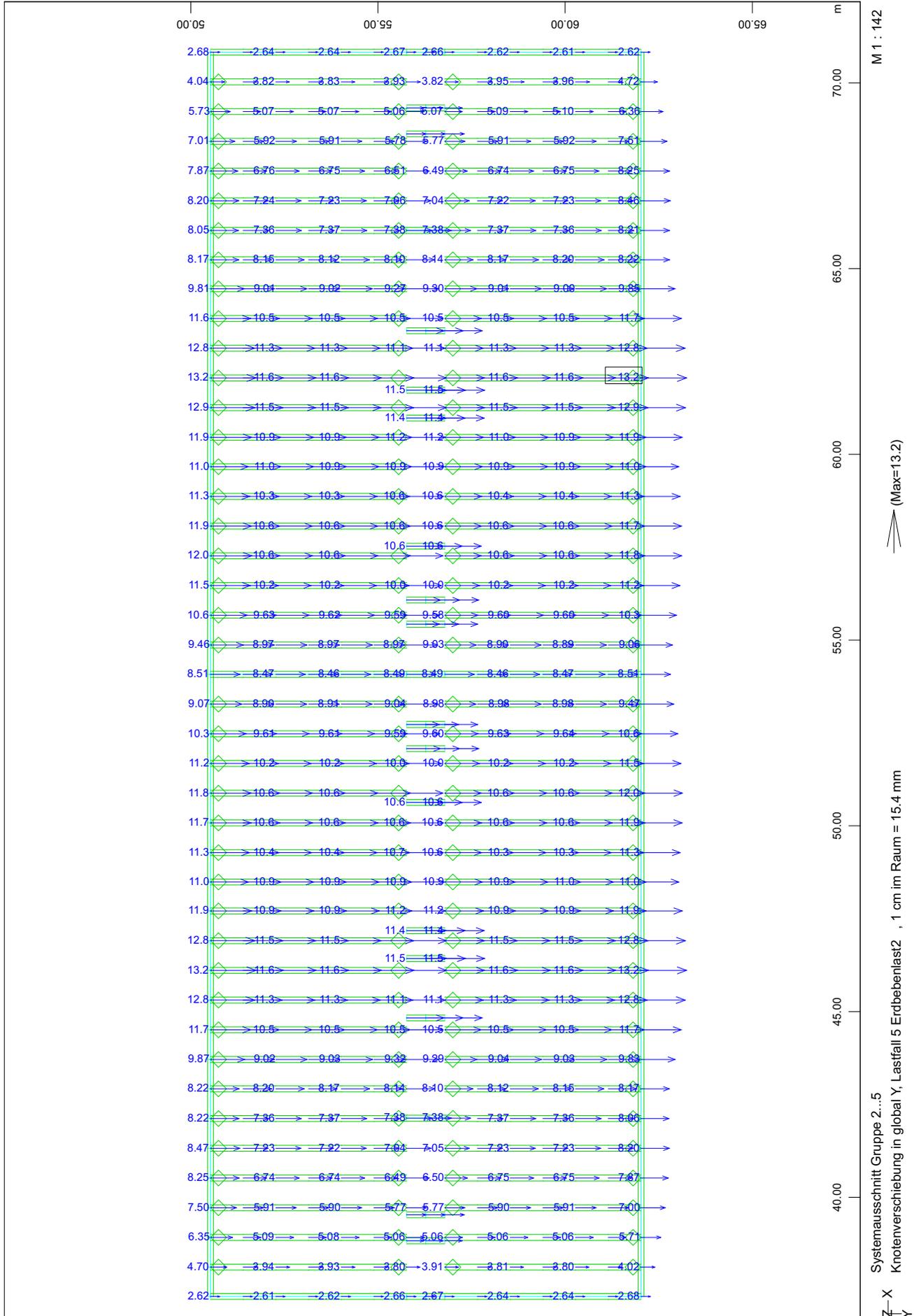
Verformungen zufolge Erdbebenlast 1 in y-Richtung



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

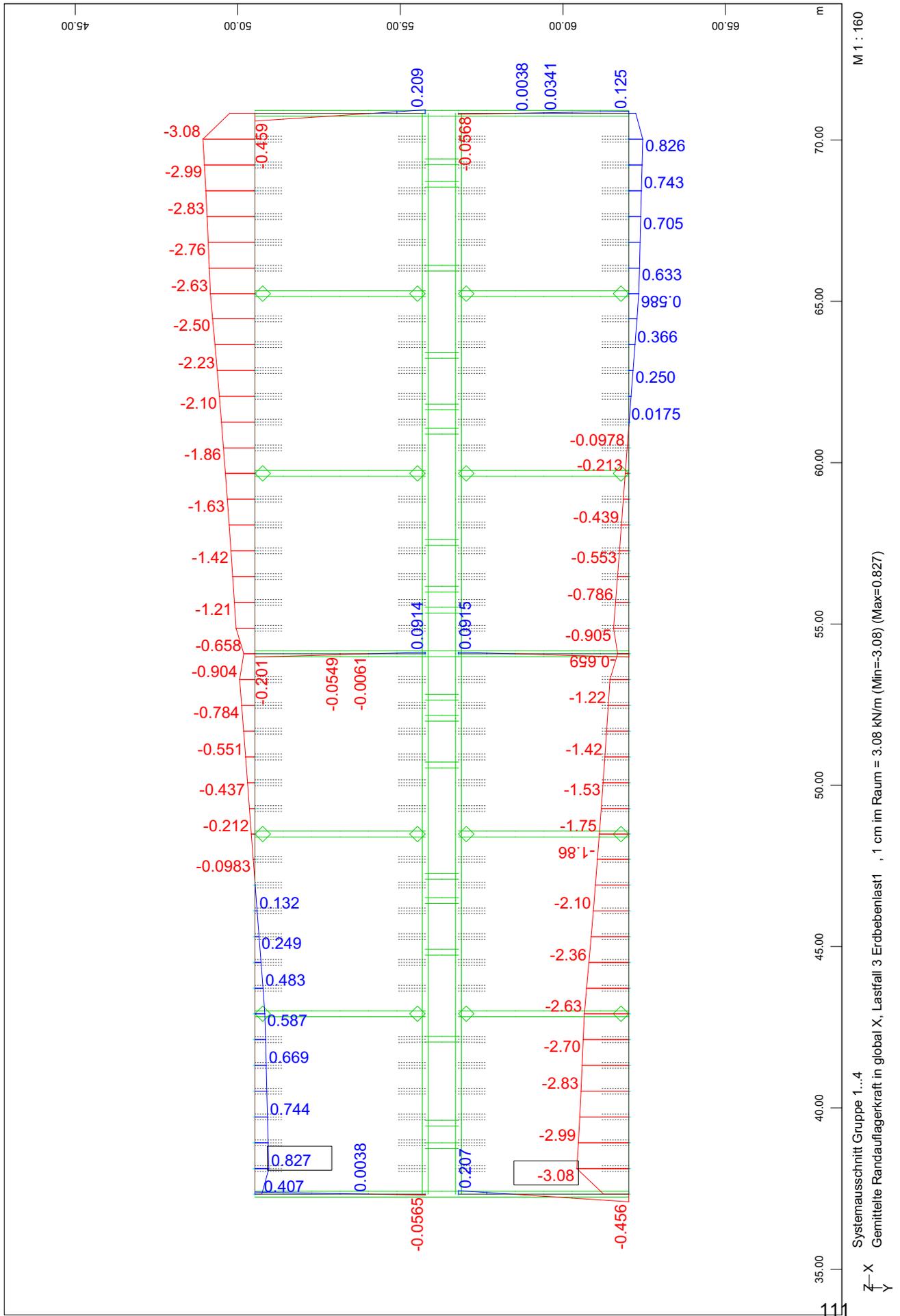
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zuzolge Erdbebenlast 2 in y-Richtung



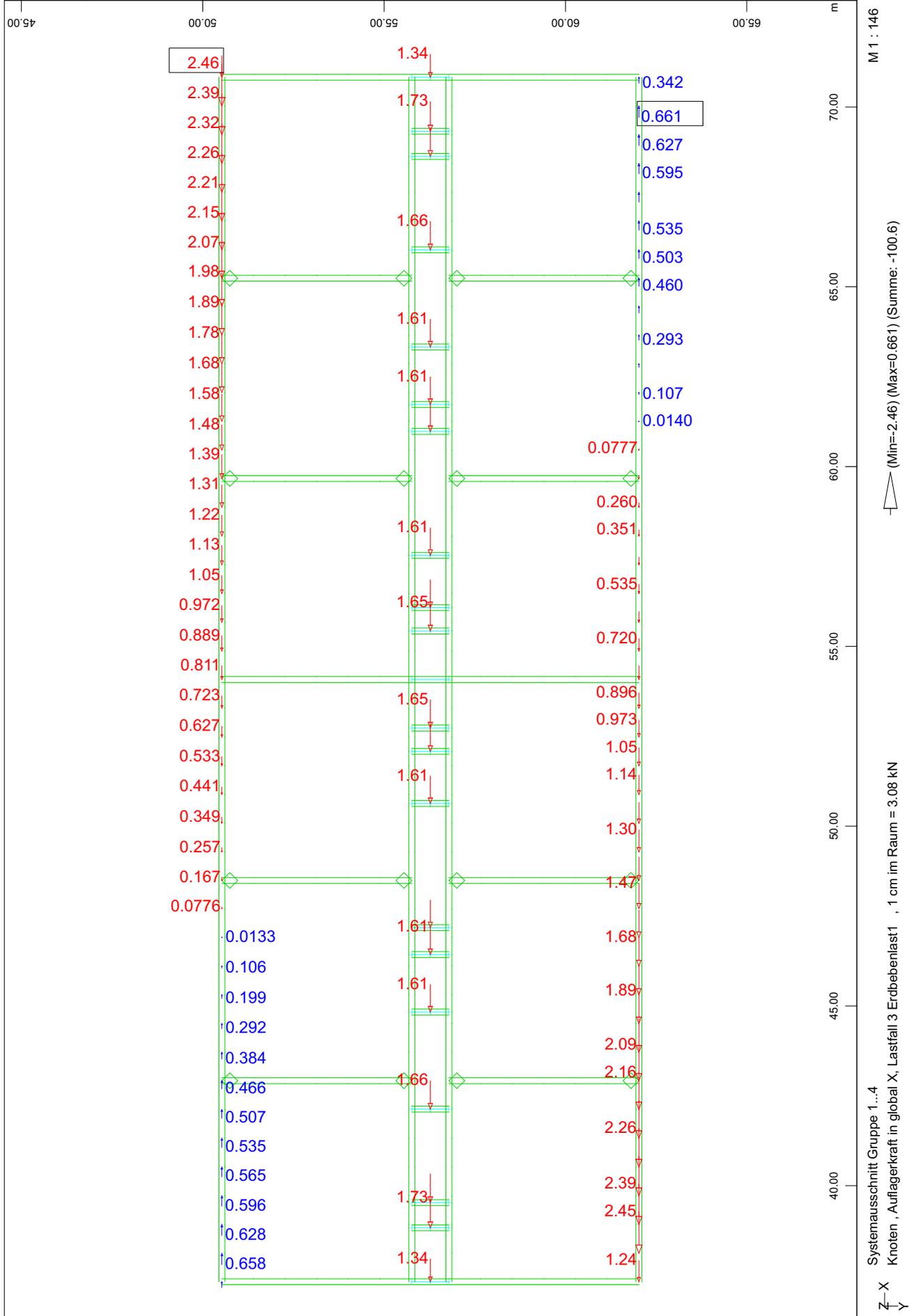
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m
Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 1



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

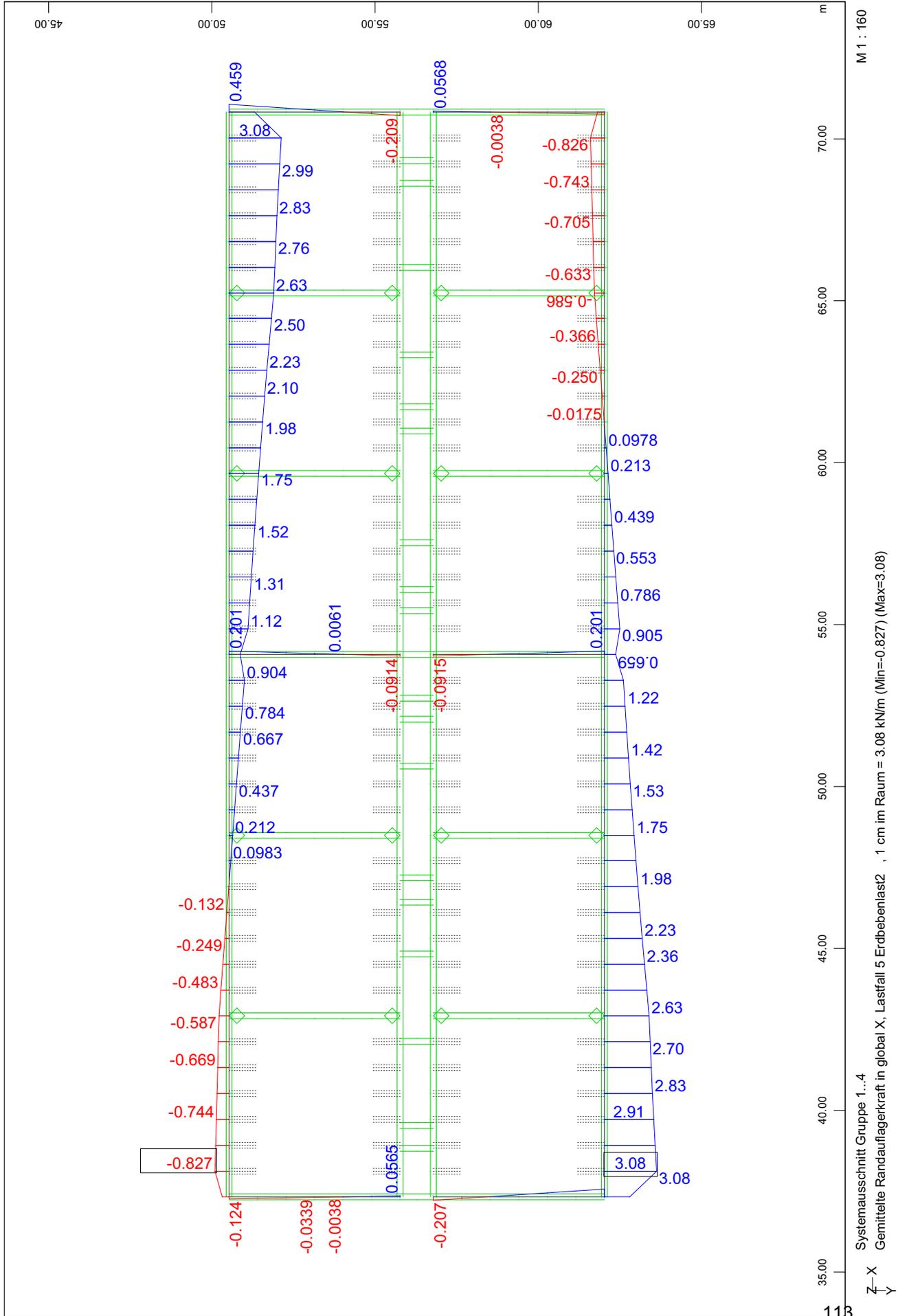
Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 2



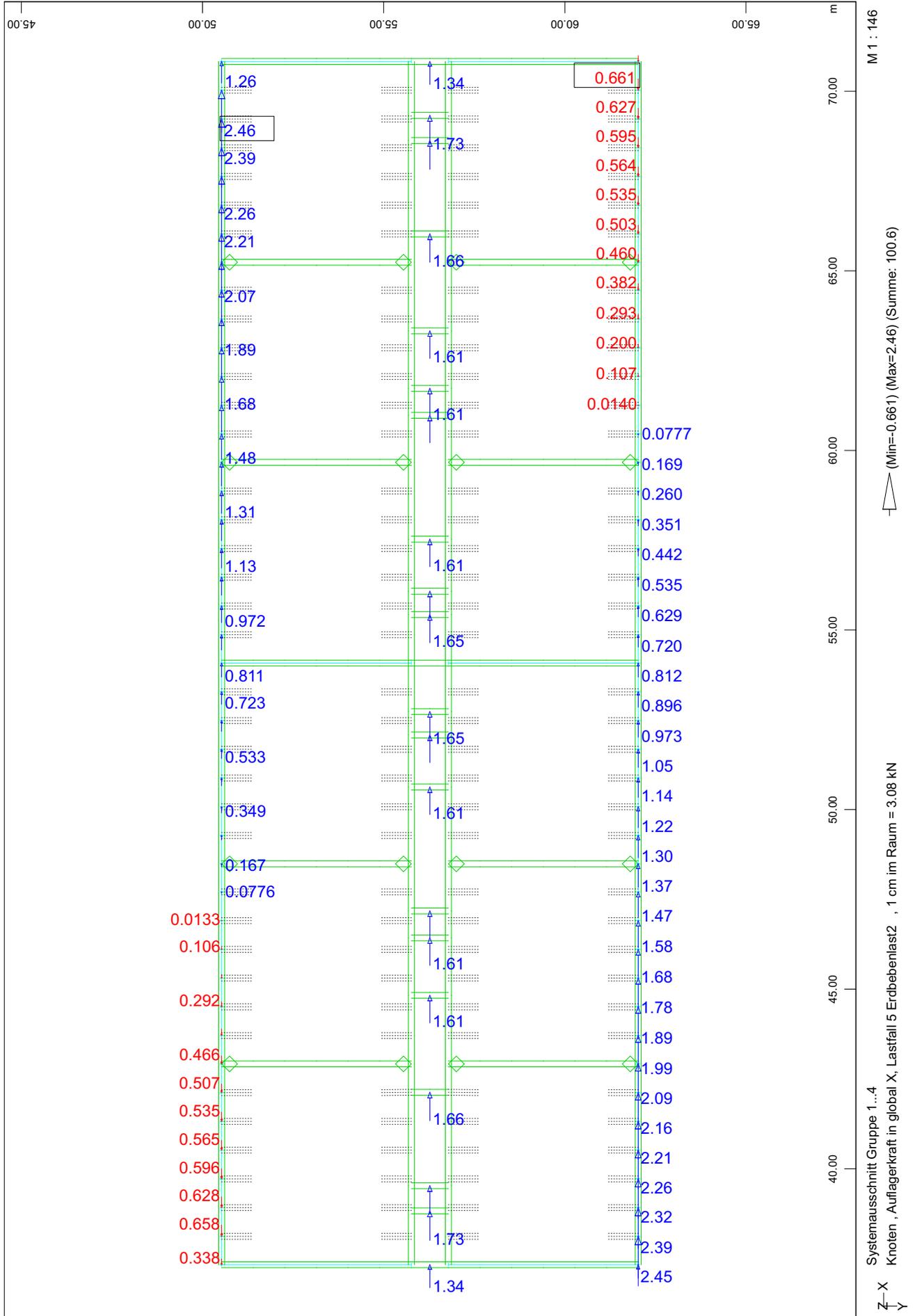
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 160

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global X, Lastfall 5 Erdbebenlast2, 1 cm im Raum = 3.08 kN/m (Min=-0.827) (Max=3.08)

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

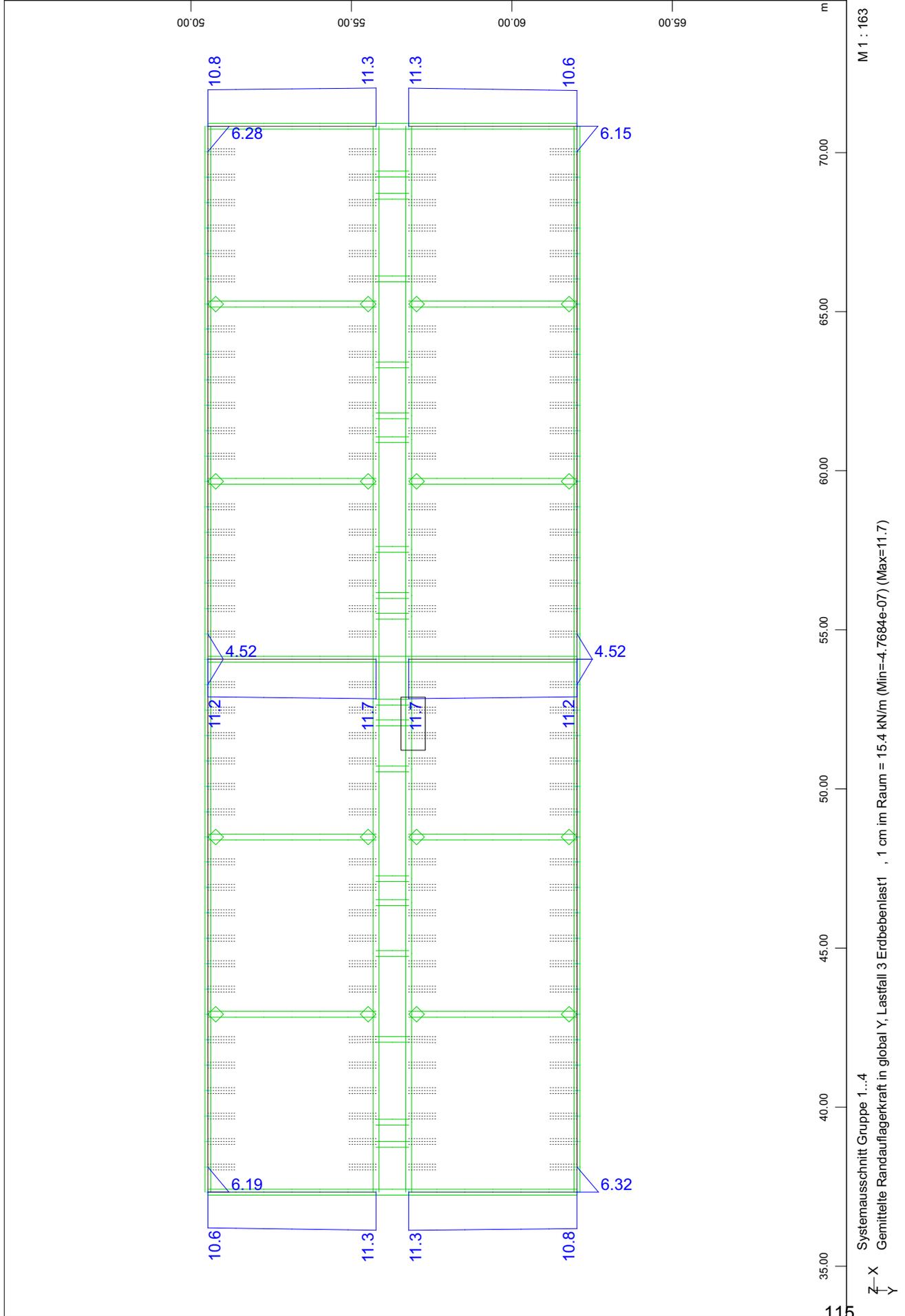
Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Auflagerkräfte Feuermauern zufolge Erdbebenlast 1

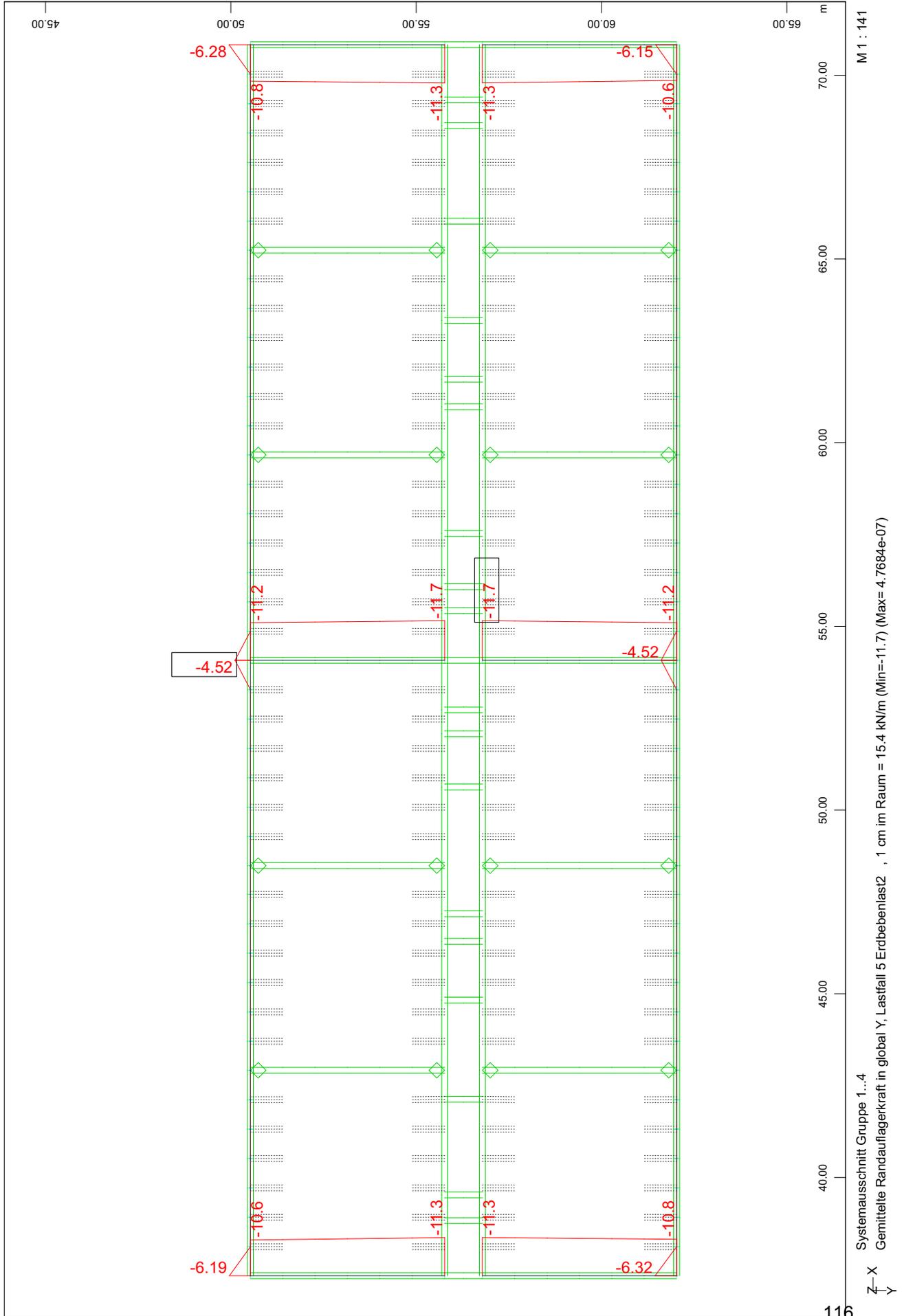


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global Y, Lastfall 3 Erdbebenlast1 , 1 cm im Raum = 15.4 kN/m (Min=-4.7684e-07) (Max=11.7)

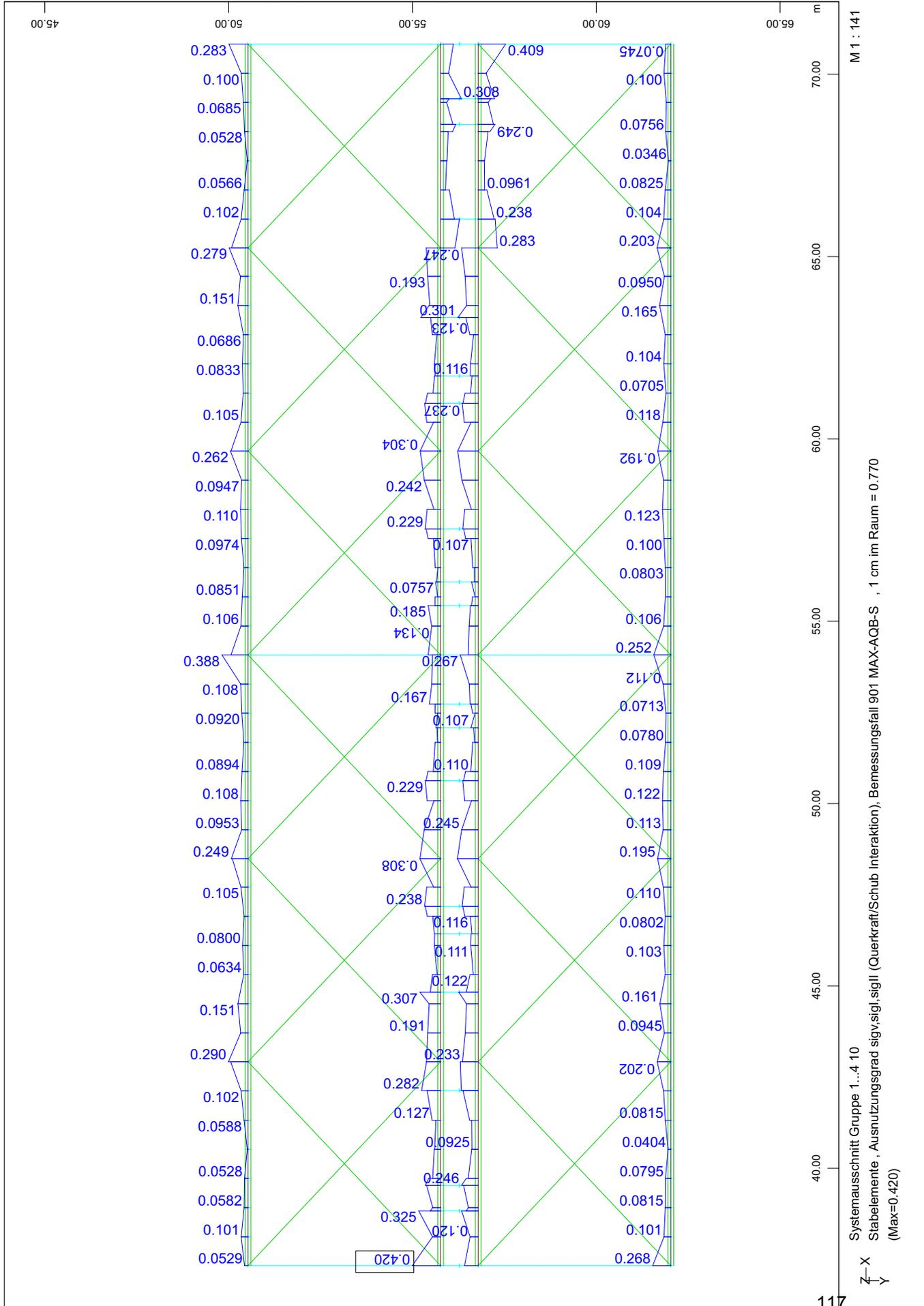
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

Auflagerkräfte Feuermauern zufolge Erdbebenlast 2



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion

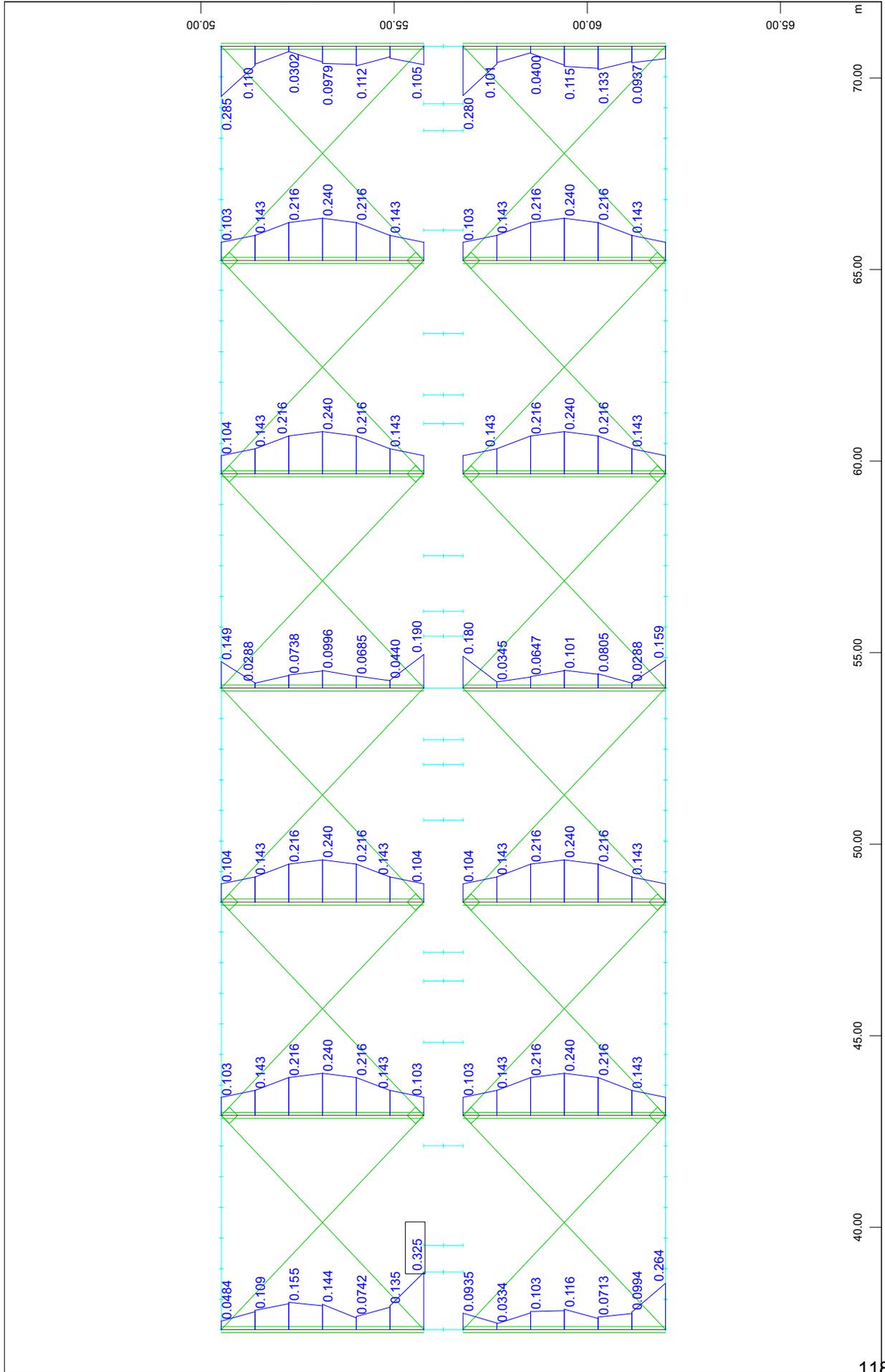


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1...4 10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigy,sigI (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 0.770
 (Max=0.420)

Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion

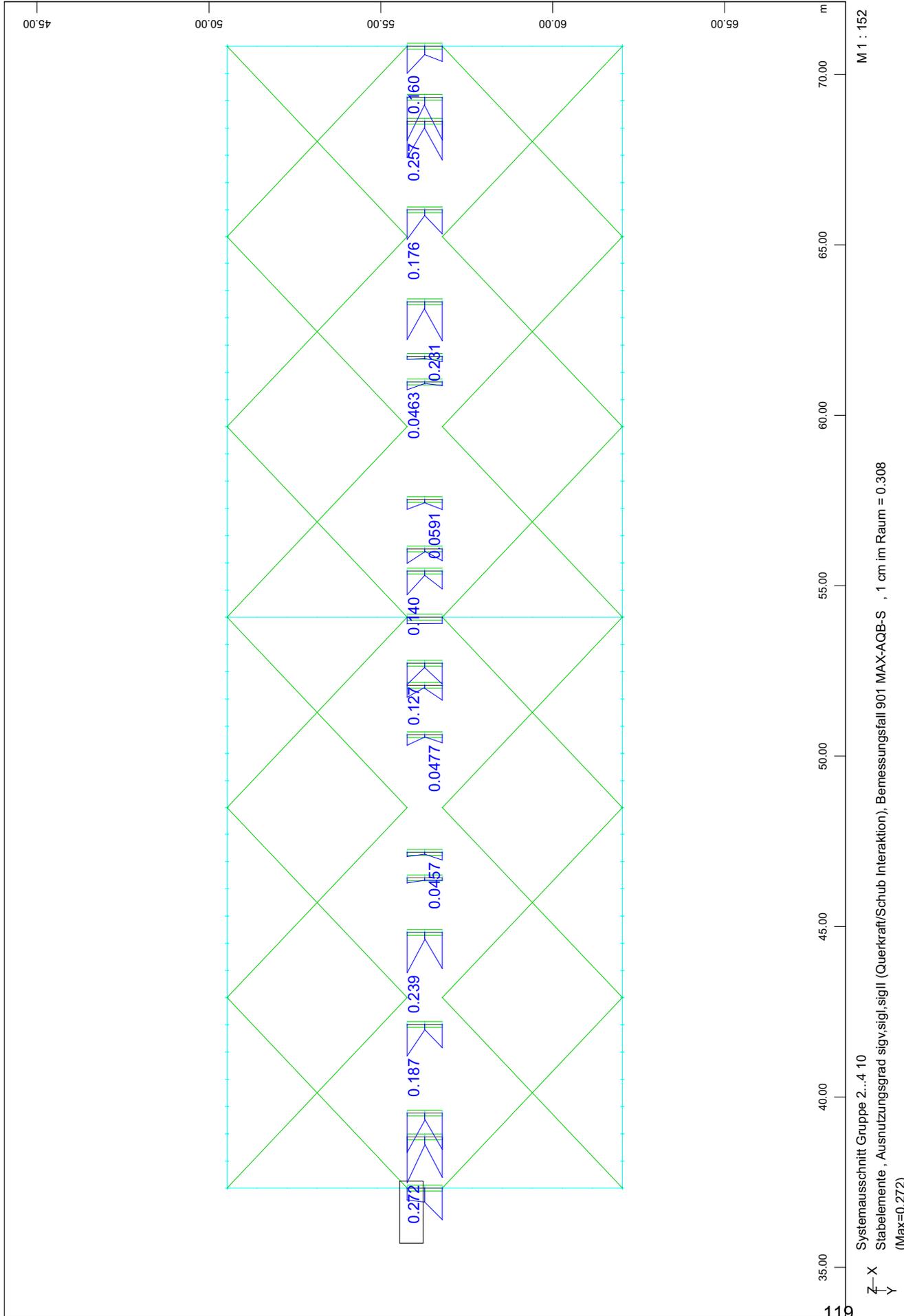


M 1 : 141

Systemausschnitt Gruppe 2...4 10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigv,sigl , sigll (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 0.308
 (Max=0.325)

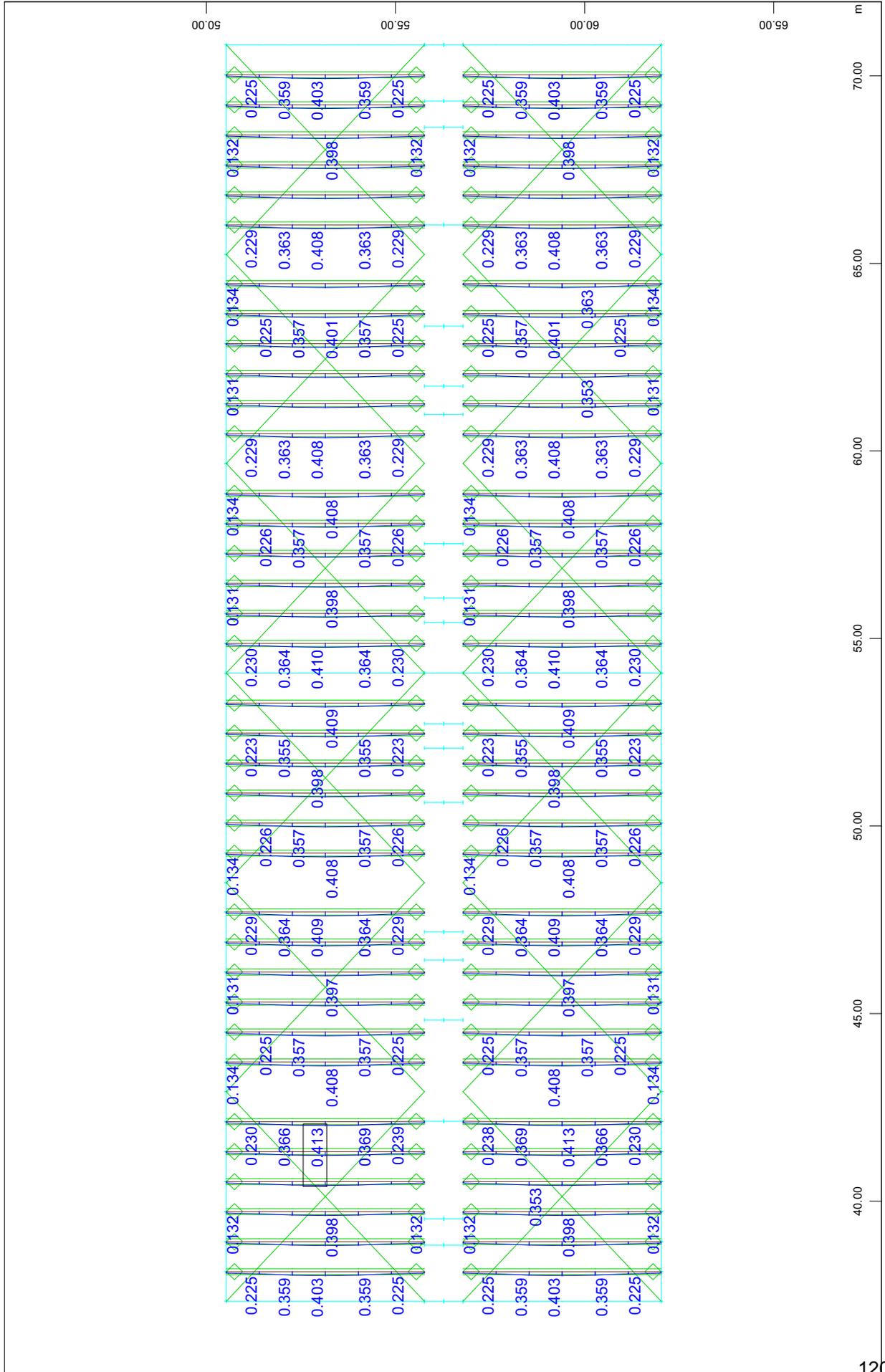
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion

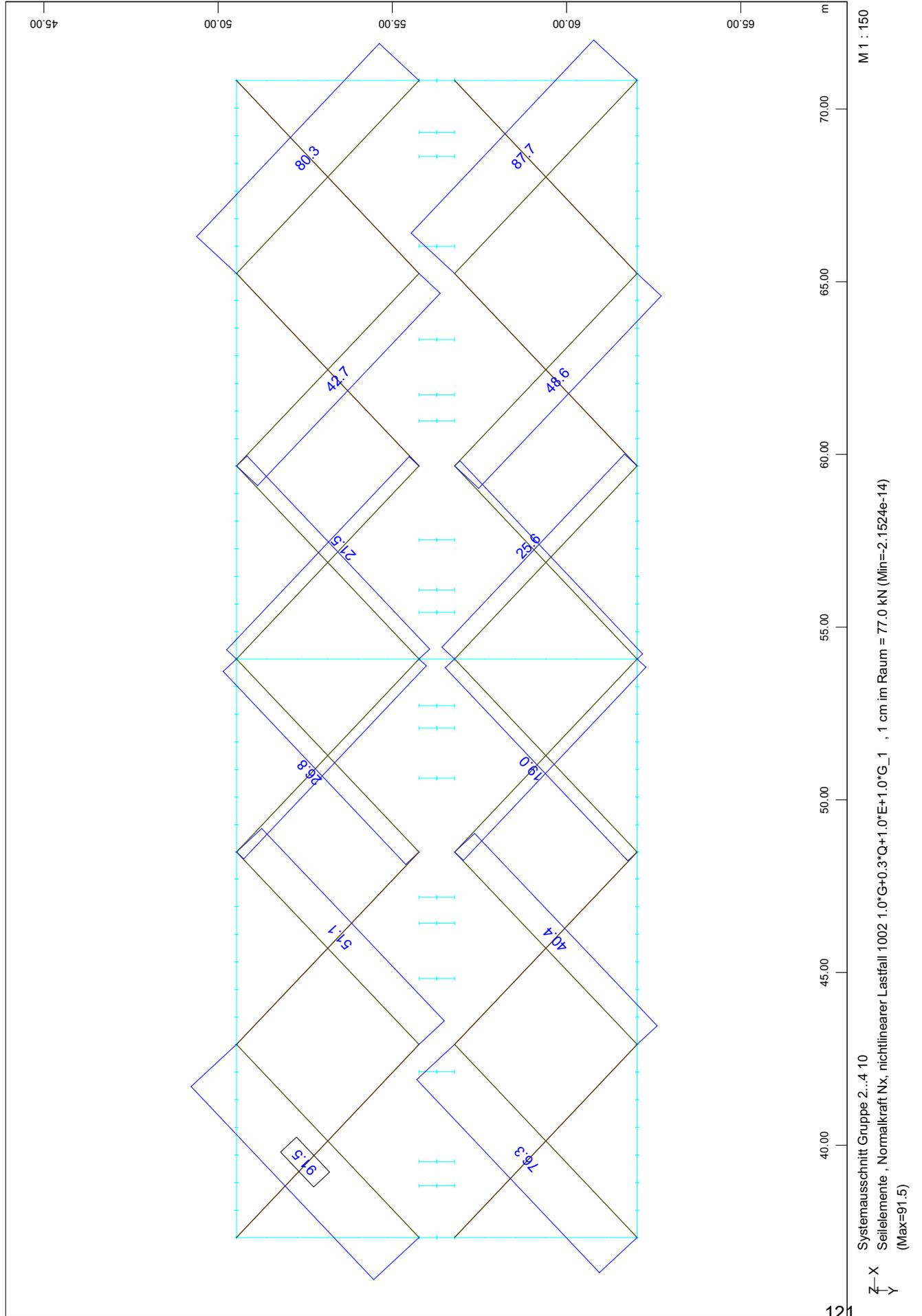


M 1 : 144

Systemausschnitt Gruppe 2...5 10
 Stabelemente, Ausnutzungsgrad sigv, sigl, sigll (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S, 1 cm im Raum = 5.71
 (Max=0.413)

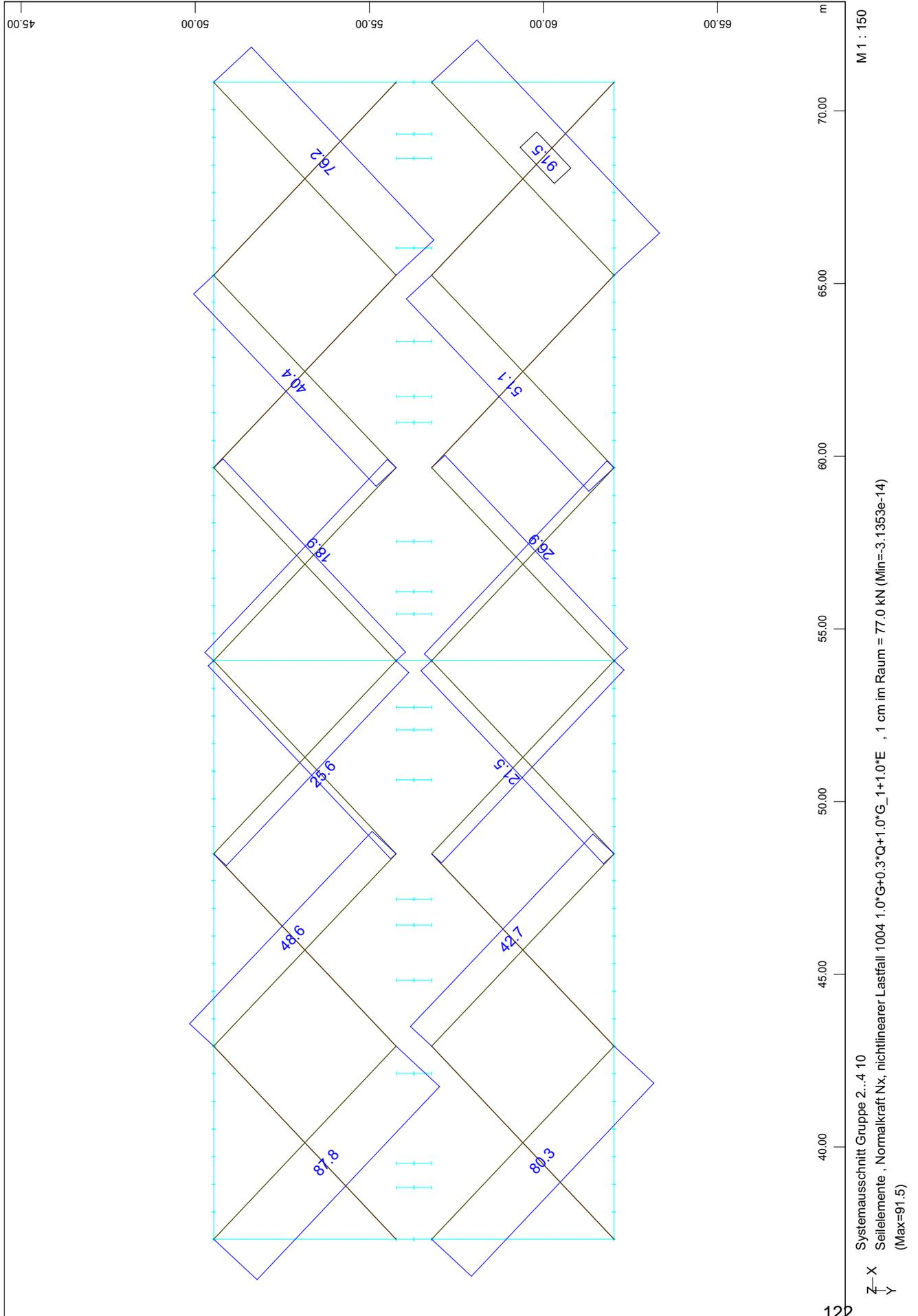
Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Normalkräfte im Verband zuzufolge Erdbebenlast 1



Rechteck-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 2



SOFTISTIK AG - www.softistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2..4 10
Seilelemente , Normalkraft Nx, nichtlinearer Lastfall 1004 1.0°G+0.3°Q+1.0°G_1+1.0°E , 1 cm im Raum = 77.0 kN (Min=-3.1353e-14)
(Max=91.5)

Anhang C

Berechnung L - Grundriss; Trakttiefe 5,0m

1) Berechnungsgrundlagen	124
2) Lastaufstellung	124
3) Massenermittlung der tragenden Wände	125
4) Massenaufstellung	126
5) Erdbebeneinwirkung	126
6) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht	128
7) Berechnung Gesamtsystem mittels Sofistik SSD	129

1.) Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991
ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3
ÖNORM EN 1998-1

Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat
Mörteldruckfestigkeit: $f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$
Steindruckfestigkeit: $f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$
(Ansätze, bzw. aus Mauerwerksgutachten)
und daraus ermittelt:
nach EN 1996-1-1/3.6.1.21(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2
Mauerwerksfestigkeit: $f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$

2.) Lastaufstellung

Decken

Ständige Lasten: (Eigengewicht der Konstruktion inkl Aufbau)

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

Tramdecke $2,50 \text{ kN/m}^2$

Decke über 4.0G:

Doppelbaumdecke $3,00 \text{ kN/m}^2$
Dach (Projektion) $0,70 \text{ kN/m}^2$

Wände

$d = 15 \text{ cm}$ $2,80 \text{ kN/m}^2$
 $d = 30 \text{ cm}$ $5,60 \text{ kN/m}^2$
 $d = 45 \text{ cm}$ $8,40 \text{ kN/m}^2$
 $d = 60 \text{ cm}$ $11,20 \text{ kN/m}^2$
 $d = 75 \text{ cm}$ $14,00 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Last:

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.0G: (Dachboden Bestand)

$Q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ Kat. H

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem Theta-Faktor berücksichtigt.

$\Psi_{E,2} = 0,30$ [-]

3.) Massenermittlung der tragenden Wände

DG	h=	3,20 m
d = 45 cm (h=1,0m)	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
72,00	8,50	734,40
16,00	5,80	296,96
34,00	8,50	924,80
16,00	11,20	573,44
		2529,60

4.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
34,00	8,50	924,80
16,00	5,80	296,96
72,00	8,50	1566,72
72,40	2,80	648,70
16,00	11,20	573,44
		4010,62

3.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
34,00	8,50	924,80
16,00	5,80	296,96
72,00	8,50	1566,72
72,40	2,80	648,70
16,00	11,20	573,44
		4010,62

2.OG	h=	3,20 m
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
16,00	5,80	296,96
72,00	11,20	2064,38
72,40	2,80	648,70
50,00	11,20	1792,00
		4802,05

1.OG	h=	3,20 m
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
16,00	5,80	296,96
72,00	11,20	2064,38
72,40	2,80	648,70
50,00	11,20	1792,00
		4802,05

EG	h=	4,00 m
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 75 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
16,00	5,80	371,20
106,00	11,20	3799,04
72,40	2,80	810,88
16,00	11,20	716,80
		5697,92

4.) Massenaufstellung

A= 360,00 m² ... Geschossfläche
 z ... Abstand von der klaffenden Fuge im EG

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₅	1332,00	108,00	4534,91	5974,91	17,10	102171,00
m₄	900,00	216,00	4010,62	5126,62	13,90	71260,07
m₃	900,00	216,00	4406,34	5522,34	10,70	59089,00
m₂	900,00	216,00	4802,05	5918,05	7,50	44385,36
m₁	900,00	216,00	5249,98	6365,98	4,30	27373,73
				28907,90		304279,16

in kg: 2890790,40

5.) Erdbebeneinwirkung

Bedeutungskategorie (EN 1998-1 : 2005 S. 57) **y_I** = 1,00

	y_I	
I	0,80	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
II	1,00	gewöhnliche Bauwerke die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	1,20	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand wichtig ist (Schulen,...)
IV	1,40	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand sehr wichtig ist (Krankenhäuser,...)

Referenzbodenbeschleunigung: **a_{gR}** = 0,80 m/s²
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

Erdbebenzone: 3 Wien, südwestlich der Donau
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

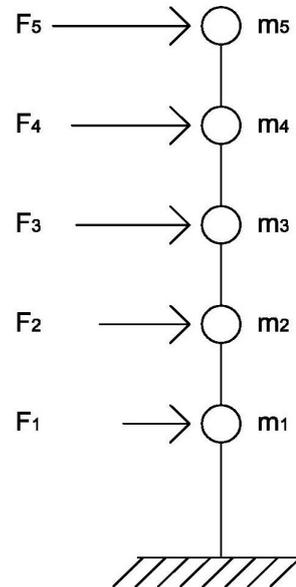
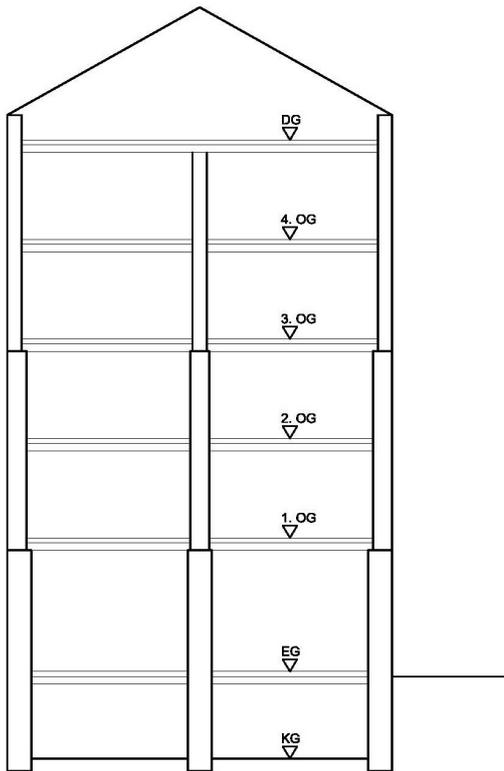
horizontale Bodenbeschleunigung: **a_g** = y_I * a_{gR} = 0,80 m/s²

Gesamterdbebenkraft: F_b = S_d(T) * m * λ = **3767,66 kN**

S_d(T) = a_g * S * 2,5/q = 1,53 m/s² ...vereinfacht am oberen Plateau angenommen

S= 1,15 ...Bodenparameter lt. Baugrundklasse (EN 1998-1 : 2005 S.41)
 q= 1,50 ...Verhaltensbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.45)
 λ= 0,85 ...Korrekturbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.61)

Erdbebenkräfte pro Geschoß:



Decke über ...	F_i [kN]
4.OG	1265,11
3.OG	882,36
2.OG	731,66
1.OG	549,59
EG	338,95

6.) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht

(schubsteife oberste Geschößdecke vorausgesetzt)

• Massenzusammenstellung mit DG -Ausbau

A= 360,00 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG

q= 6,24 kN/m² ...ständige Last aus DG-Ausbau leicht
 p= 0,96 kN/m² ...veränderliche Last aus DG -Ausbau leicht

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	Z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₆	864,00	115,20	-	979,20	19,80	19388,16
m₅	1728,00	230,40	-	1958,40	17,10	33488,64
	1332,00	108,00	4534,91	5974,91	17,10	102171,00
m₄	900,00	216,00	4010,62	5126,62	13,90	71260,07
m₃	900,00	216,00	4406,34	5522,34	10,70	59089,00
m₂	900,00	216,00 </td <td>4802,05</td> <td>5918,05</td> <td>7,50</td> <td>44385,36</td>	4802,05	5918,05	7,50	44385,36
m₁	900,00	216,00	5249,98	6365,98	4,30	27373,73

31845,50

357155,96

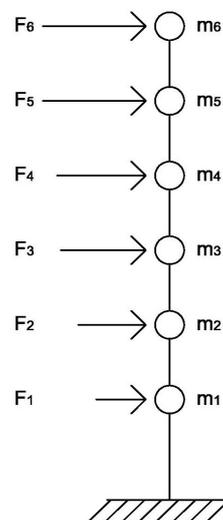
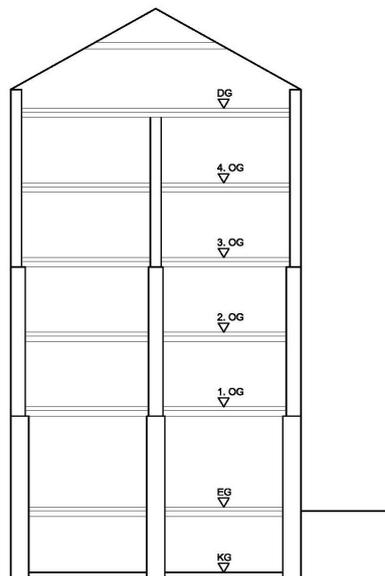
in kg: 3184550,40

• Aufteilung der Erdbebenkräfte unter der Kapazität des Bestandes

κ= 26,00 %

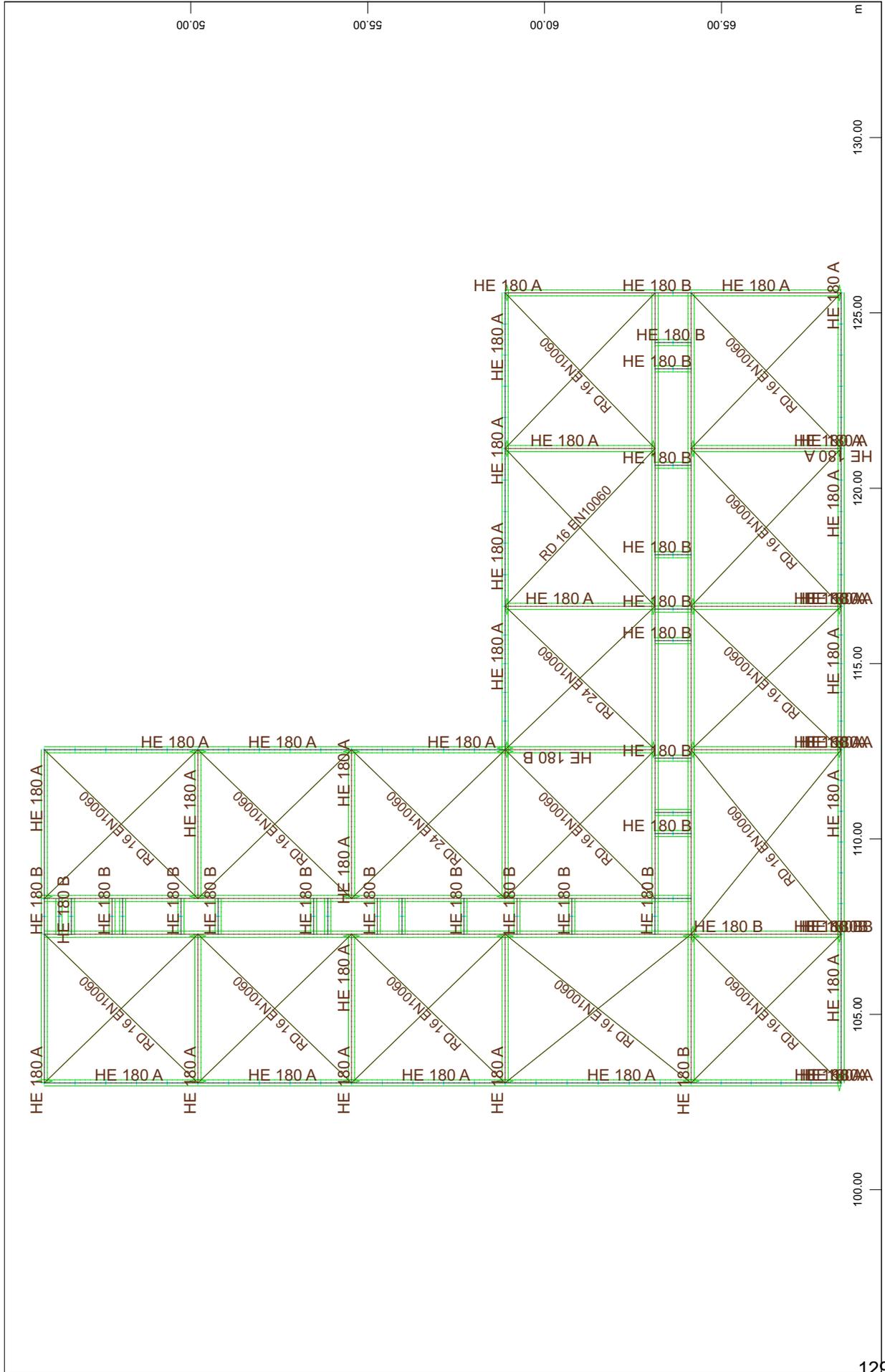
F_b*κ= 979,59 kN

Decke über...	F _i [kN]
DG	53,18
4.OG	372,08
3.OG	195,45
2.OG	162,07
1.OG	121,74
EG	75,08



L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Querschnitte



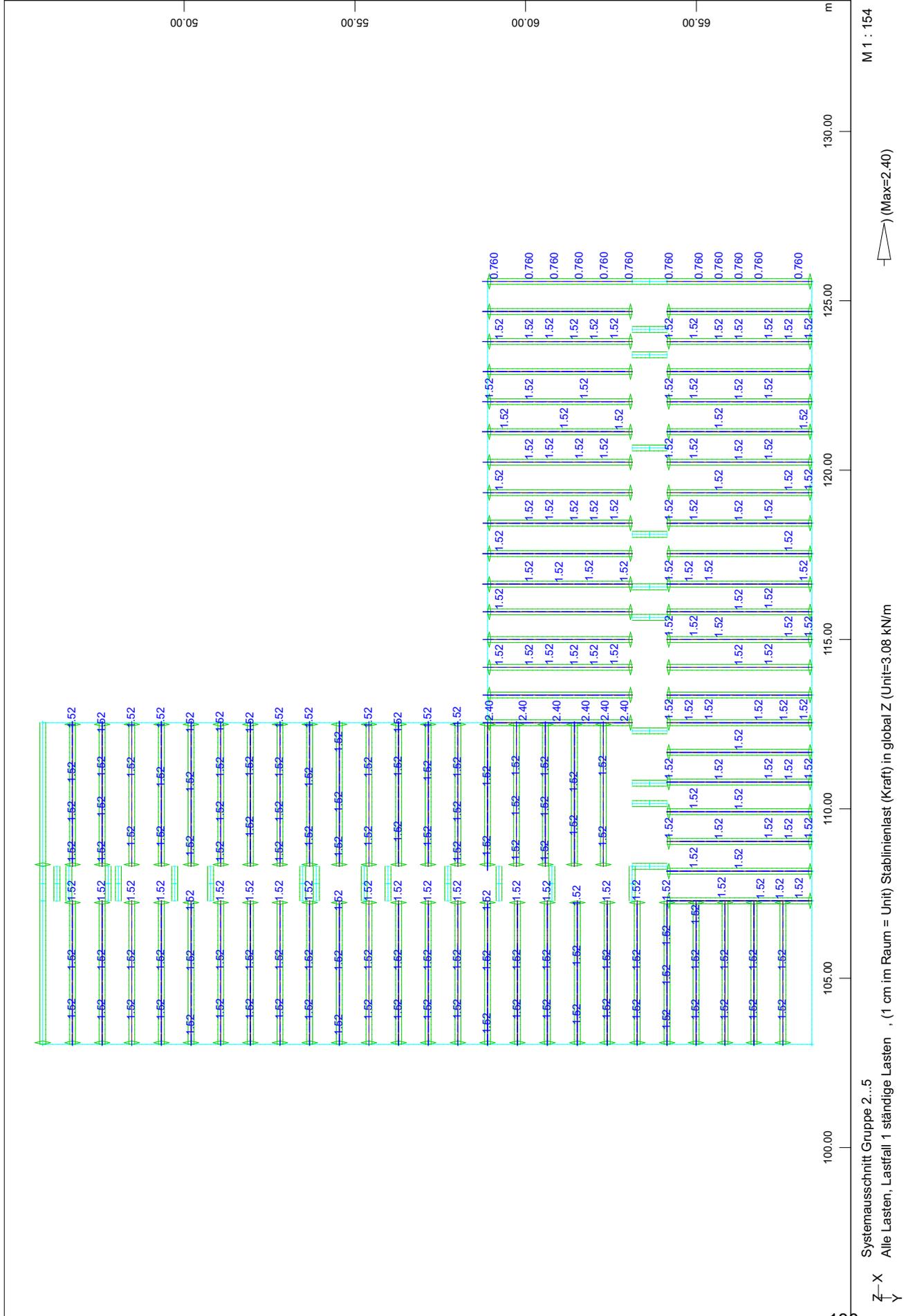
SOFTISTIK AG - www.softistik.de

M 1 : 154

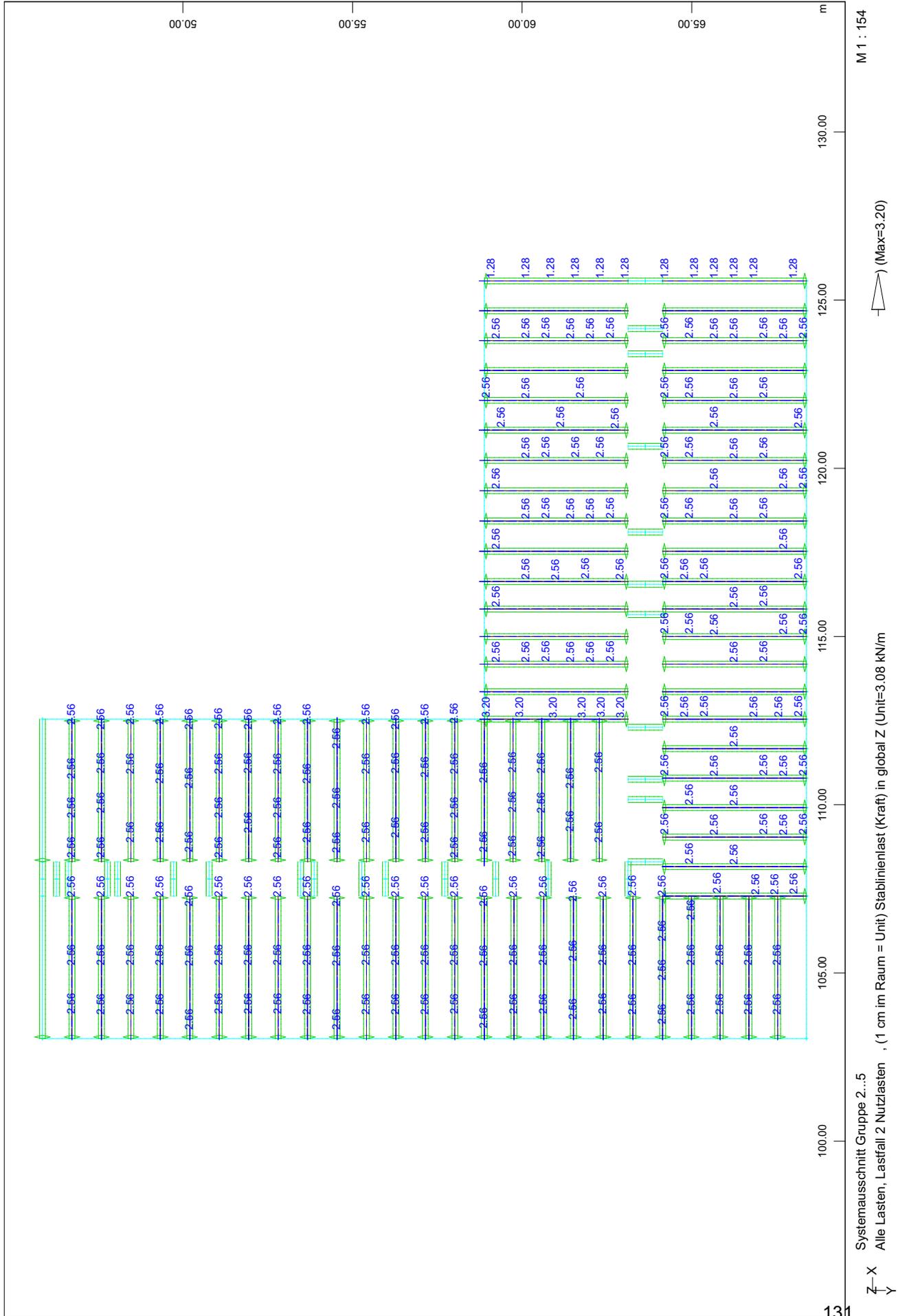
Systemausschnitt Gruppe 1...4.10
 Stabelemente, Querschnittsbezeichnungen
 Seilelemente, Querschnittsbezeichnungen

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 5m
ständige Lasten



L-Grundriss; Trakttiefe 5m
veränderliche Lasten



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 154

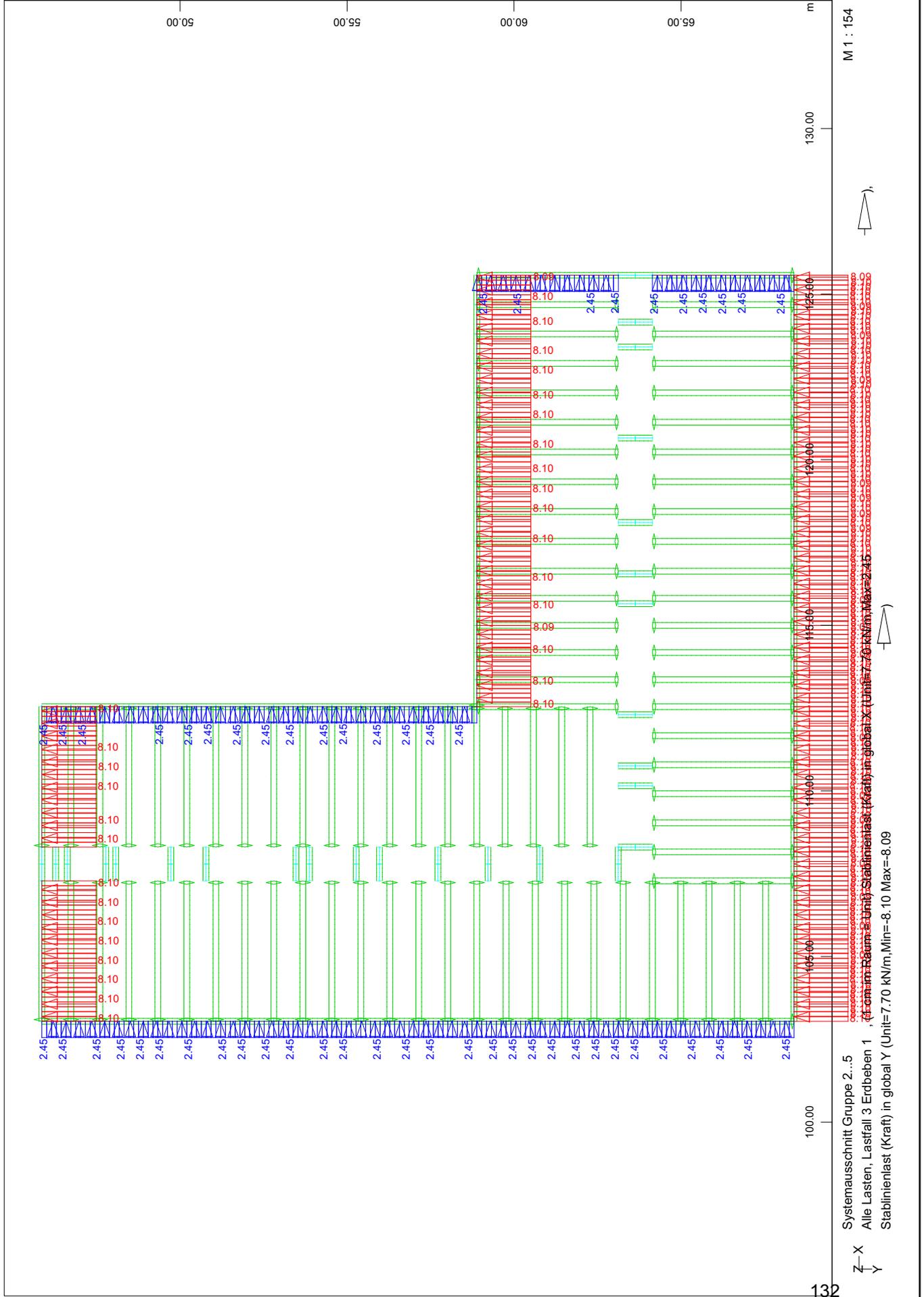


Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Alle Lasten, Lastfall 2 Nutzlasten , (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global Z (Unit=3.08 kN/m)

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

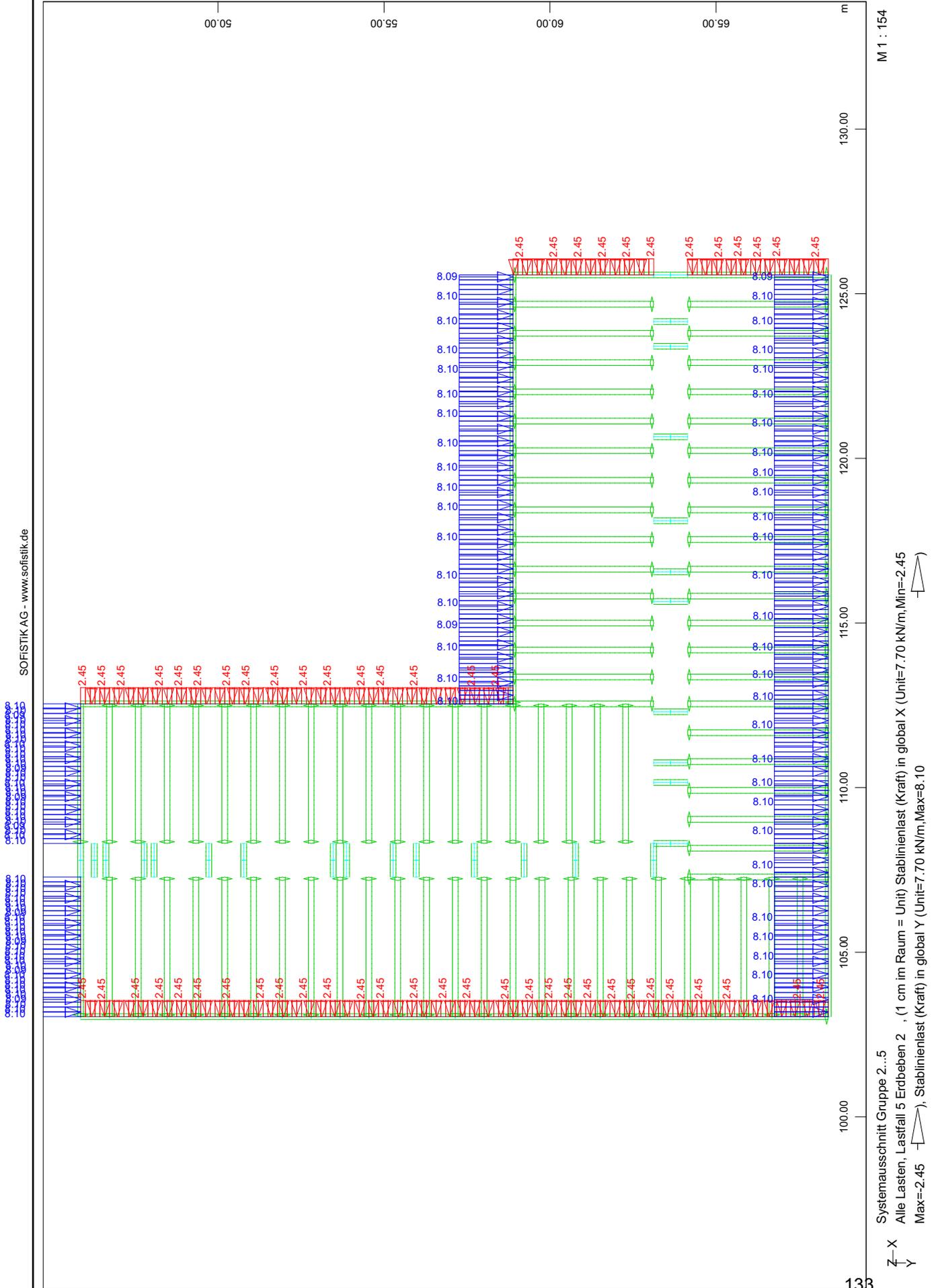
Erdbebenlasten 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Alle Lasten, Lastfall 3 Erdbeben 1
 Stablinienlast (Kraft) in global X (Unit=7.70 kN/m, Max=8.09
 Min=-8.10 Max=-8.09

L-Grundriss; Trakttiefe 5m
Erdbebenlasten 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

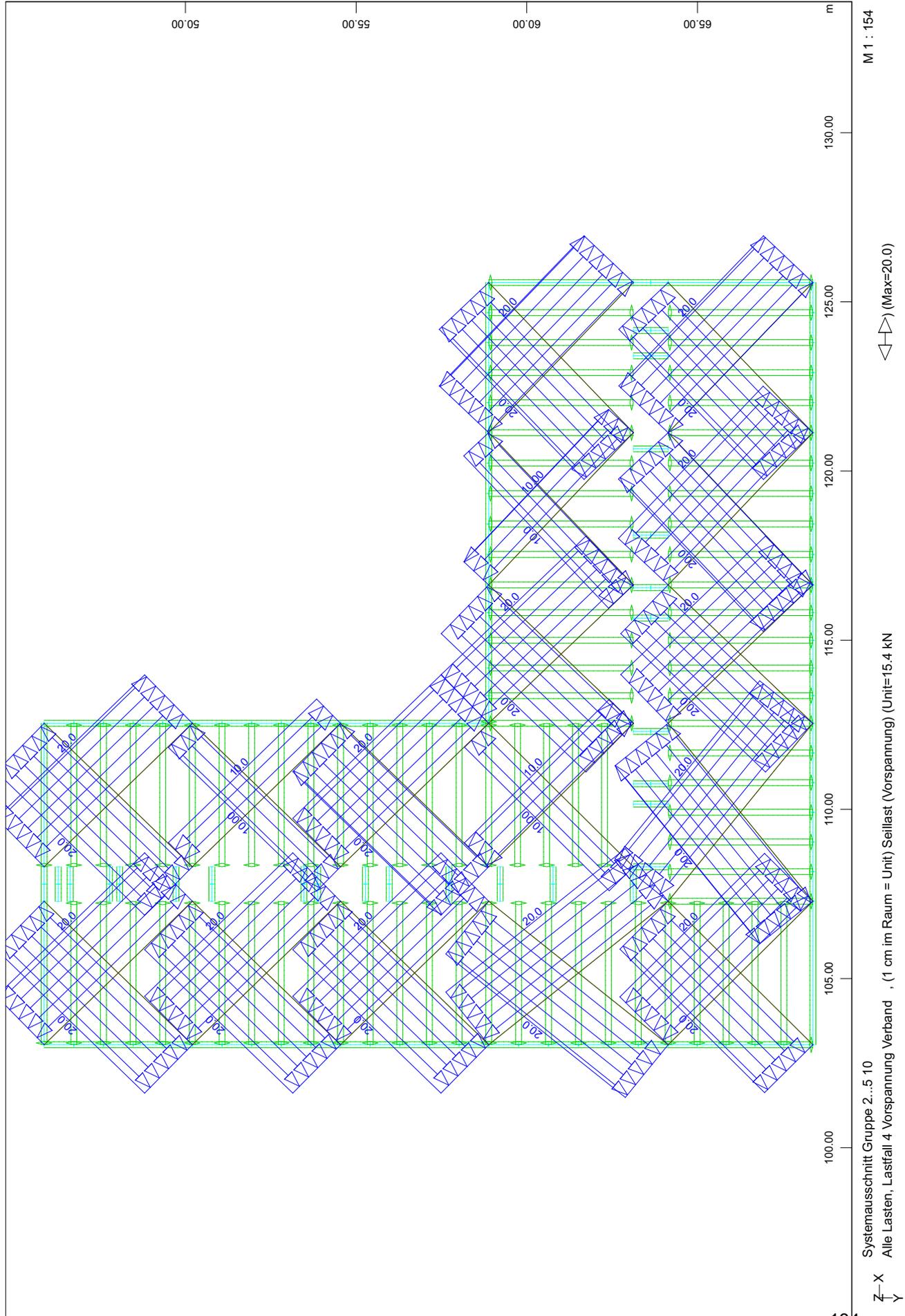
M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 2...5
Alle Lasten, Lastfall 5 Erdbeben 2, (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global X (Unit=7.70 kN/m, Min=-2.45 Max=-2.45), Stablinienlast (Kraft) in global Y (Unit=7.70 kN/m, Max=8.10)



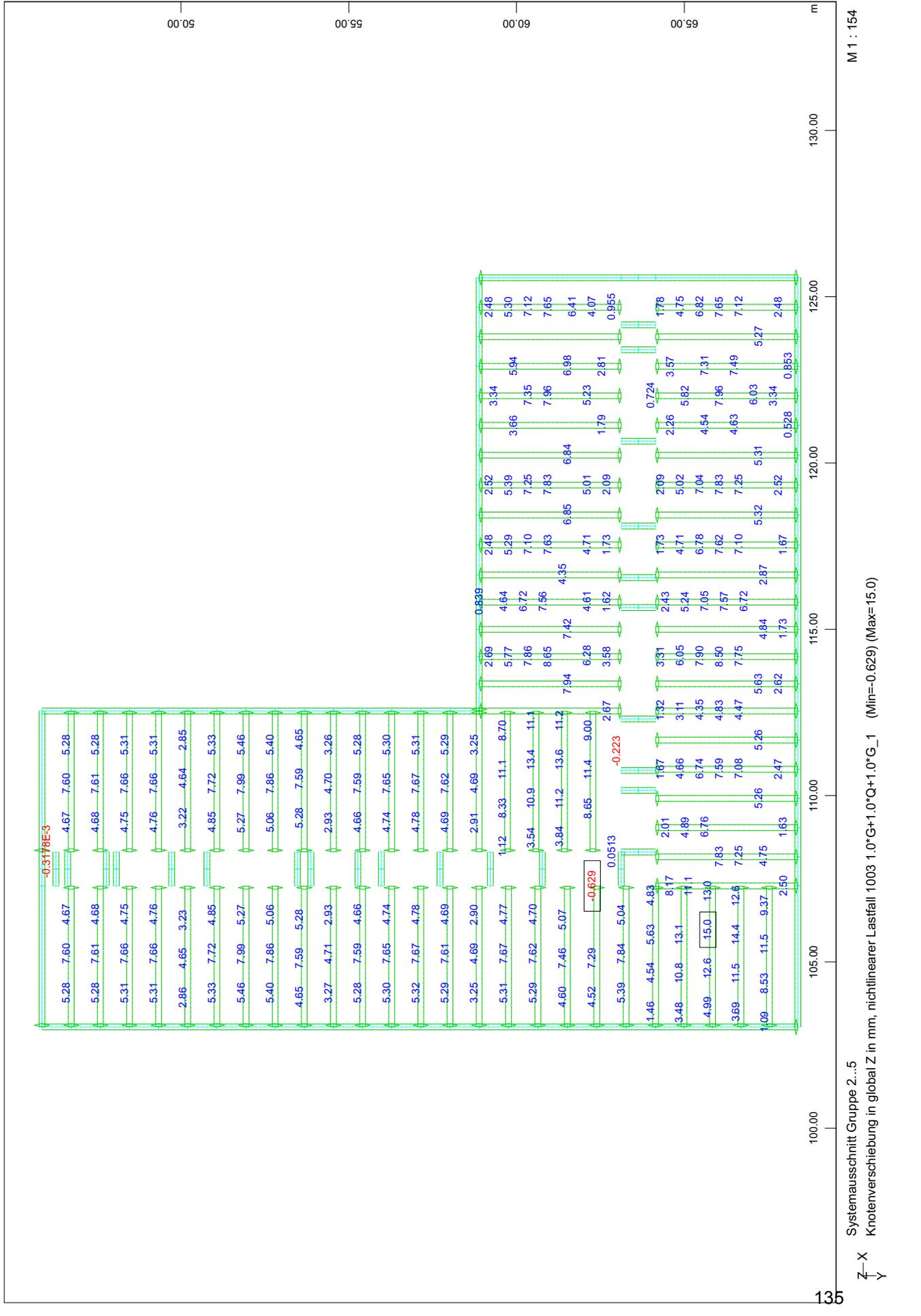
L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Vorspannkkräfte Verband



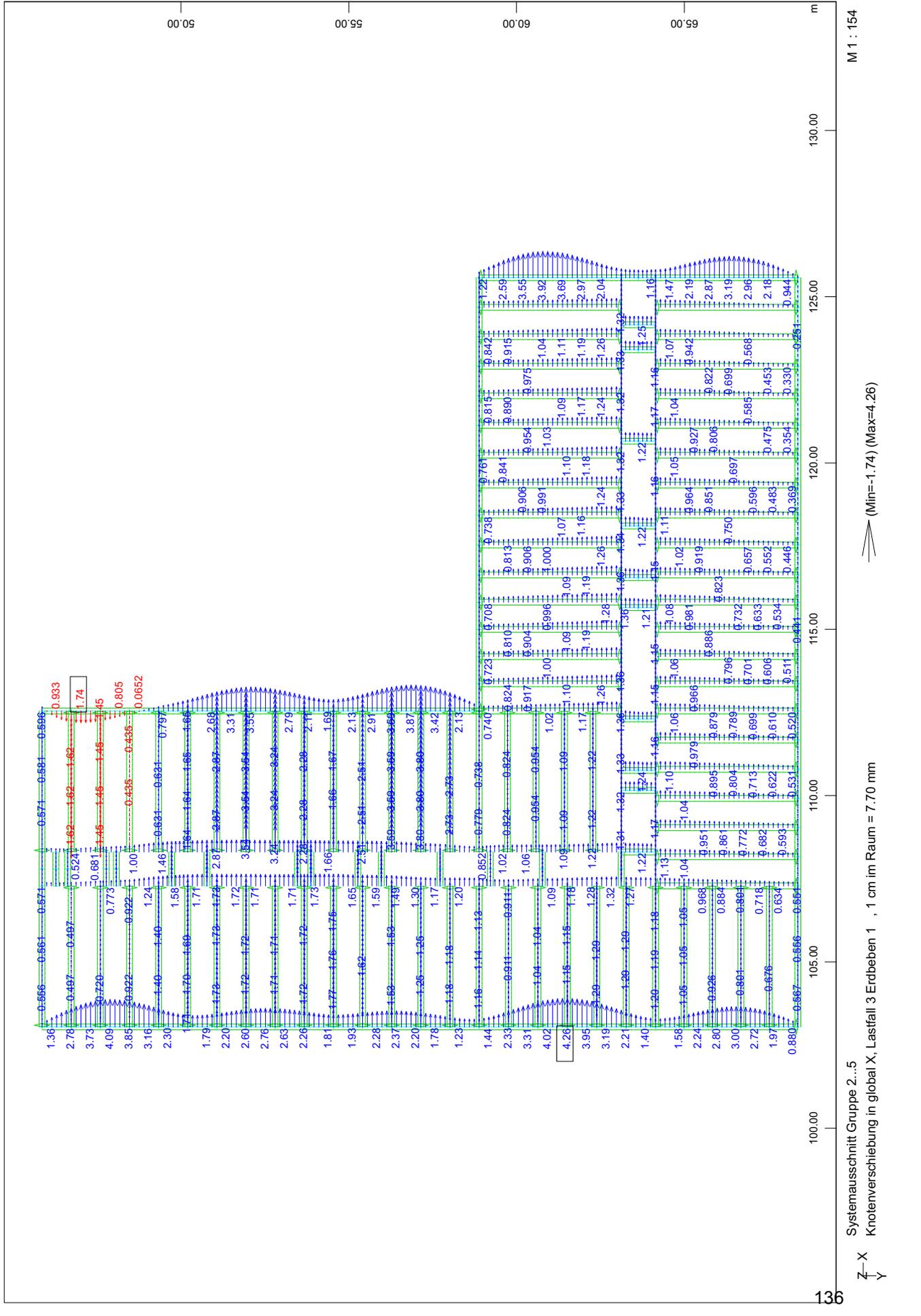
L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zufolge charakteristischer Einwirkungskombination



L-Grundriss; Trakttiefe 5m

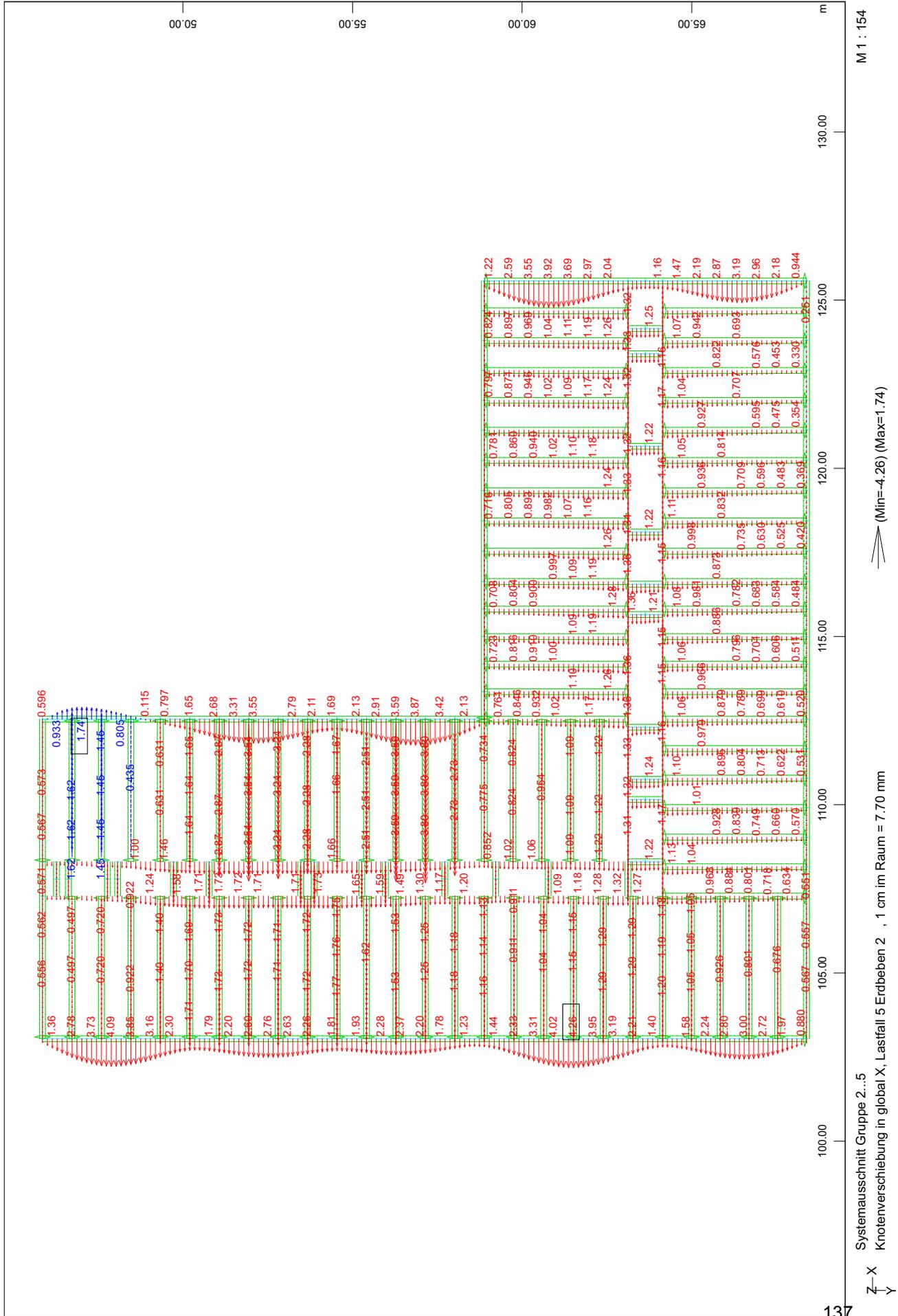
Verformungen zufolge Erdbebenlast 1 in x-Richtung



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

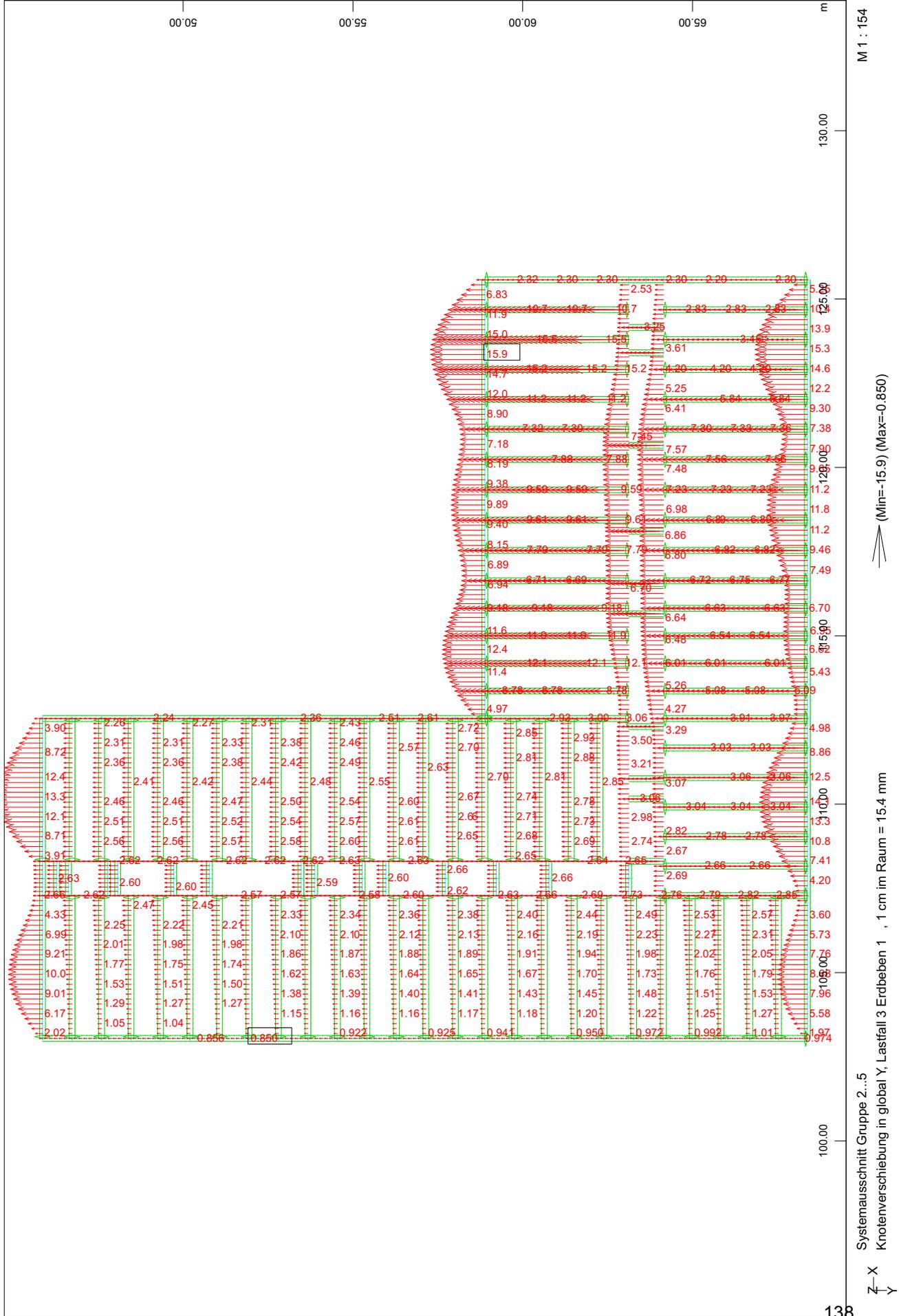
L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 2 in x-Richtung



L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 1 in y-Richtung



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

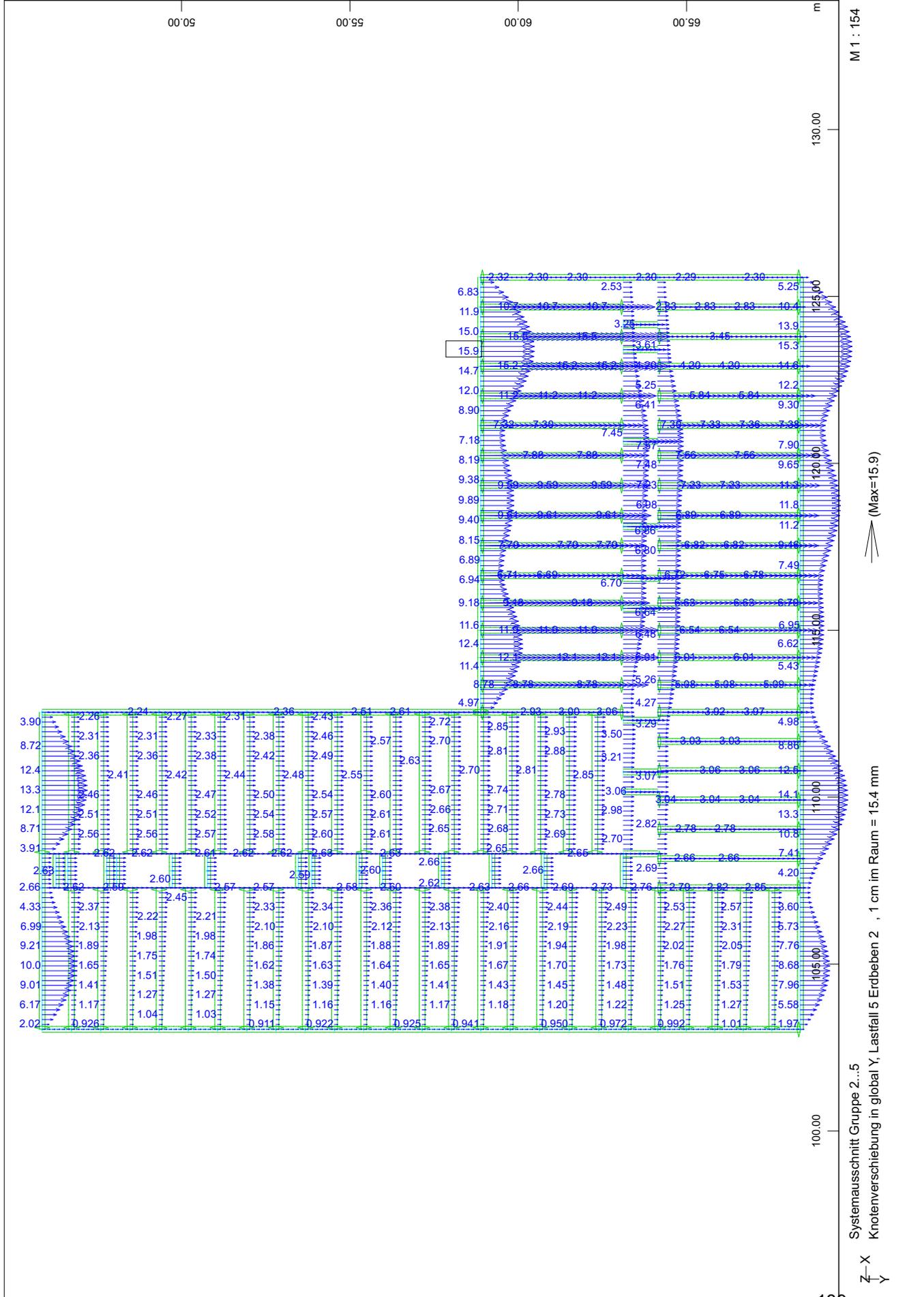
M 1 : 154

(Min=-15.9) (Max=-0.850)

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Knotenverschiebung in global Y; Lastfall 3 Erdbeben 1, 1 cm im Raum = 15.4 mm

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 2 in y-Richtung



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 154

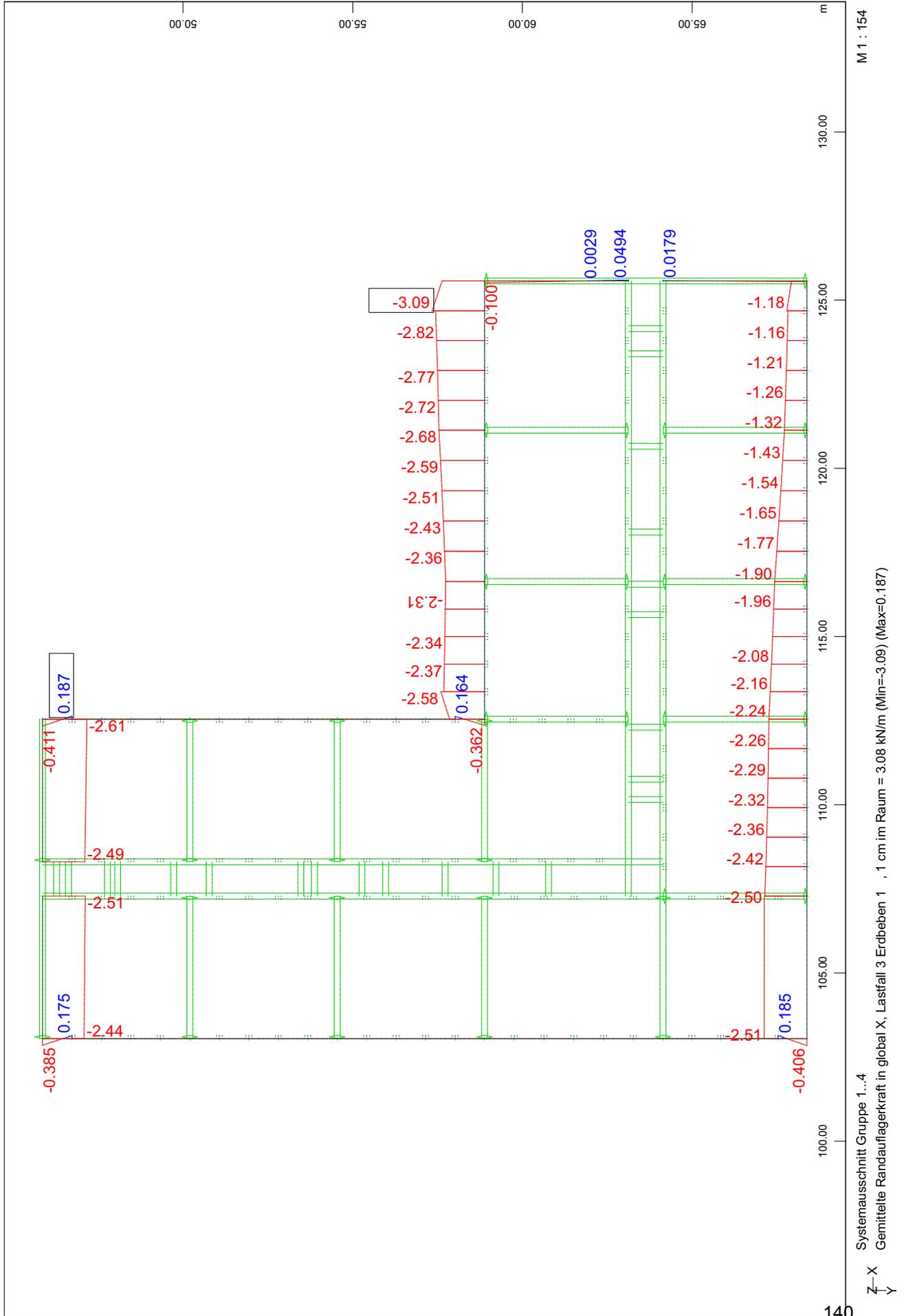
(Max=15.9)

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Knotenverschiebung in global Y; Lastfall 5 Erdbeben 2, 1 cm im Raum = 15.4 mm

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

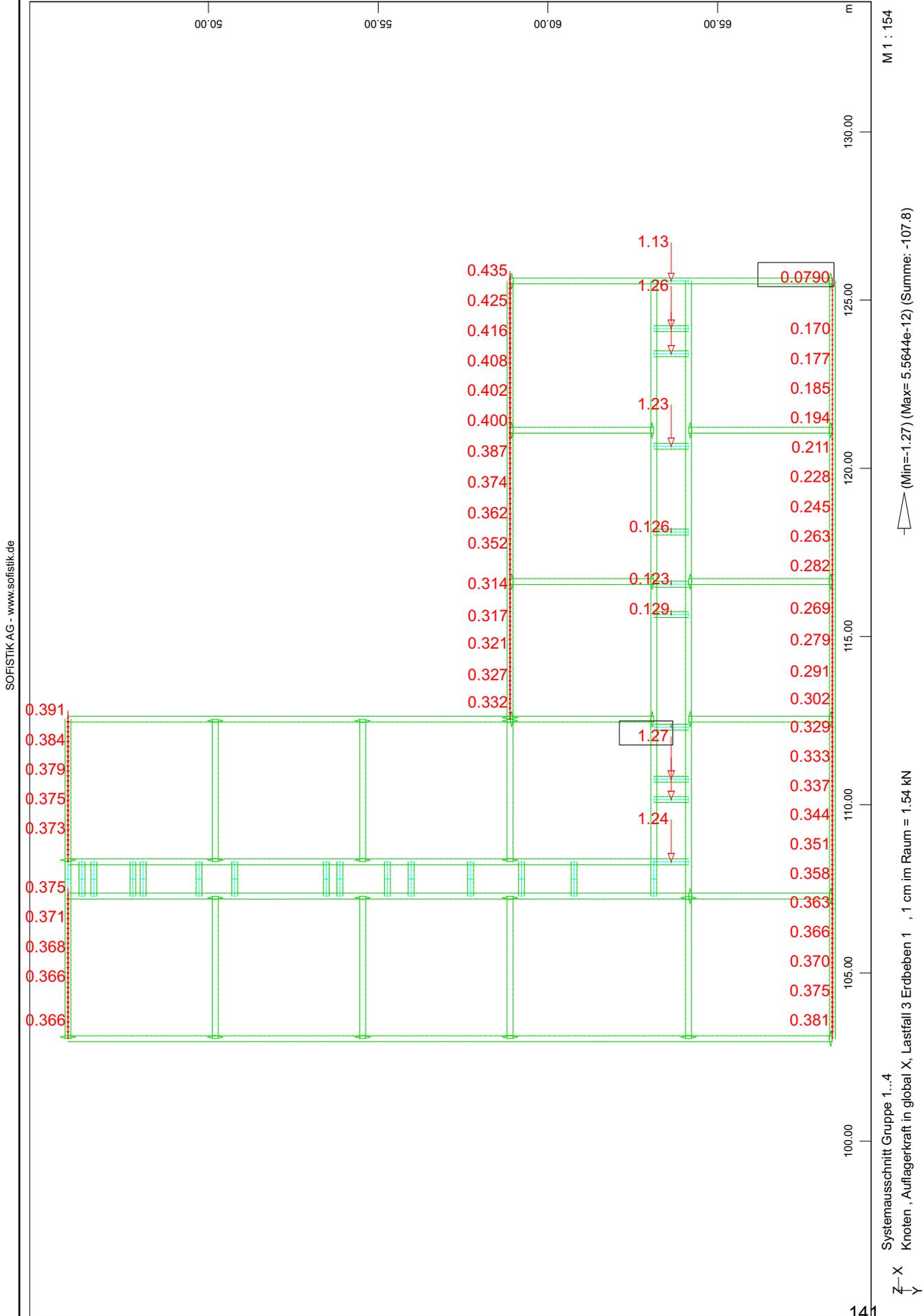
Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

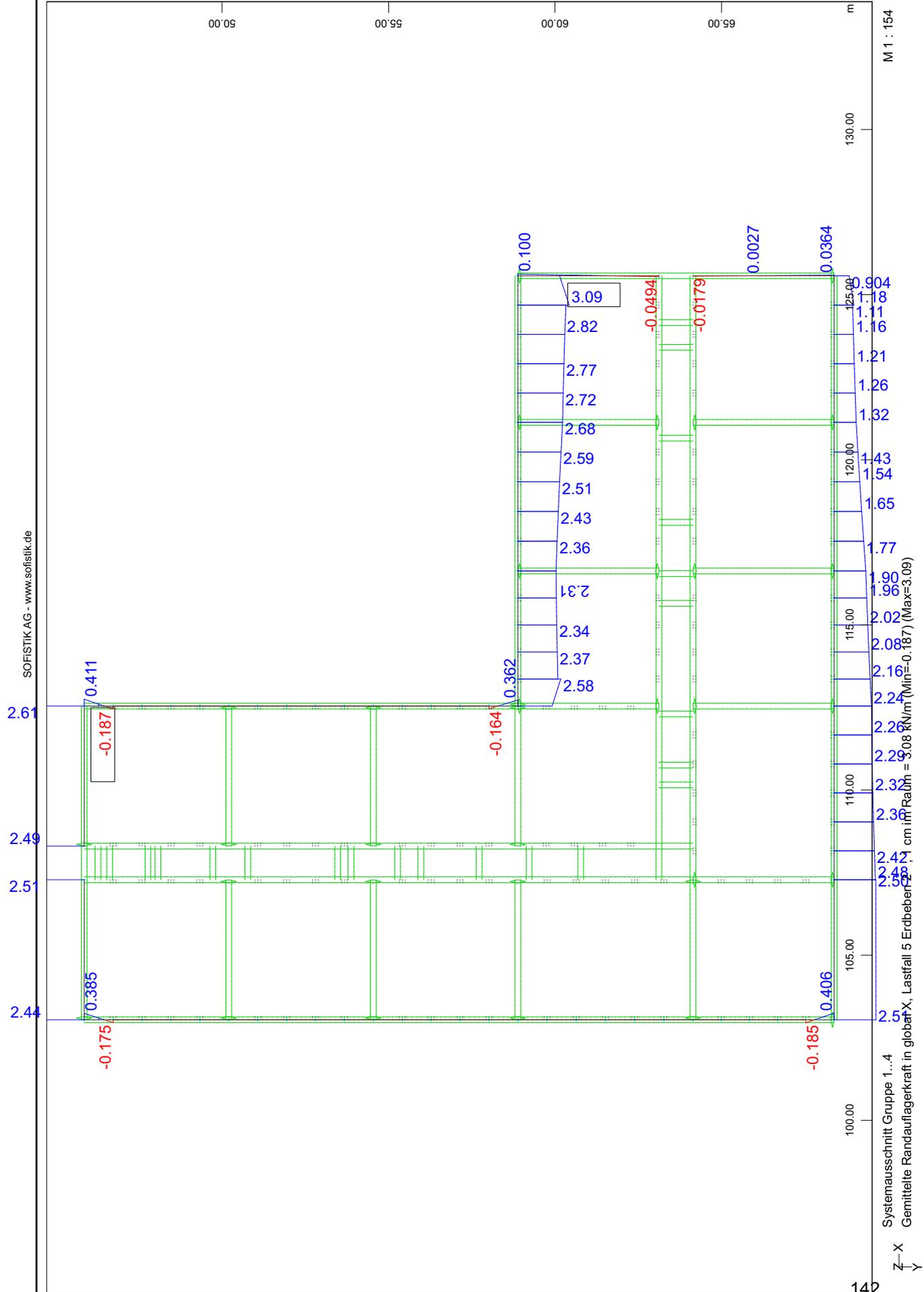
L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 1



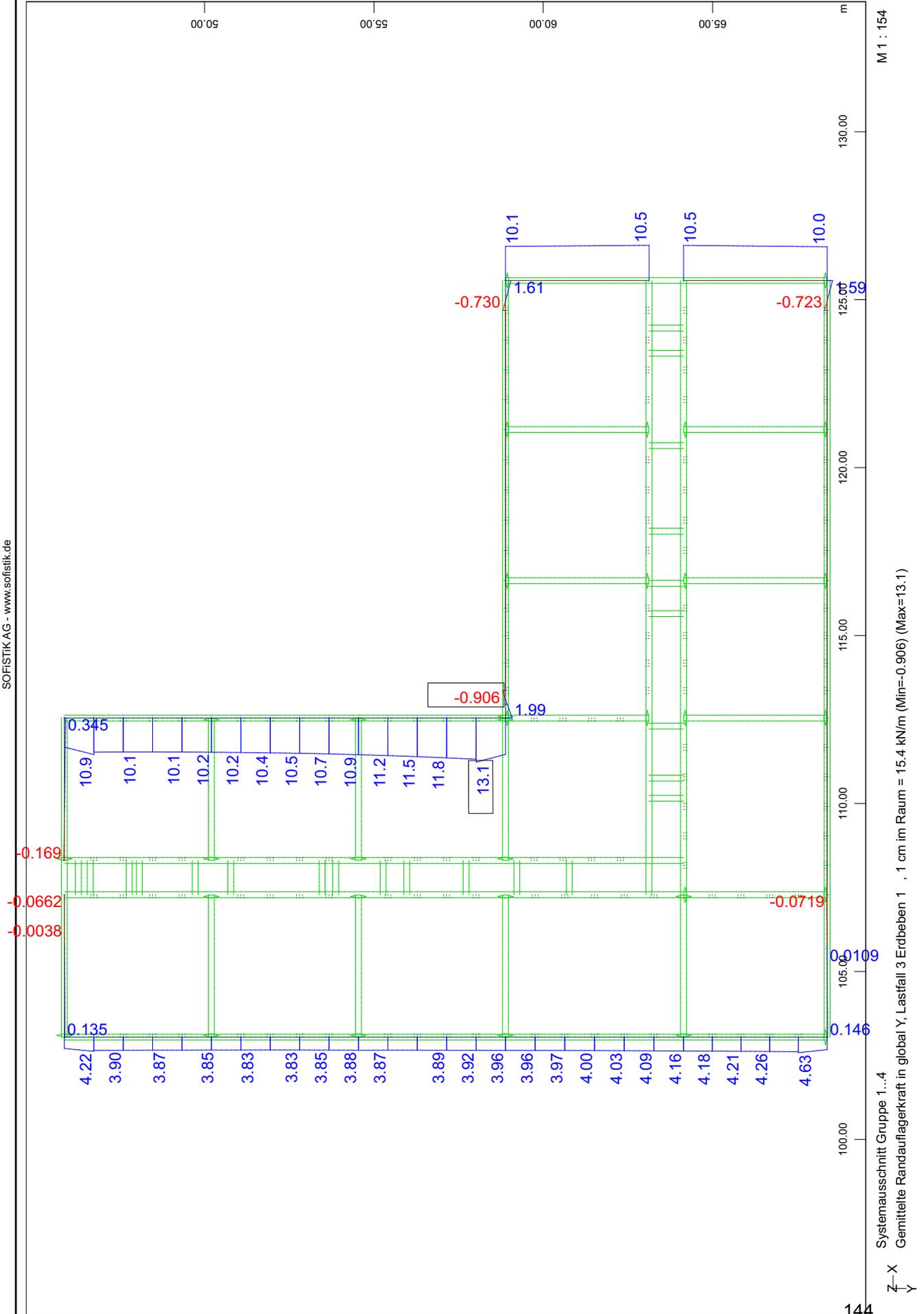
L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 2



L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

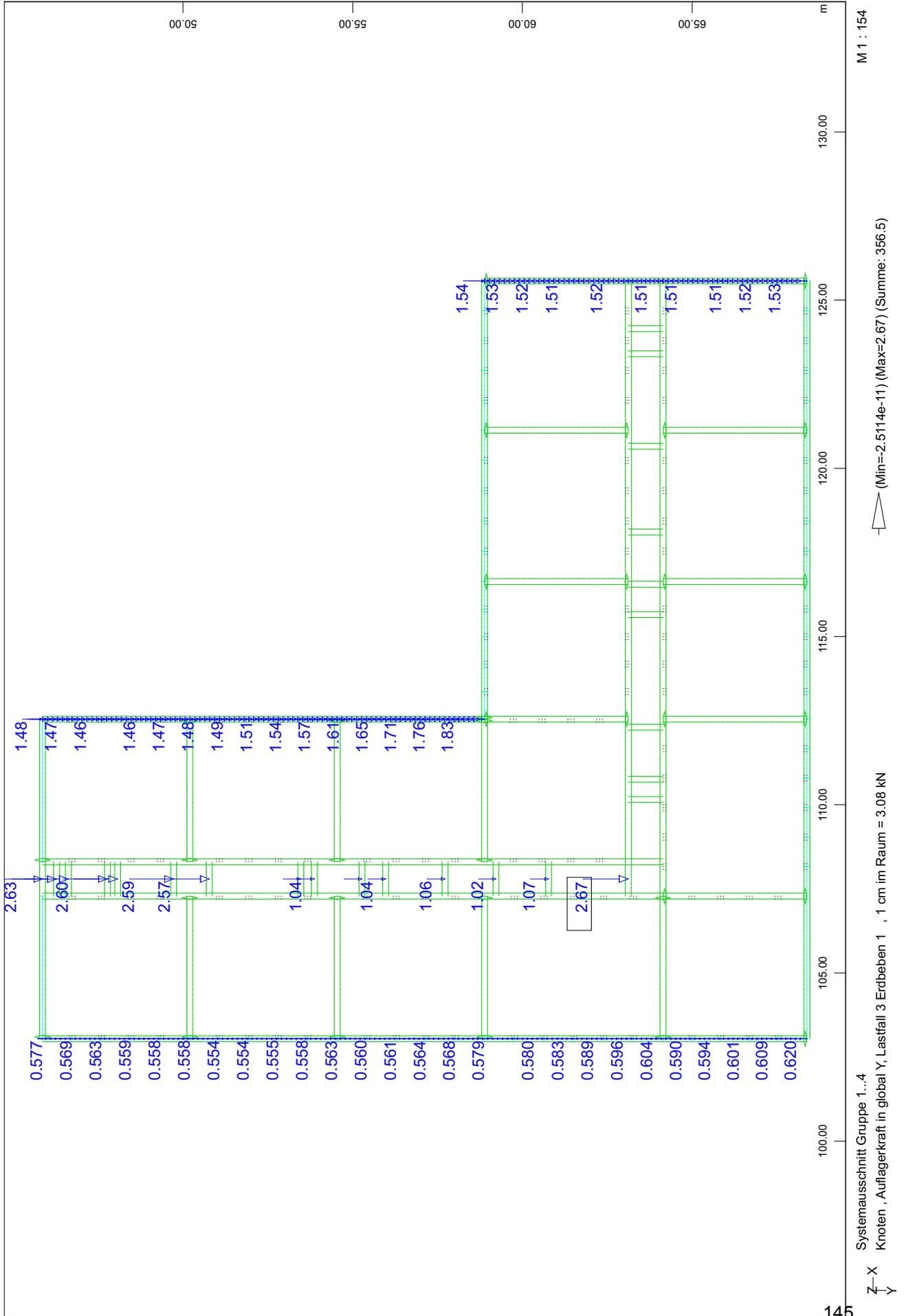
M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global Y, Lastfall 3 Erdbeben 1, 1 cm im Raum = 15.4 kN/m (Min=-0.906) (Max=13.1)

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

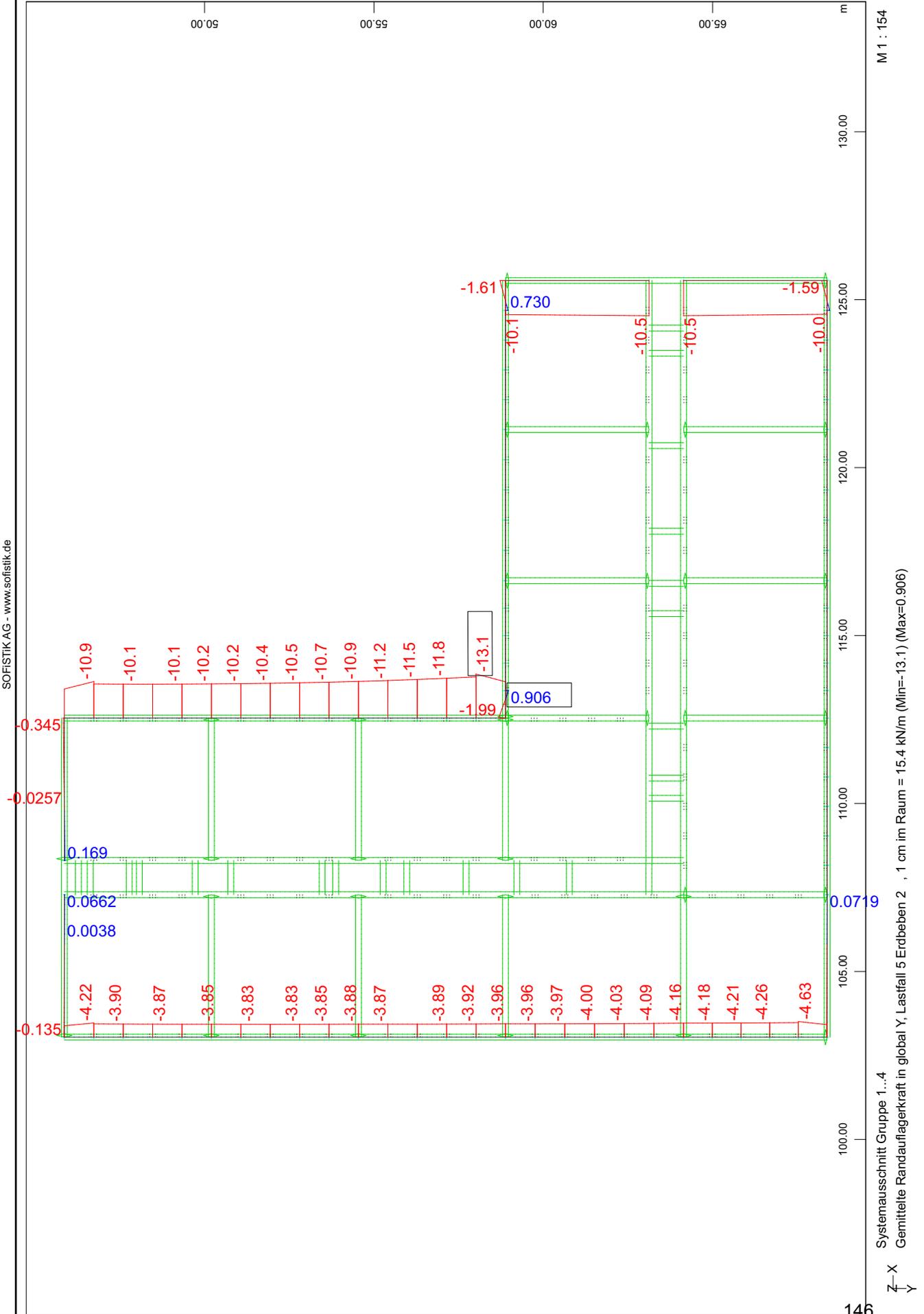
Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

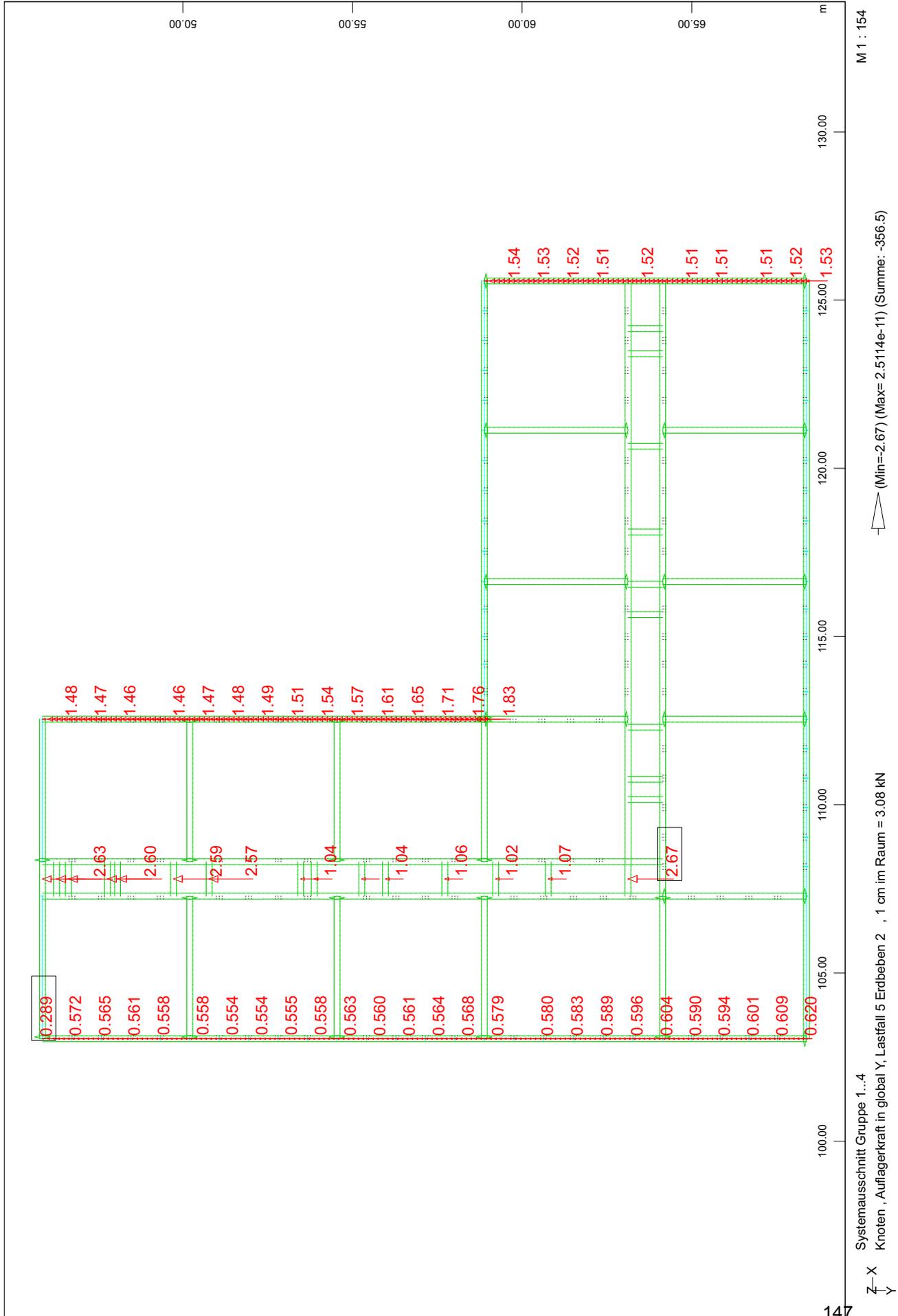
M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global Y, Lastfall 5 Erdbeben 2, 1 cm im Raum = 15.4 kN/m (Min=-13.1) (Max=0.906)

Z-X
Y

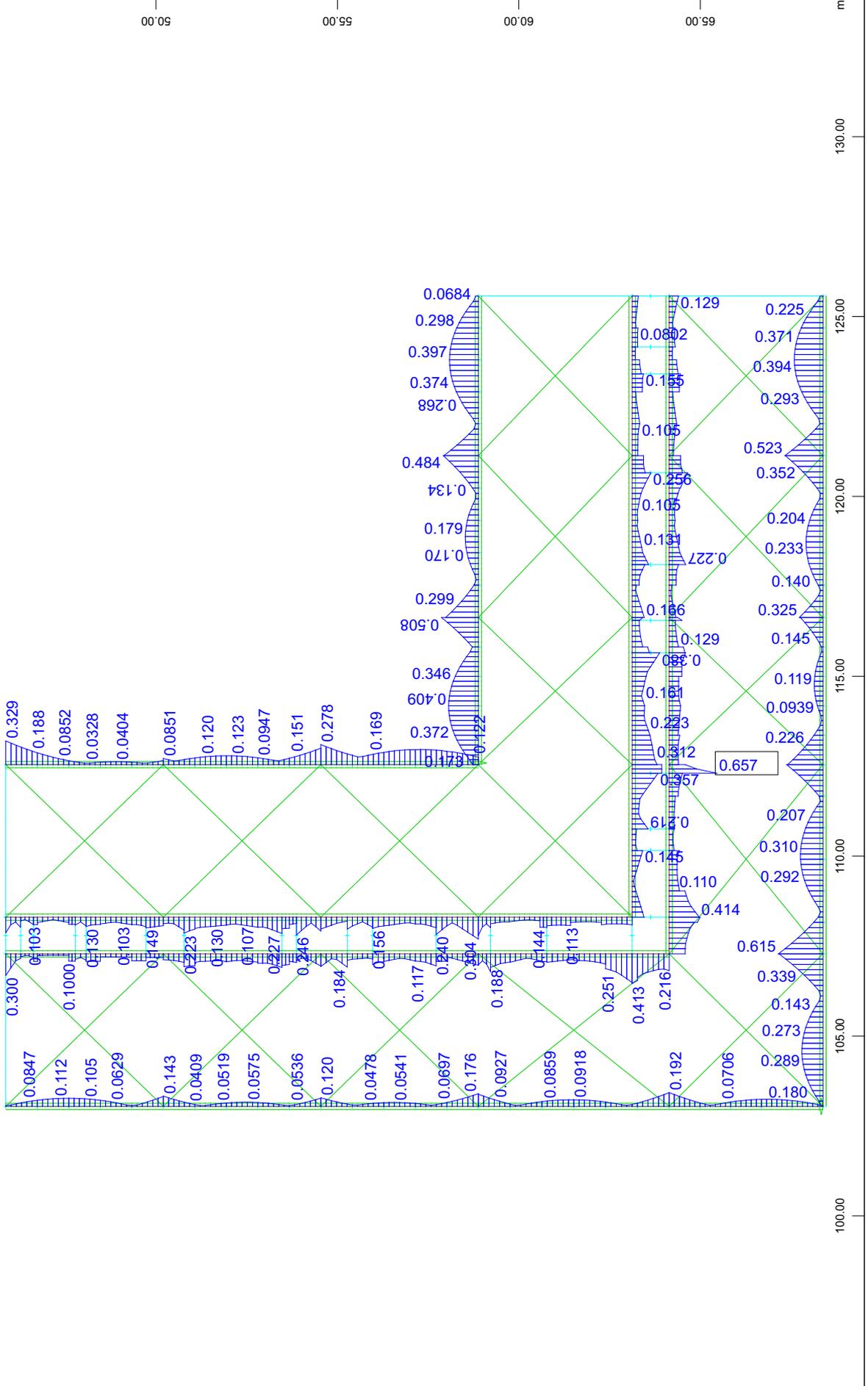
L-Grundriss; Trakttiefe 5m

Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 2



L-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



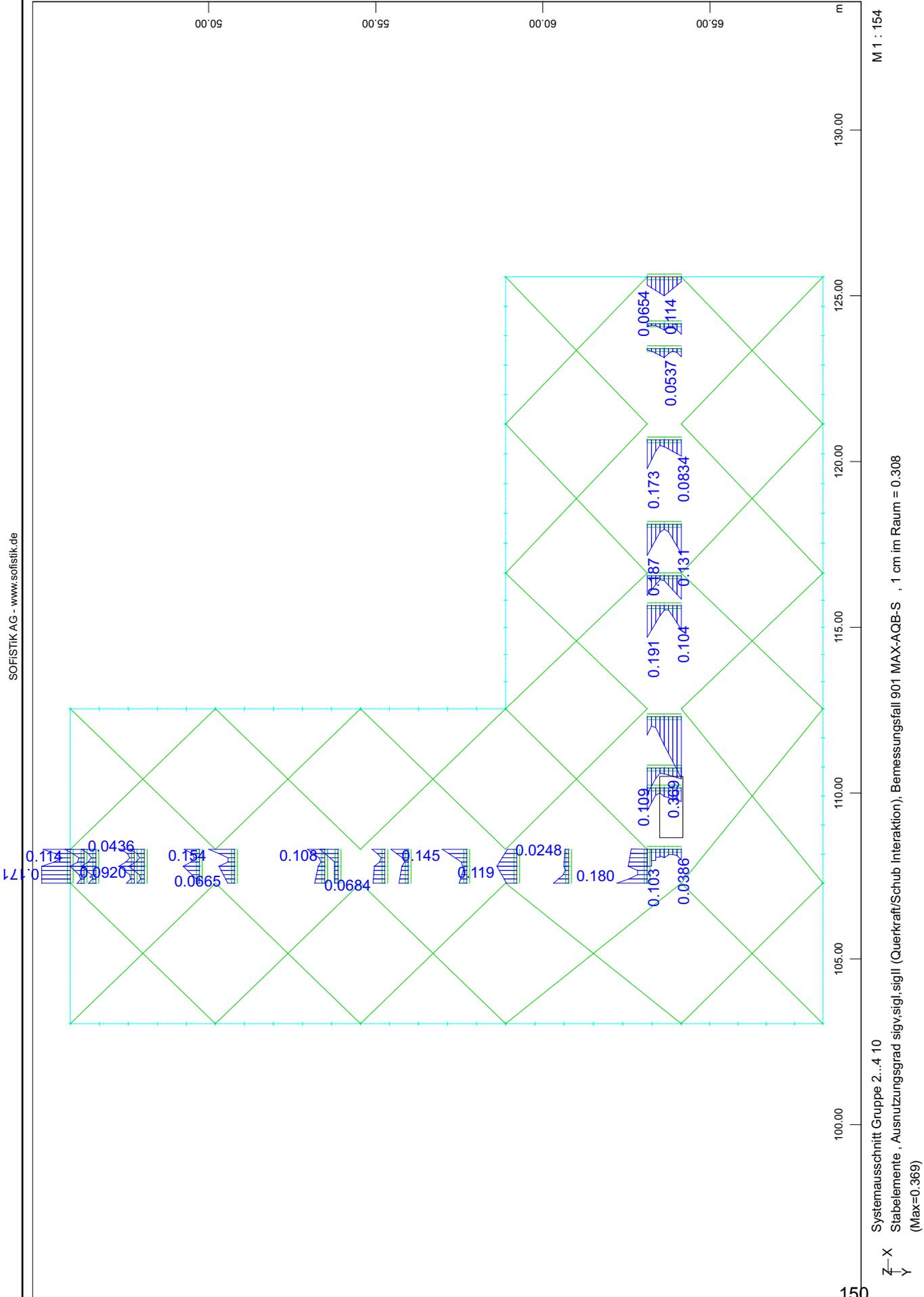
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 1...4 10
 Stabelemente, Ausnutzungsgrad sigv,sigl (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S, 1 cm im Raum = 0.770
 (Max=0.657)

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

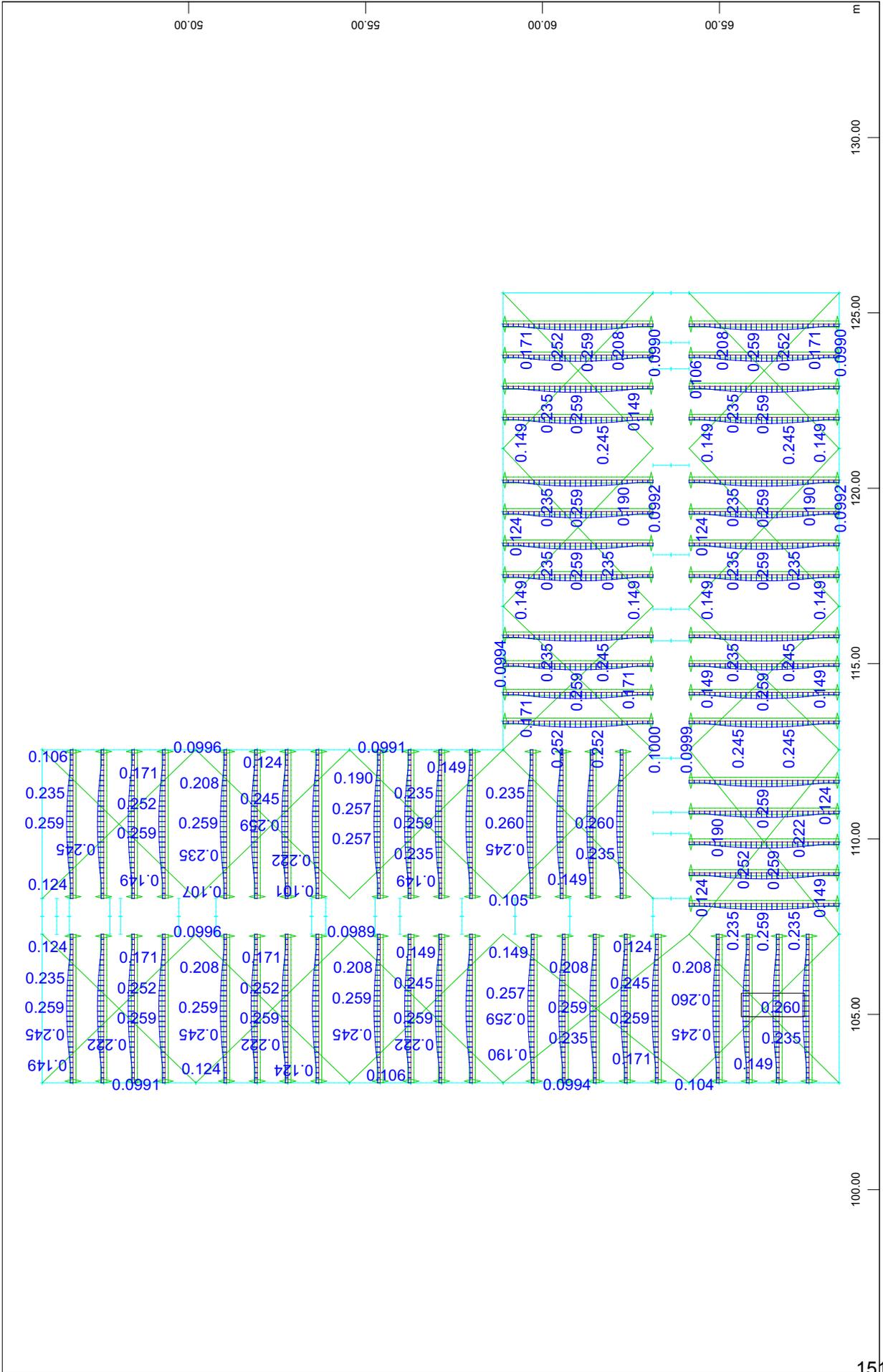
M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 2...4.10
 Stabelemente, Ausnutzungsgrad sigv, sigl, sigll (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S, 1 cm im Raum = 0.308
 (Max=0.369)

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion

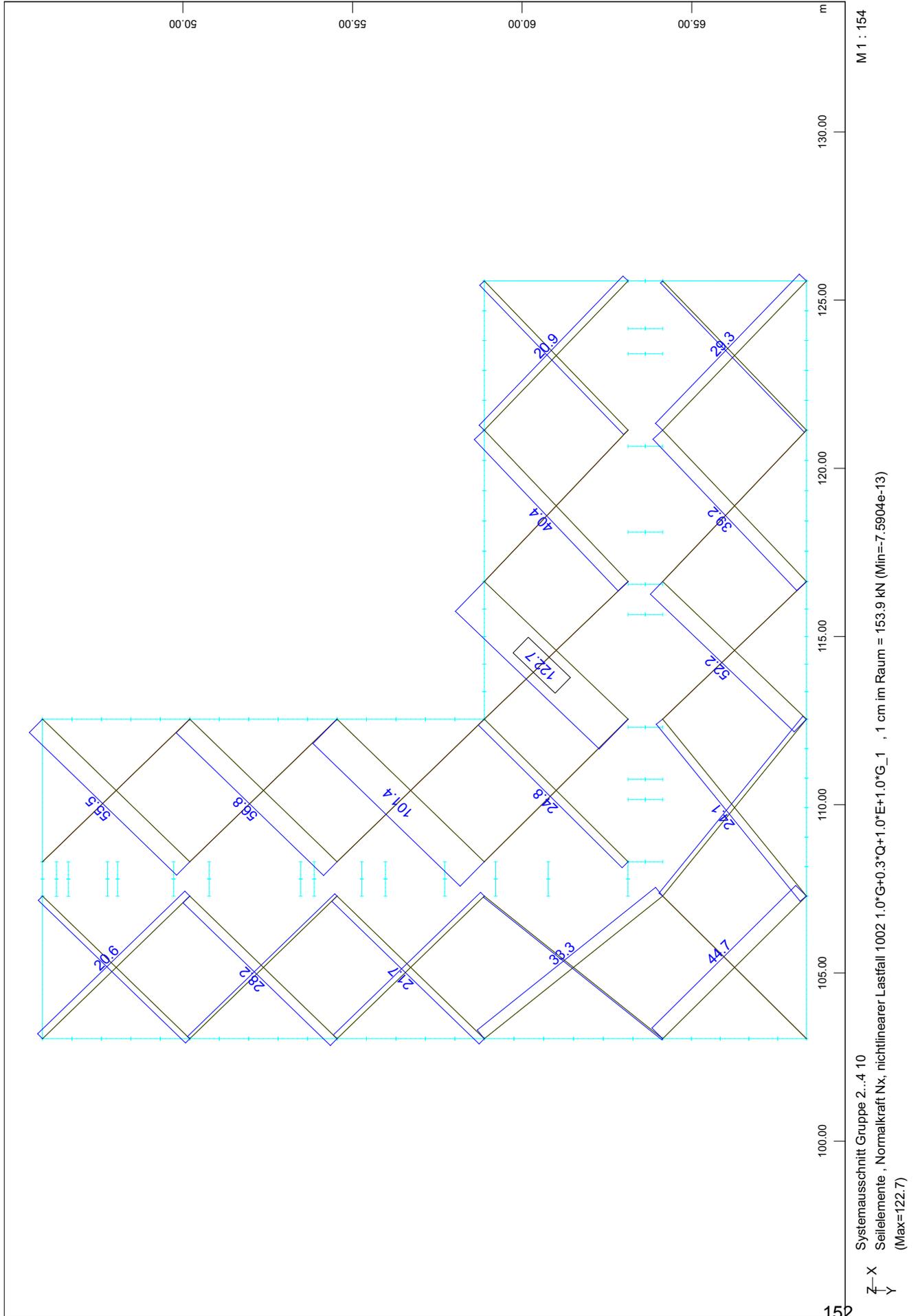


M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 2...5 10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigy,sigI (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 2.29
 (Max=0.260)

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 1



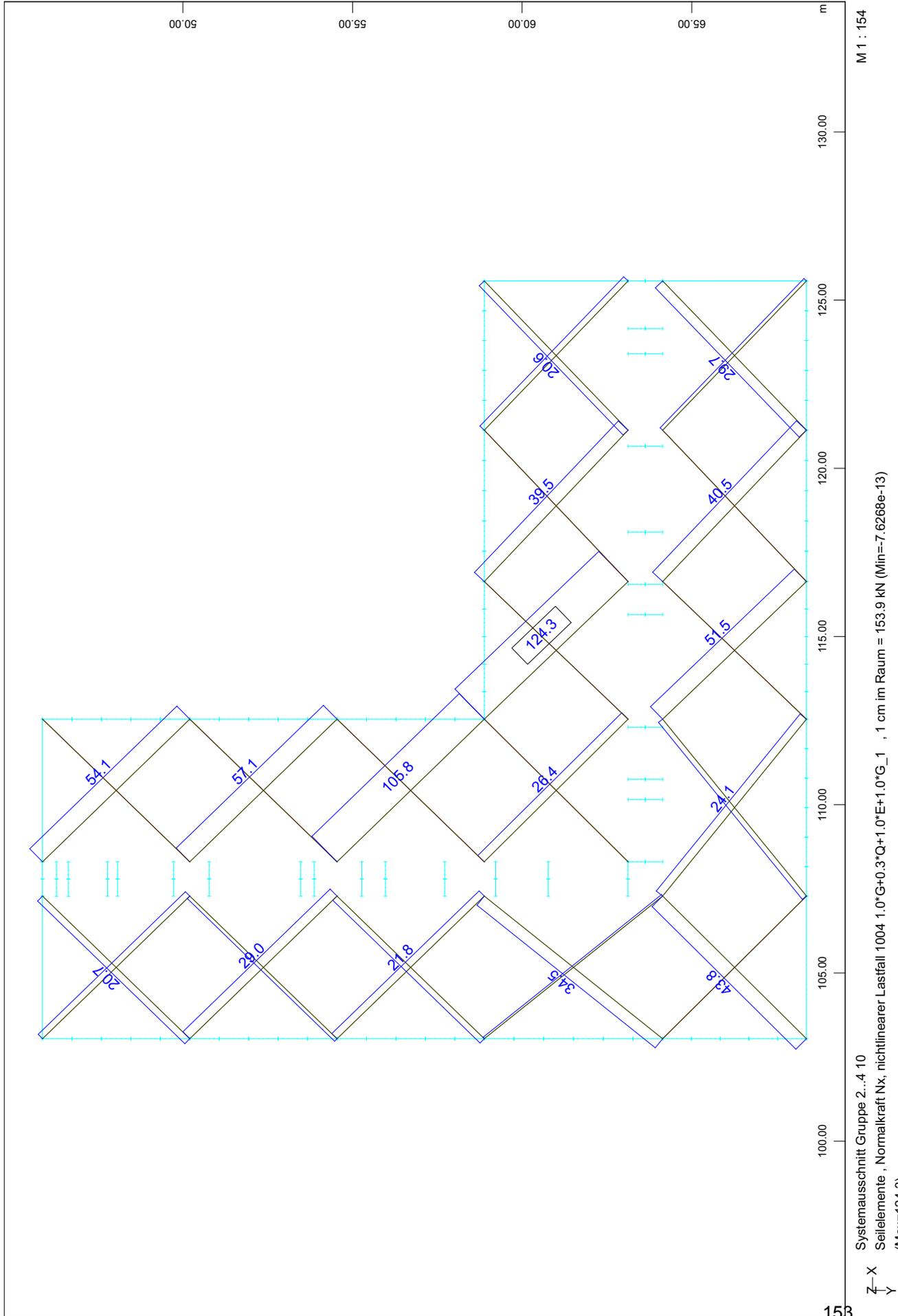
M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 2..4 10
 Seilelemente , Normalkraft Nx, nichtlinearer Lastfall 1002 1.0*G+0.3*Q+1.0*E+1.0*G_1 , 1 cm im Raum = 153.9 kN (Min=-7.5904e-13)
 (Max=122.7)

SOFISTIK AG - www.sofistik.de

L-Grundriss; Trakttiefe 5m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 154

Systemausschnitt Gruppe 2..4 10
 Seilelemente , Normalkraft Nx, nichtlinearer Lastfall 1004 1.0*G+0.3*Q+1.0*E+1.0*G_1 , 1 cm im Raum = 153,9 kN (Min=-7,6268e-13)
 (Max=124.3)

Anhang D

Berechnung L - Grundriss; Trakttiefe 6,0m

1) Berechnungsgrundlagen	155
2) Lastaufstellung	155
3) Massenermittlung der tragenden Wände	156
4) Massenaufstellung	157
5) Erdbebeneinwirkung	157
6) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht	159
7) Berechnung Gesamtsystem mittels Sofistik SSD	160

1.) Berechnungsgrundlagen

ÖNORM EN 1991
ÖNORM EN 1996-1-1, EN 1996-3
ÖNORM EN 1998-1

Baustoffe

Mauerwerk, altes österr. Ziegelformat
Mörteldruckfestigkeit: $f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$
Steindruckfestigkeit: $f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$
(Ansätze, bzw. aus Mauerwerksgutachten)
und daraus ermittelt:
nach EN 1996-1-1/3.6.1.21(3.2) und ÖNORM B 1996-1-1/4.2
Mauerwerksfestigkeit: $f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$

2.) Lastaufstellung

Decken

Ständige Lasten: (Eigengewicht der Konstruktion inkl Aufbau)

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

Tramdecke $2,50 \text{ kN/m}^2$

Decke über 4.0G:

Doppelbaumdecke $3,00 \text{ kN/m}^2$
Dach (Projektion) $0,70 \text{ kN/m}^2$

Wände

$d = 15 \text{ cm}$ $2,80 \text{ kN/m}^2$
 $d = 30 \text{ cm}$ $5,60 \text{ kN/m}^2$
 $d = 45 \text{ cm}$ $8,40 \text{ kN/m}^2$
 $d = 60 \text{ cm}$ $11,20 \text{ kN/m}^2$
 $d = 75 \text{ cm}$ $14,00 \text{ kN/m}^2$

Veränderliche Last:

Decke über EG bis Decke über 3.0G:

$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.0G: (Dachboden Bestand)

$Q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$ Kat. H

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem Theta -Faktor berücksichtigt.

$\Psi_{E,2} = 0,30$ [-]

3.) Massenermittlung der tragenden Wände

DG	h=	3,20 m
d = 45 cm (h=1,0m)	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
68,00	8,50	693,60
20,00	5,80	371,20
36,00	8,50	979,20
16,00	11,20	573,44
		2617,44

4.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
36,00	8,50	979,20
20,00	5,80	371,20
70,00	8,50	1523,20
90,40	2,80	809,98
16,00	11,20	573,44
		4257,02

3.OG	h=	3,20 m
d = 45 cm	DB	0,00 %
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 45 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
36,00	8,50	979,20
20,00	5,80	371,20
70,00	8,50	1523,20
90,40	2,80	809,98
16,00	11,20	573,44
		4257,02

2.OG	h=	3,20 m
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
20,00	5,80	371,20
70,00	11,20	2007,04
90,40	2,80	809,98
52,00	11,20	1863,68
		5051,90

1.OG	h=	3,20 m
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
20,00	5,80	371,20
70,00	11,20	2007,04
90,40	2,80	809,98
52,00	11,20	1863,68
		5051,90

EG	h=	4,00 m
d = 30 cm	DB	0,00 %
d = 75 cm	DB	20,00 %
d = 15 cm	DB	0,00 %
d = 60 cm	DB	0,00 %

L[m]	g [kN/m ²]	[kN]
20,00	5,80	464,00
106,00	11,20	3799,04
90,40	2,80	1012,48
16,00	11,20	716,80
		5992,32

4.) Massenaufstellung

A= 424,00 m² ... Geschossfläche
 z ... Abstand von der klaffenden Fuge im EG

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	Z _i [m]	m _i *Z _i [kNm]
m₅	1568,80	127,20	4745,95	6441,95	17,10	110157,38
m₄	1060,00	254,40	4257,02	5571,42	13,90	77442,79
m₃	1060,00	254,40	4654,46	5968,86	10,70	63866,84
m₂	1060,00	254,40	5051,90	6366,30	7,50	47747,28
m₁	1060,00	254,40	5522,11	6836,51	4,30	29397,00
				31185,06		328611,30

in kg: 3118505,60

5.) Erdbebeneinwirkung

Bedeutungskategorie (EN 1998-1 : 2005 S. 57)

y_i= 1,00

	y _i	
I	0,80	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit
II	1,00	gewöhnliche Bauwerke die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	1,20	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand wichtig ist (Schulen,...)
IV	1,40	Bauwerke deren Erdbebenwiderstand sehr wichtig ist (Krankenhäuser,...)

Referenzbodenbeschleunigung:
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

a_{gR}= 0,80 m/s²

Erdbebenzone:
 (ÖNORM B 1998-1 S.17)

3 Wien, südwestlich der Donau

horizontale Bodenbeschleunigung:

a_g= y_i * a_{gR} = 0,80 m/s²

Gesamterdbebenkraft:

F_b = S_d(T) * m * λ = **4064,45 kN**

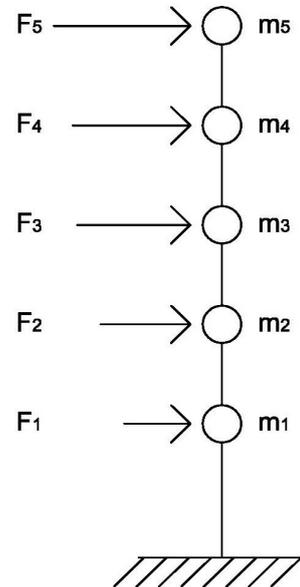
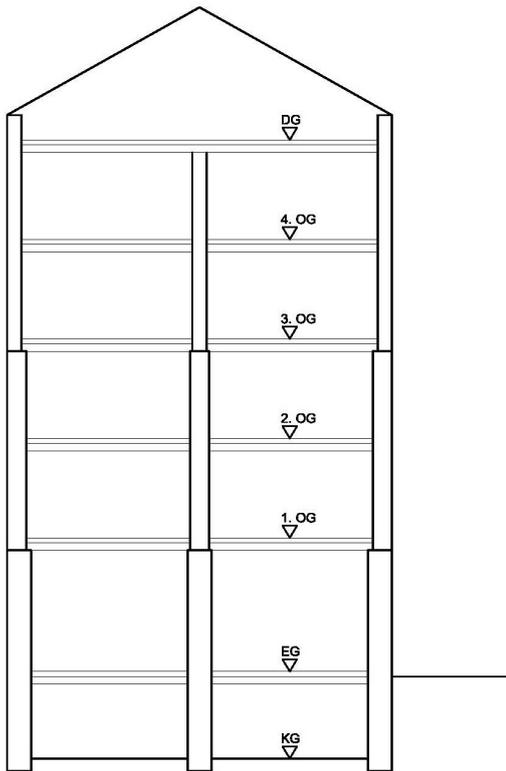
S_d(T) = a_g * S * 2,5/q = 1,53 m/s² ...vereinfacht am oberen Plateau angenommen

S= 1,15 ...Bodenparameter lt. Baugrundklasse (EN 1998-1 : 2005 S.41)

q= 1,50 ...Verhaltensbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.45)

λ= 0,85 ...Korrekturbeiwert (EN 1998-1 : 2005 S.61)

Erdbebenkräfte pro Geschoß:



Decke über ...	F_i [kN]
4.OG	1362,49
3.OG	957,86
2.OG	789,94
1.OG	590,57
EG	363,60

6.) Erdbebenkräfte mit Dachausbau leicht

(schubsteife oberste Geschößdecke vorausgesetzt)

• Massenzusammenstellung mit DG -Ausbau

A= 424,00 m² ...Geschossfläche
 z ...Abstand von der klaffenden Fuge im EG

q= 6,24 kN/m² ...ständige Last aus DG-Ausbau leicht
 p= 0,96 kN/m² ...veränderliche Last aus DG-Ausbau leicht

	G _{Decke} [kN]	P _{Decke} [kN]	G _{Wand} [kN]	m _{i,total} [kN]	Z _i [m]	m _i *z _i [kNm]
m₆	881,92	40,70	-	922,62	19,80	18267,96
m₅	1763,84	81,41	-	1845,25	17,10	31553,74
	1568,80	127,20	4745,95	6441,95	17,10	110157,38
m₄	1060,00	254,40	4257,02	5571,42	13,90	77442,79
m₃	1060,00	254,40	4654,46	5968,86	10,70	63866,84
m₂	1060,00	254,40	5051,90	6366,30	7,50	47747,28
m₁	1060,00	254,40	5522,11	6836,51	4,30	29397,00

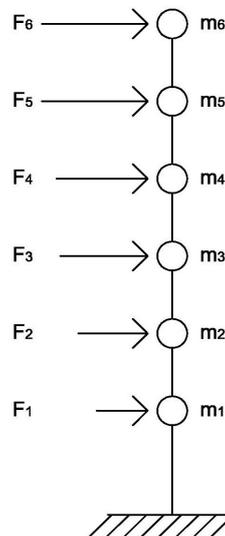
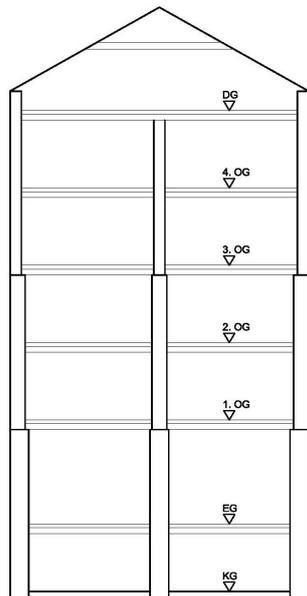
33952,93 378433,00

in kg: 3395292,80

• Aufteilung der Erdbebenkräfte unter der Kapazität des Bestandes

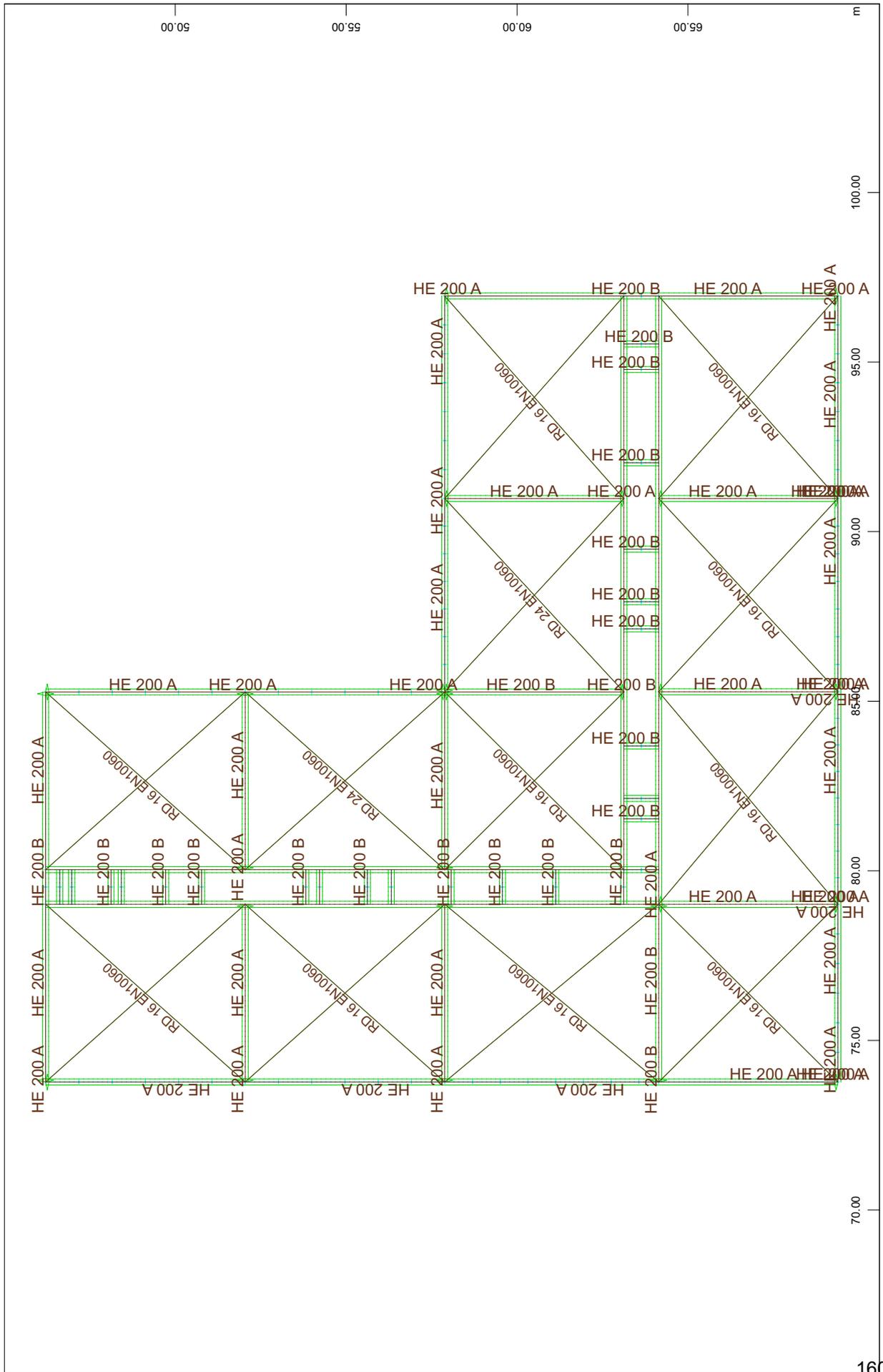
κ= 26,00 % F_b*κ= 1056,76 kN

Decke über...	F _i [kN]
DG	51,01
4.OG	395,72
3.OG	216,26
2.OG	178,35
1.OG	133,33
EG	82,09



L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Querschnitt



M 1 : 159

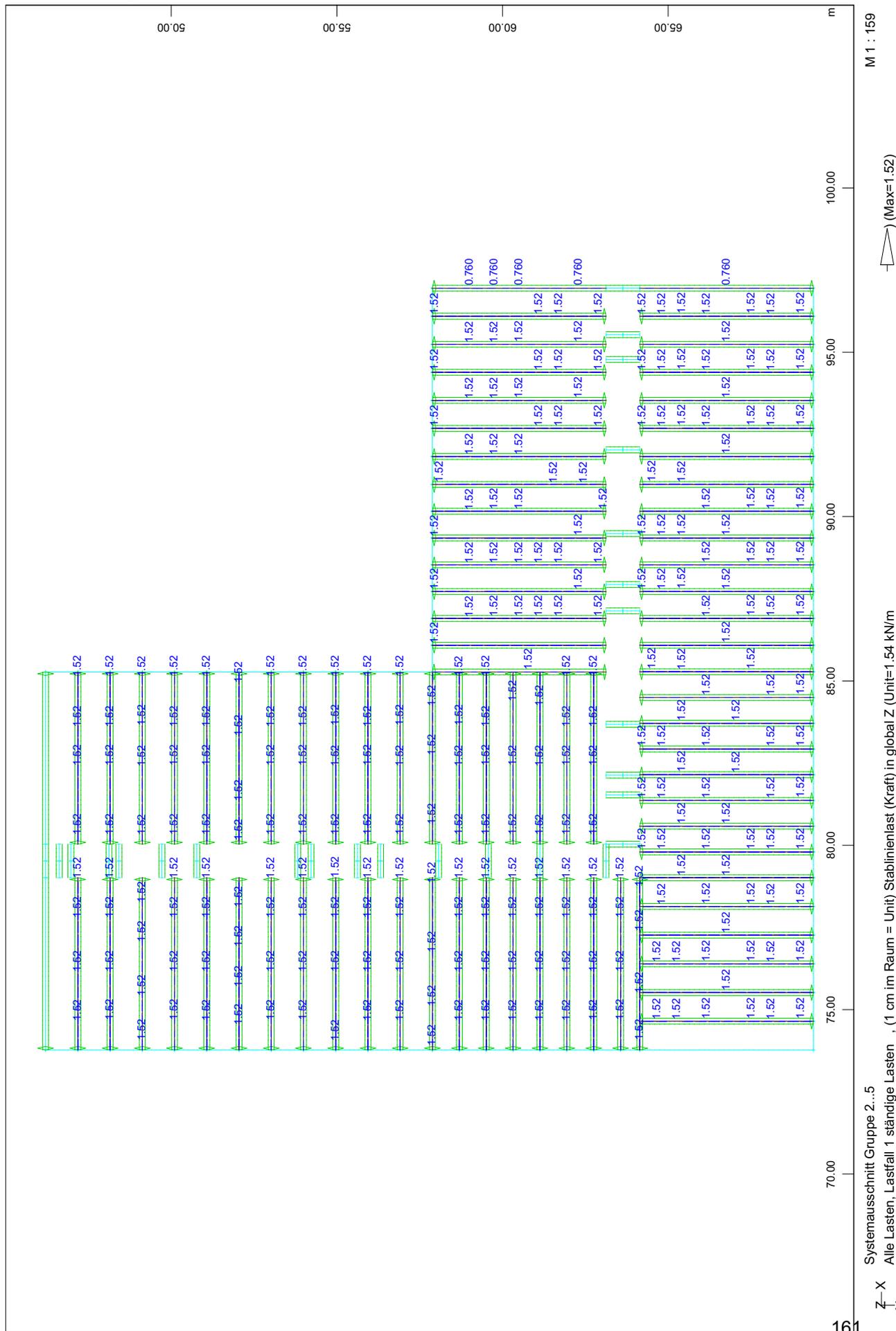
SOFTISTIK AG - www.softistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1...4 10
 Stabelemente , Querschnittsbezeichnungen
 Seilelemente , Querschnittsbezeichnungen

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

ständige Lasten

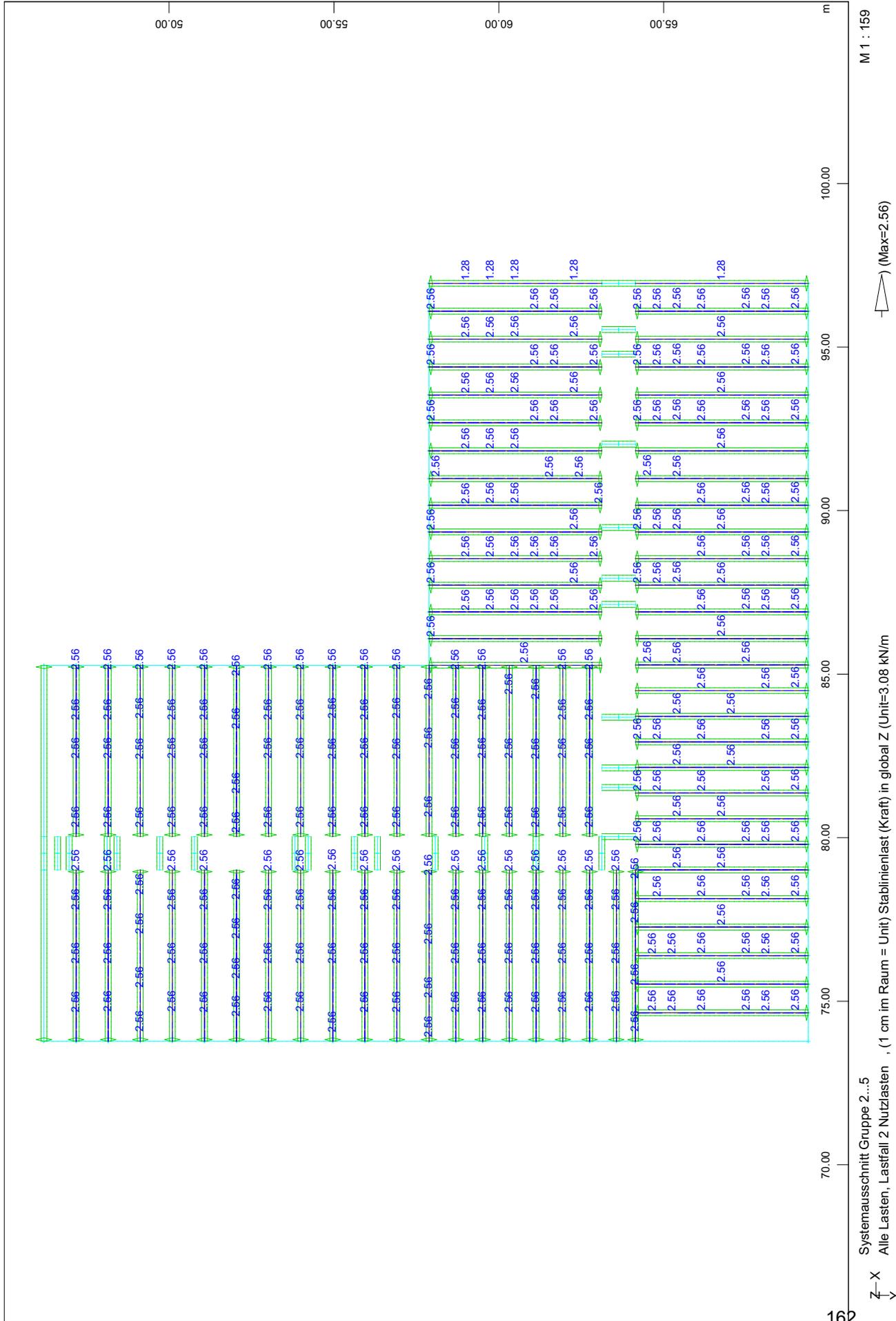


SOFISTIKAG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Alle Lasten, Lastfall 1 ständige Lasten, (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global Z (Unit=1.54 kN/m)



L-Grundriss; Trakttiefe 6m
veränderliche Lasten



SOFISTIKAG - www.sofistik.de

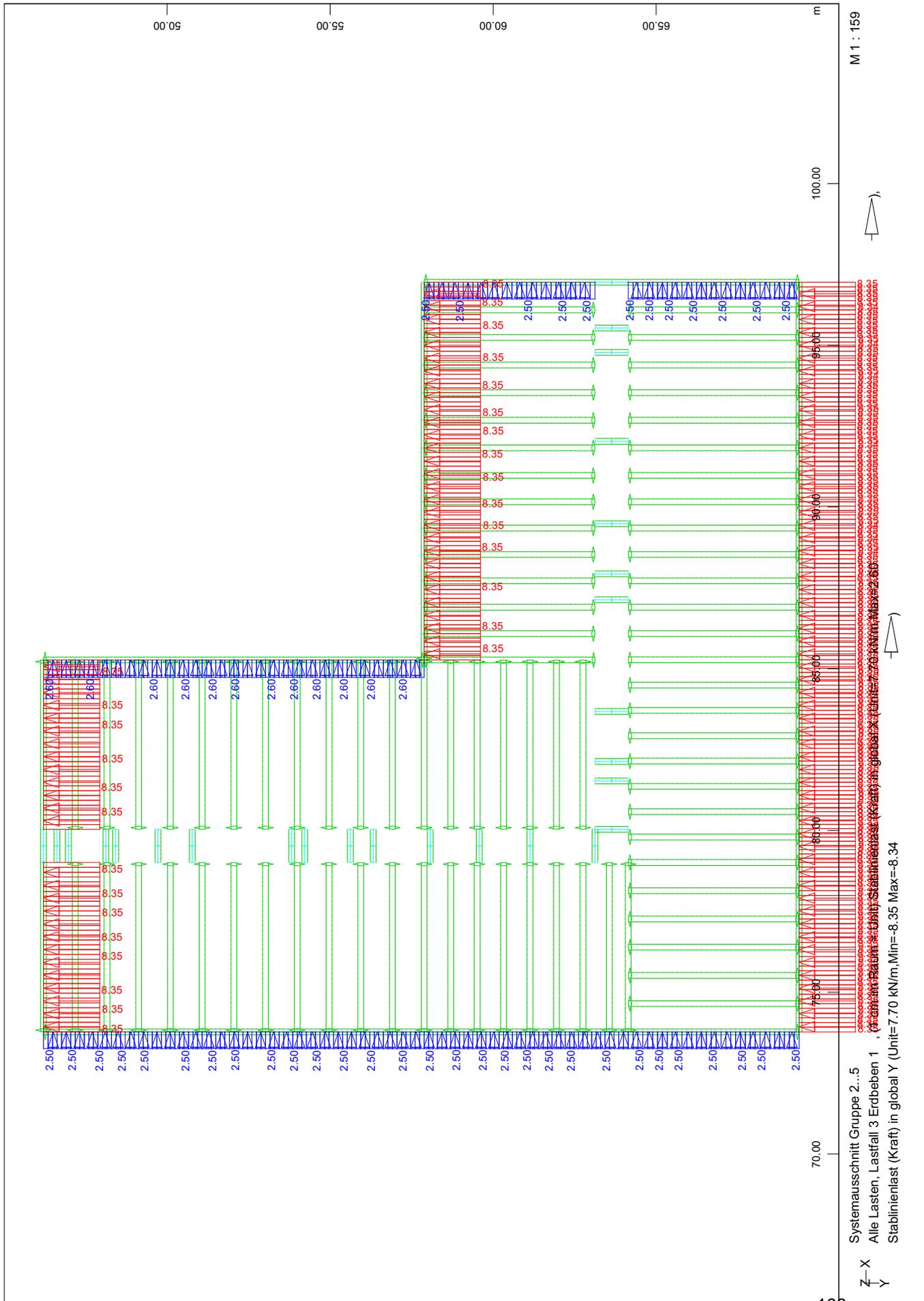
M 1 : 159

(Max=2.56)

Systemausschnitt Gruppe 2...5
Alle Lasten, Lastfall 2 Nutzlasten, (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global Z (Unit=3.08 kN/m)

Z-X
Y

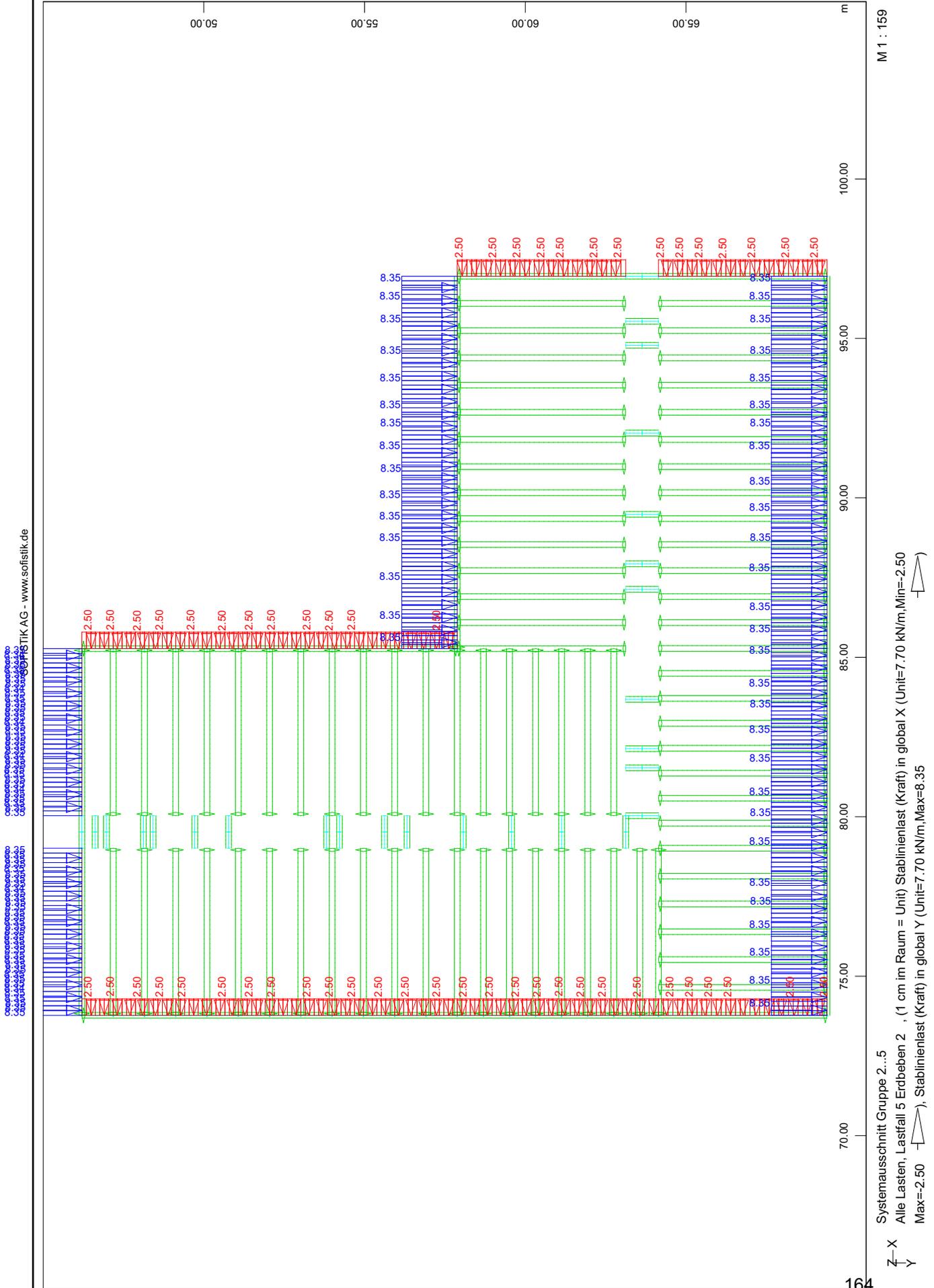
L-Grundriss; Trakttiefe 6m
Erdbebenlasten 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Alle Lasten, Lastfall 3 Erdbeben 1 , (Zentral-Raum-Unit) Stablinienlast (Kraft) in global X (Unit=7.70 kN/m, Min=-8.35 Max=8.34)
 Stablinienlast (Kraft) in global Y (Unit=7.70 kN/m, Min=-8.35 Max=8.34)

L-Grundriss; Trakttiefe 6m
Erdbebenlasten 2



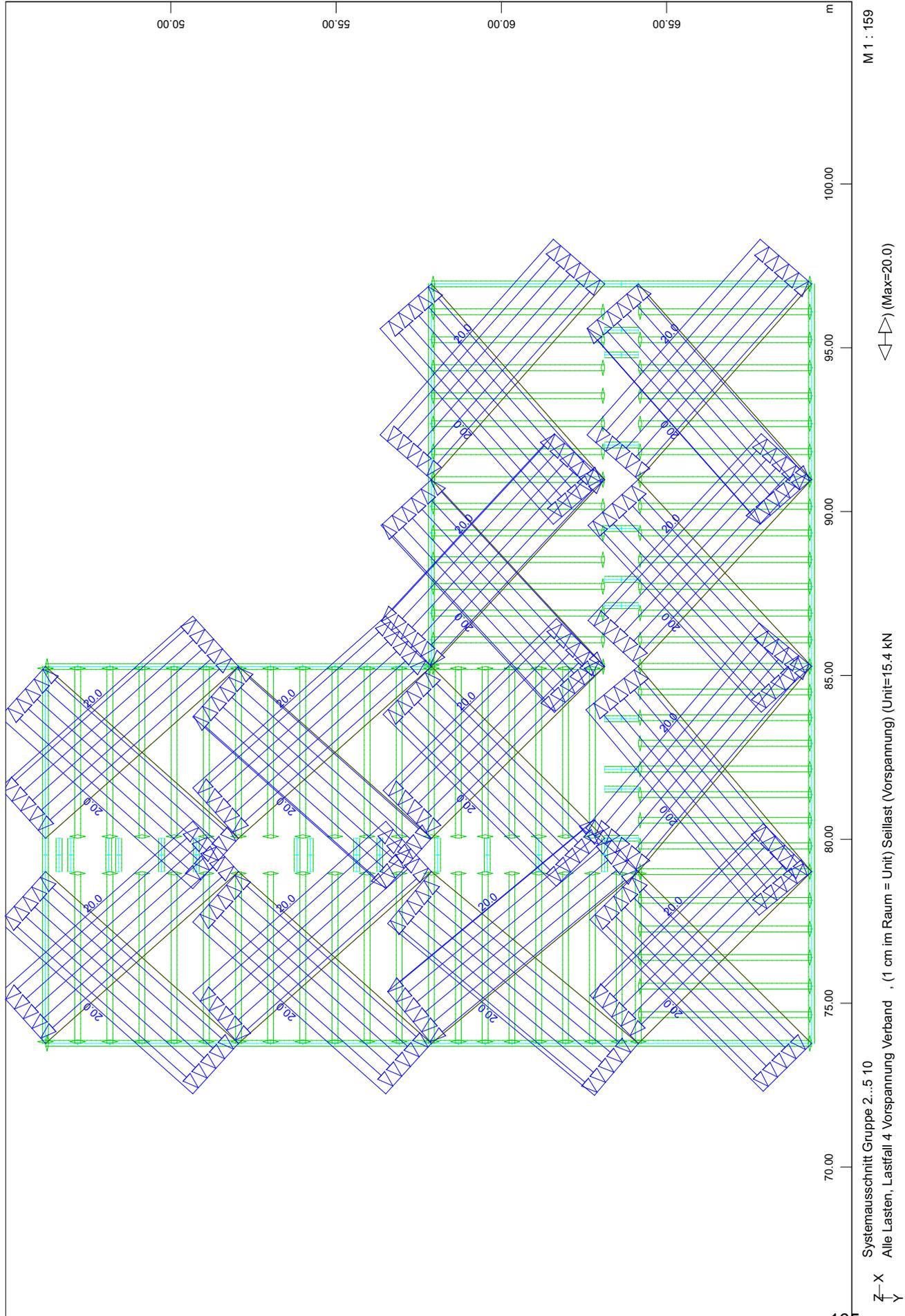
M 1 : 159

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Alle Lasten, Lastfall 5 Erdbeben 2 , (1 cm im Raum = Unit) Stablinienlast (Kraft) in global X (Unit=7.70 kN/m, Min=-2.50
 Max=-2.50 , Stablinienlast (Kraft) in global Y (Unit=7.70 kN/m, Max=8.35

Z-X
 Y

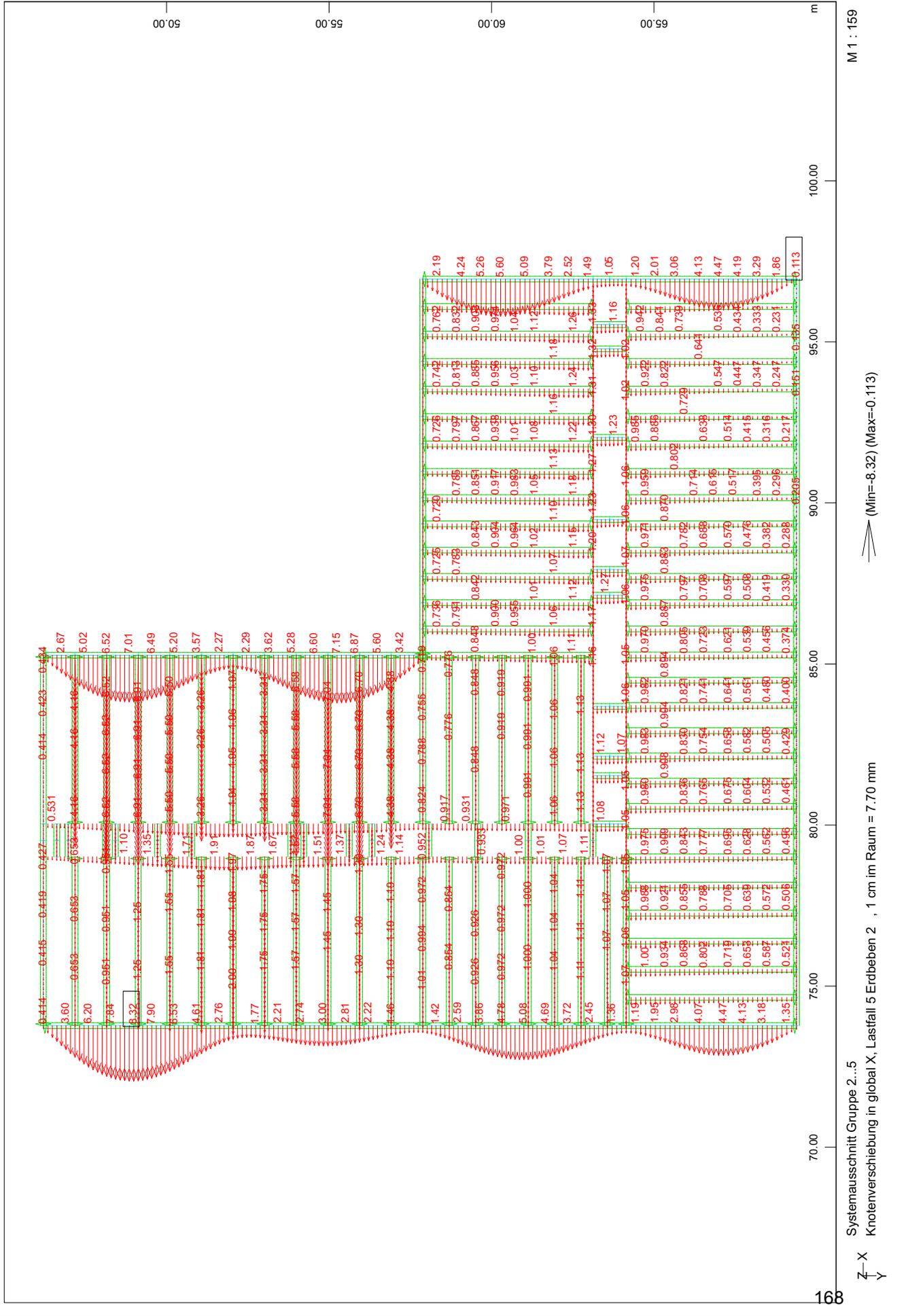
L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Vorspankräfte Verband



L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 2 in x-Richtung



SOFISTIKAG - www.sofistik.de

M 1 : 159

(Min=-8.32) (Max=0.113)

Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Knotenverschiebung in global X, Lastfall 5 Erdbeben 2, 1 cm im Raum = 7.70 mm

Z-X
 Y

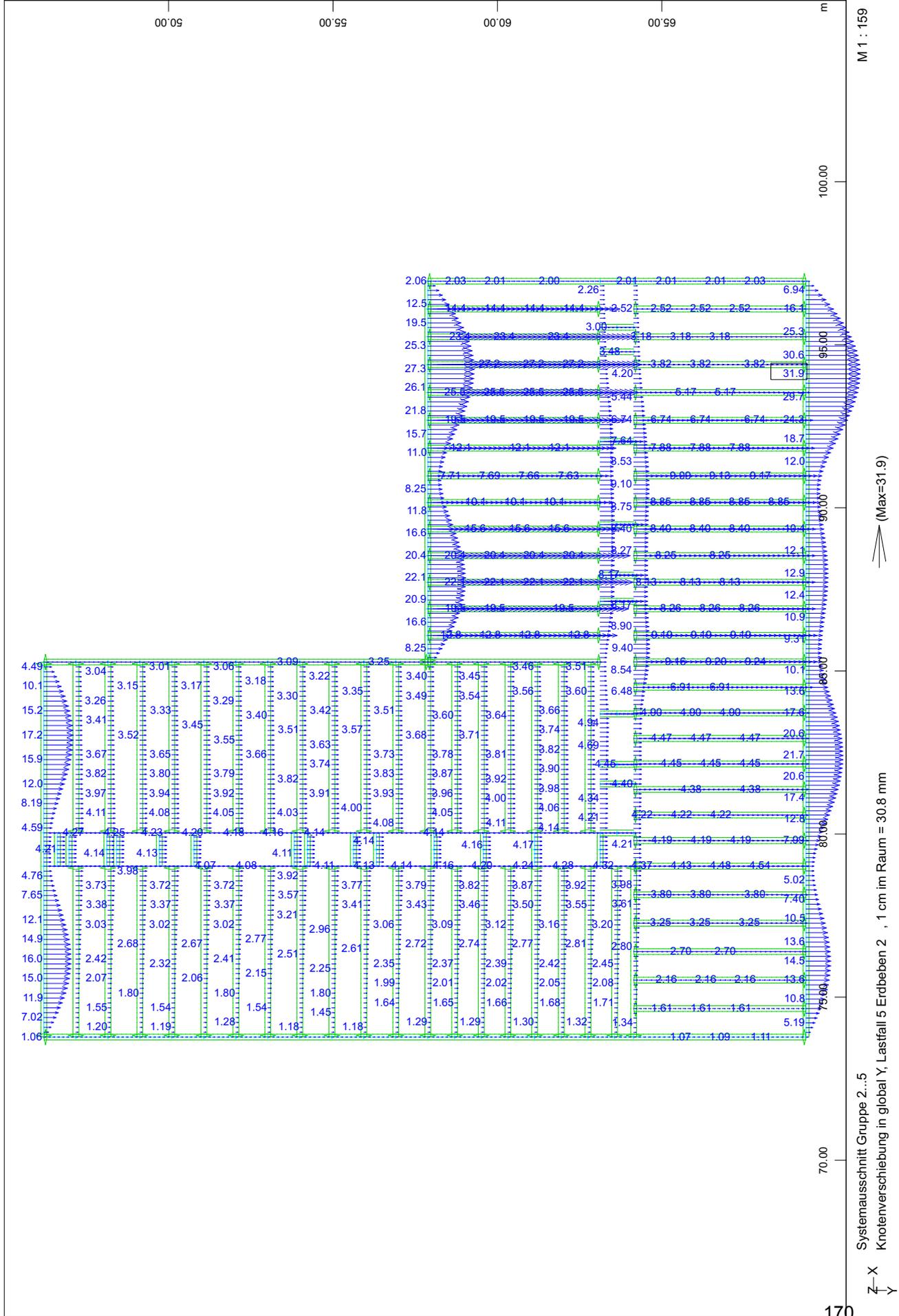
L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 1 in y-Richtung



L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Verformungen zufolge Erdbebenlast 2 in y-Richtung



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 159

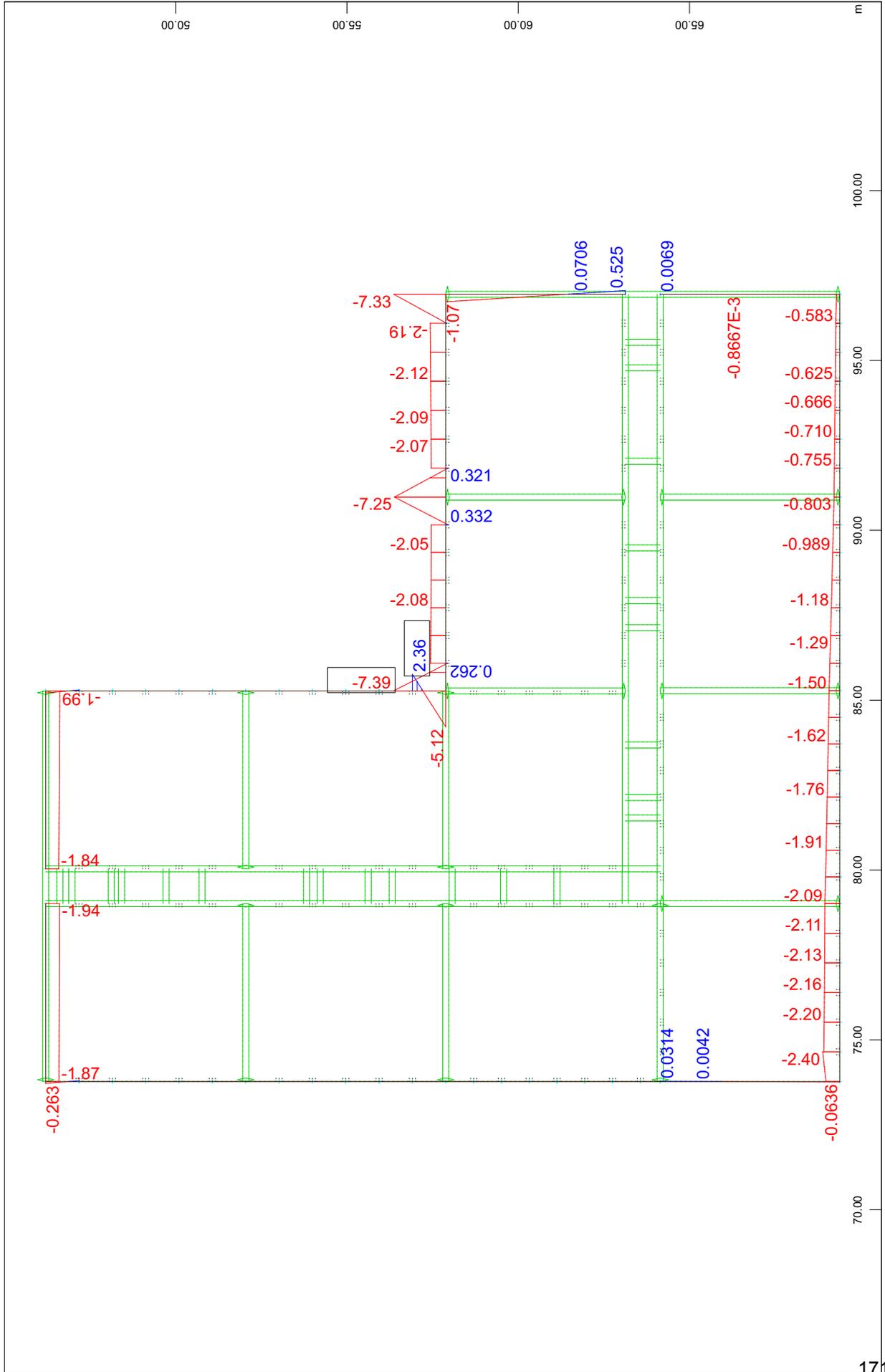


Systemausschnitt Gruppe 2...5
 Knotenverschiebung in global Y; Lastfall 5 Erdbeben 2, 1 cm im Raum = 30.8 mm



L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Randauflagerkräfte zuzufolge Erdbebenlast 1



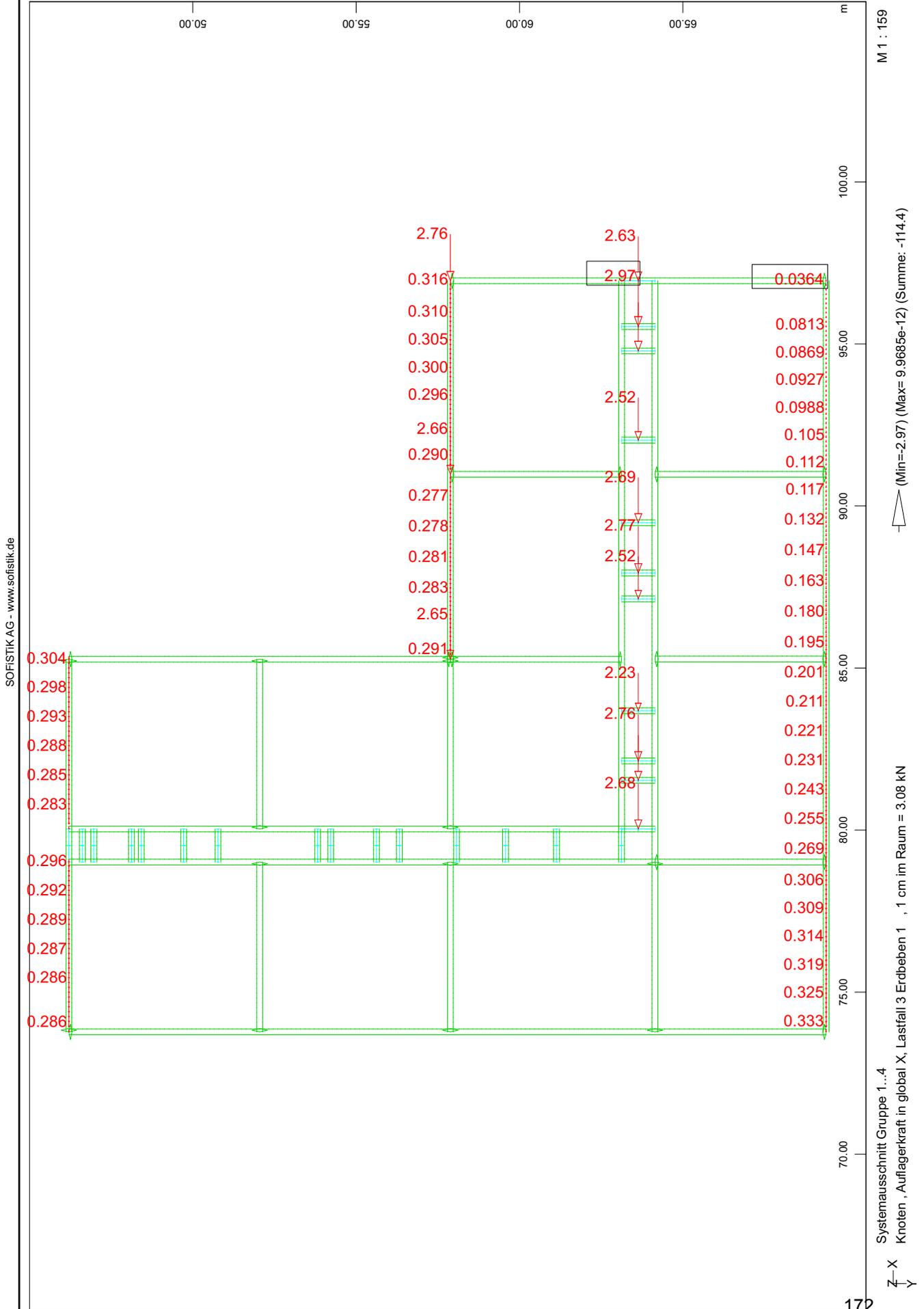
M 1 : 159

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global X, Lastfall 3 Erdbeben 1, 1 cm im Raum = 7.70 kN/m (Min=-7.39) (Max=2.36)

Z-X
 Y

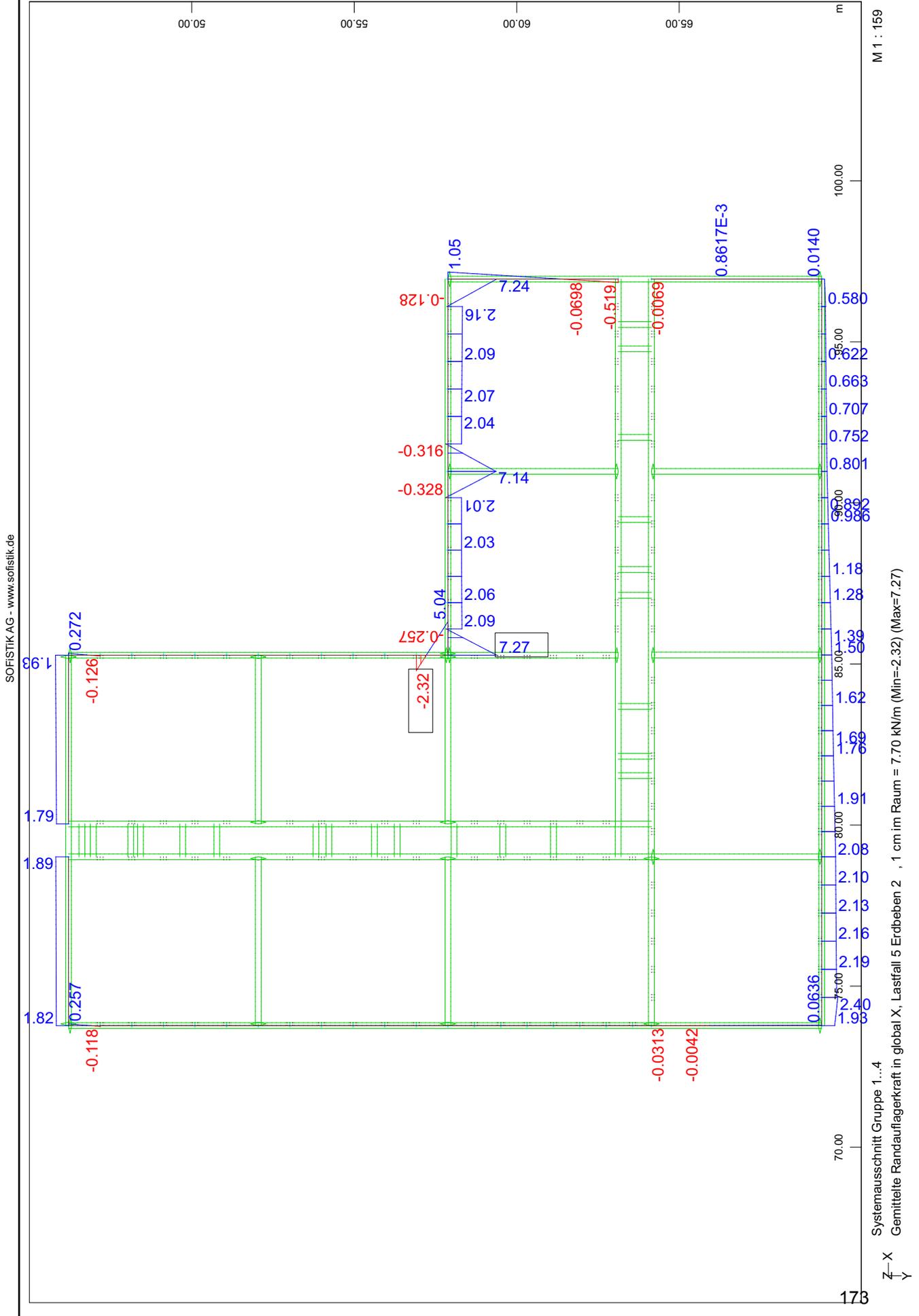
L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 1



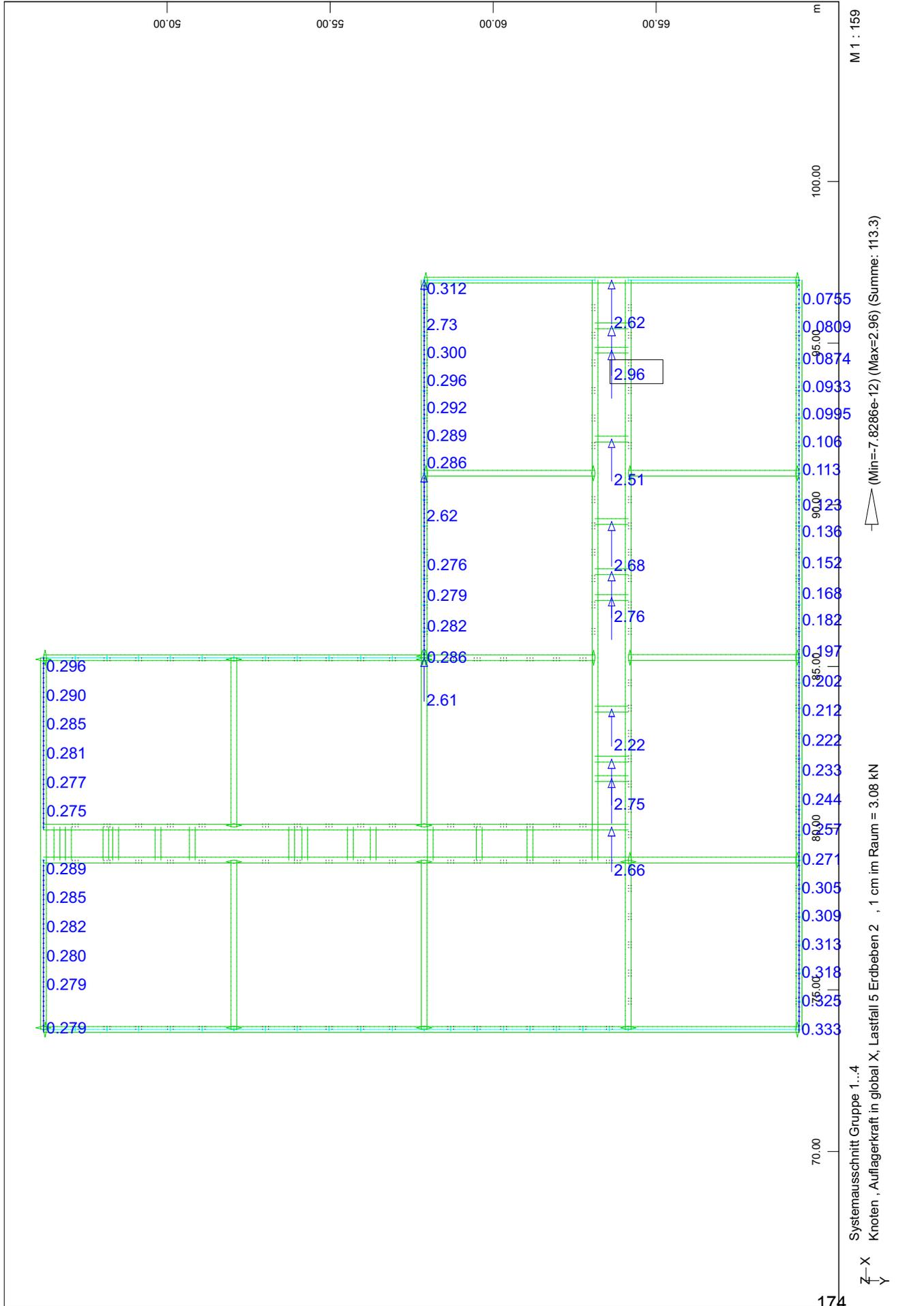
L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 2



L-Grundriss; Trakttiefe 6m

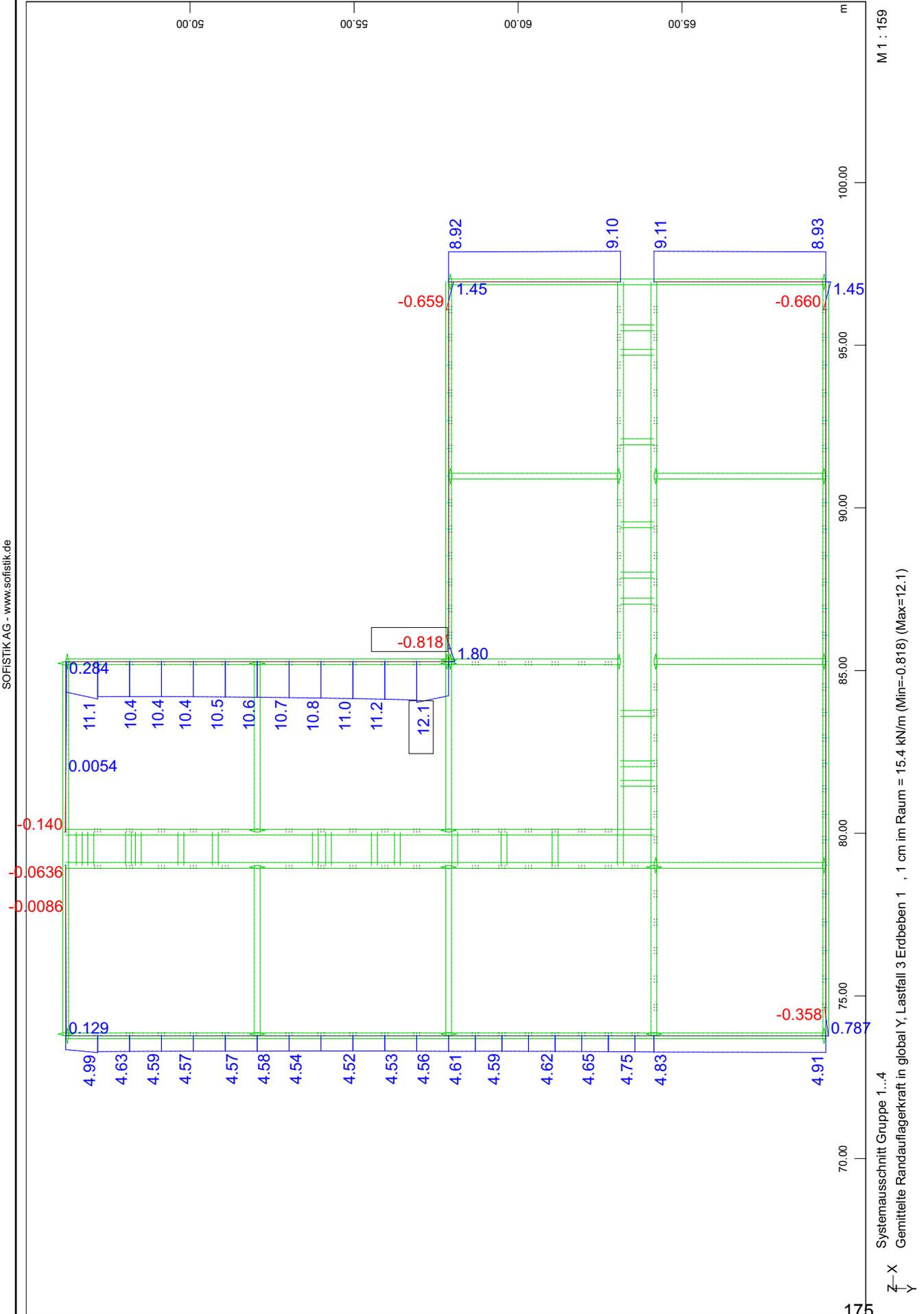
Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Randauflagerkräfte zufolge Erdbebenlast 1

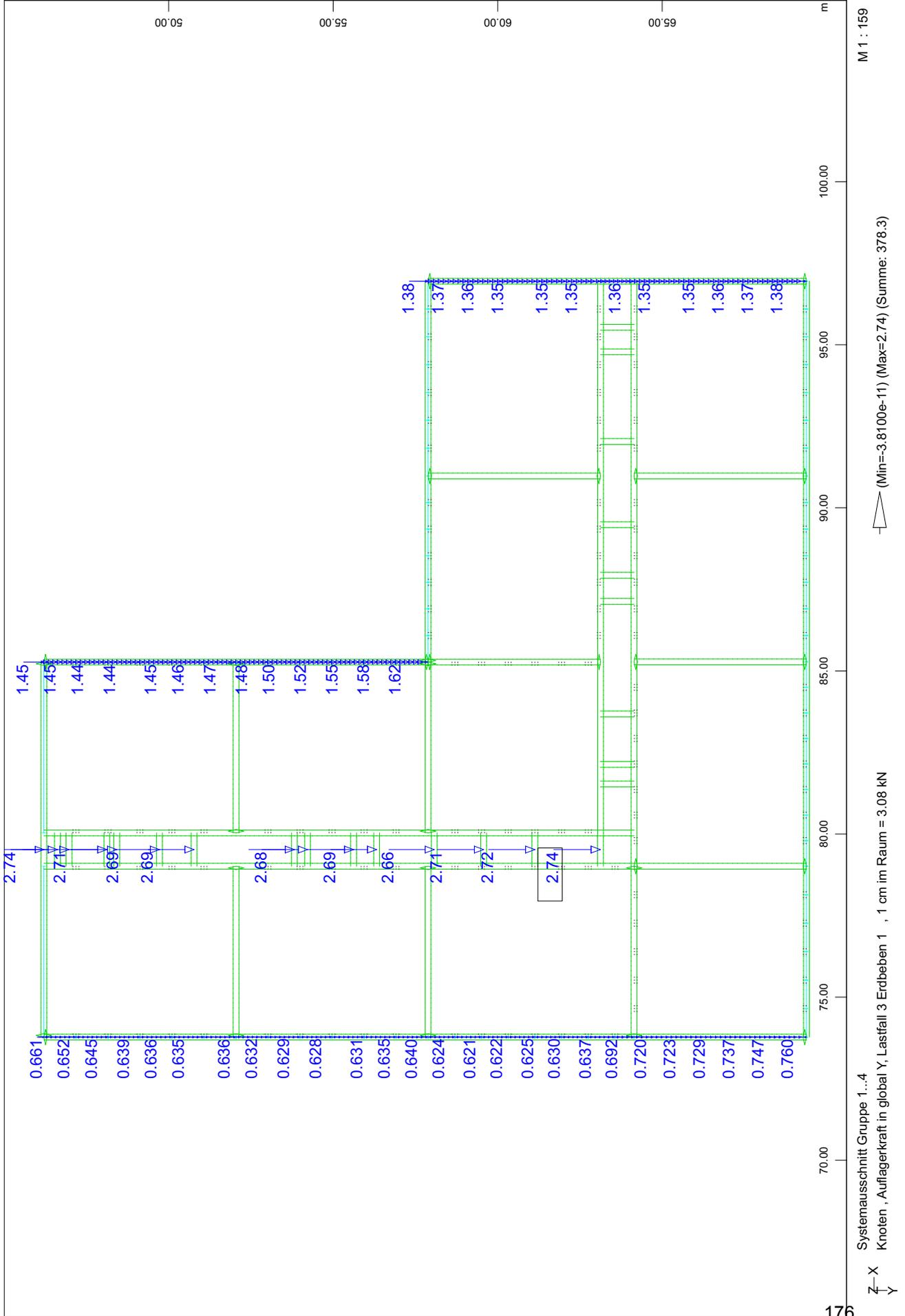


SOFISTIK AG - www.sofistik.de

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global Y, Lastfall 3 Erdbeben 1, 1 cm im Raum = 15.4 kN/m (Min=-0.818) (Max=12.1)

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Auflagerkräfte Mittelmauer zufolge Erdbebenlast 2



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 159

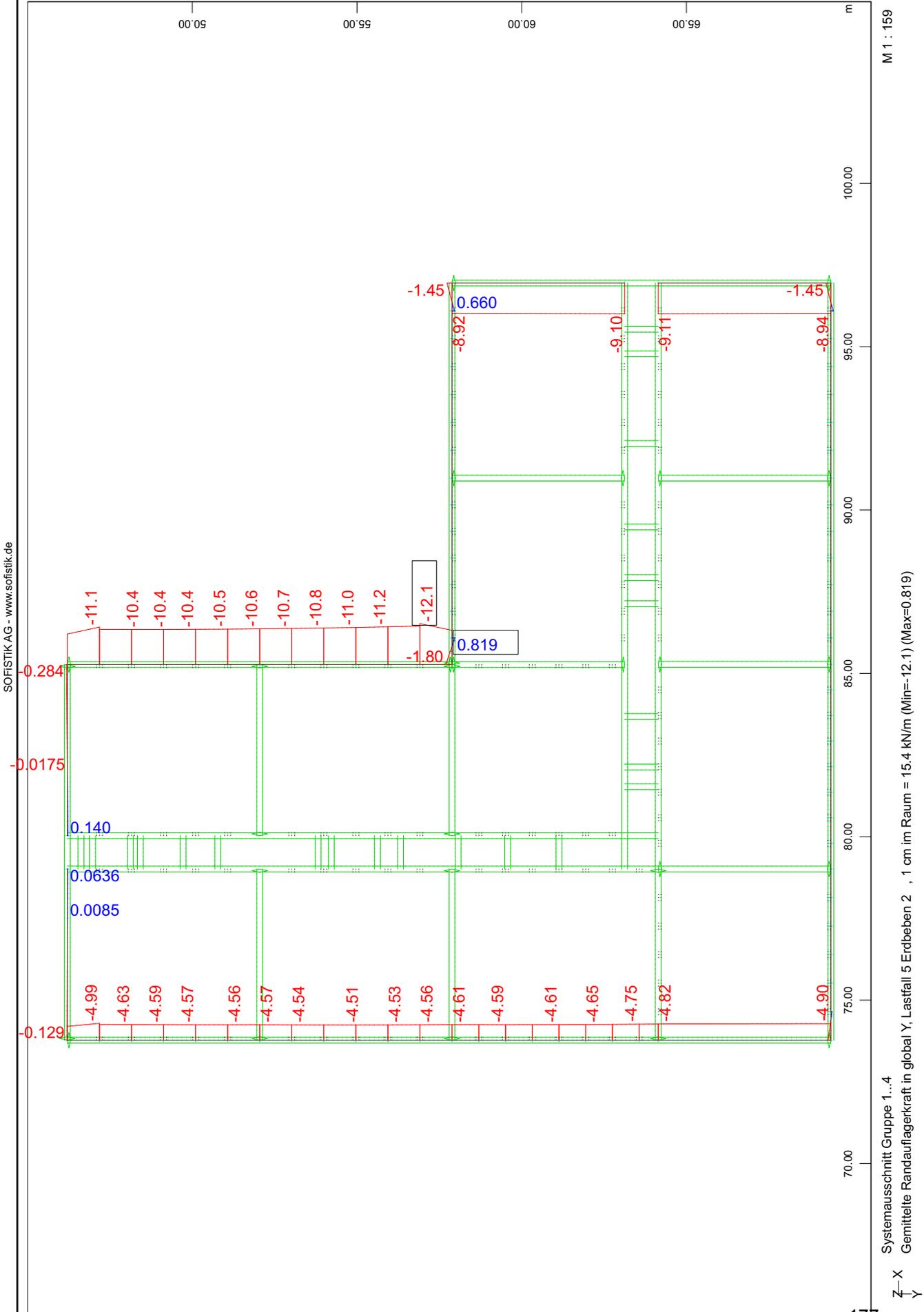
(Min=-3.8100e-11) (Max=2.74) (Summe: 378.3)

Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Knoten , Auflagerkraft in global Y, Lastfall 3 Erdbeben 1 , 1 cm im Raum = 3.08 kN

Z-X
Y

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

Randauflagerkräfte zuzfolge Erdbebenlast 1



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 159

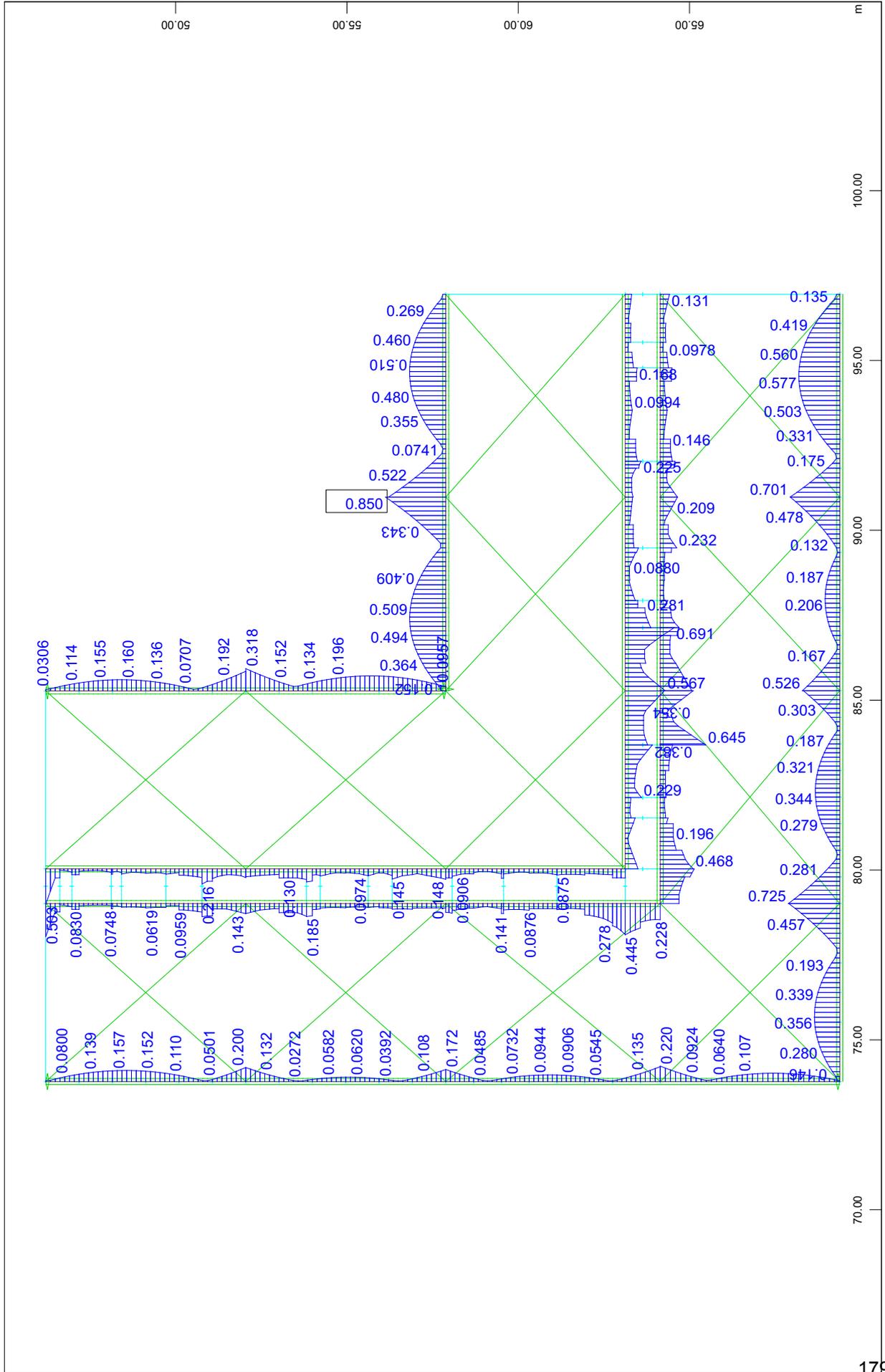
Systemausschnitt Gruppe 1...4
 Gemittelte Randauflagerkraft in global Y, Lastfall 5 Erdbeben 2, 1 cm im Raum = 15.4 kN/m (Min=-12.1) (Max=0.819)

X
Y

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion

SOFISTIK AG - www.sofistik.de



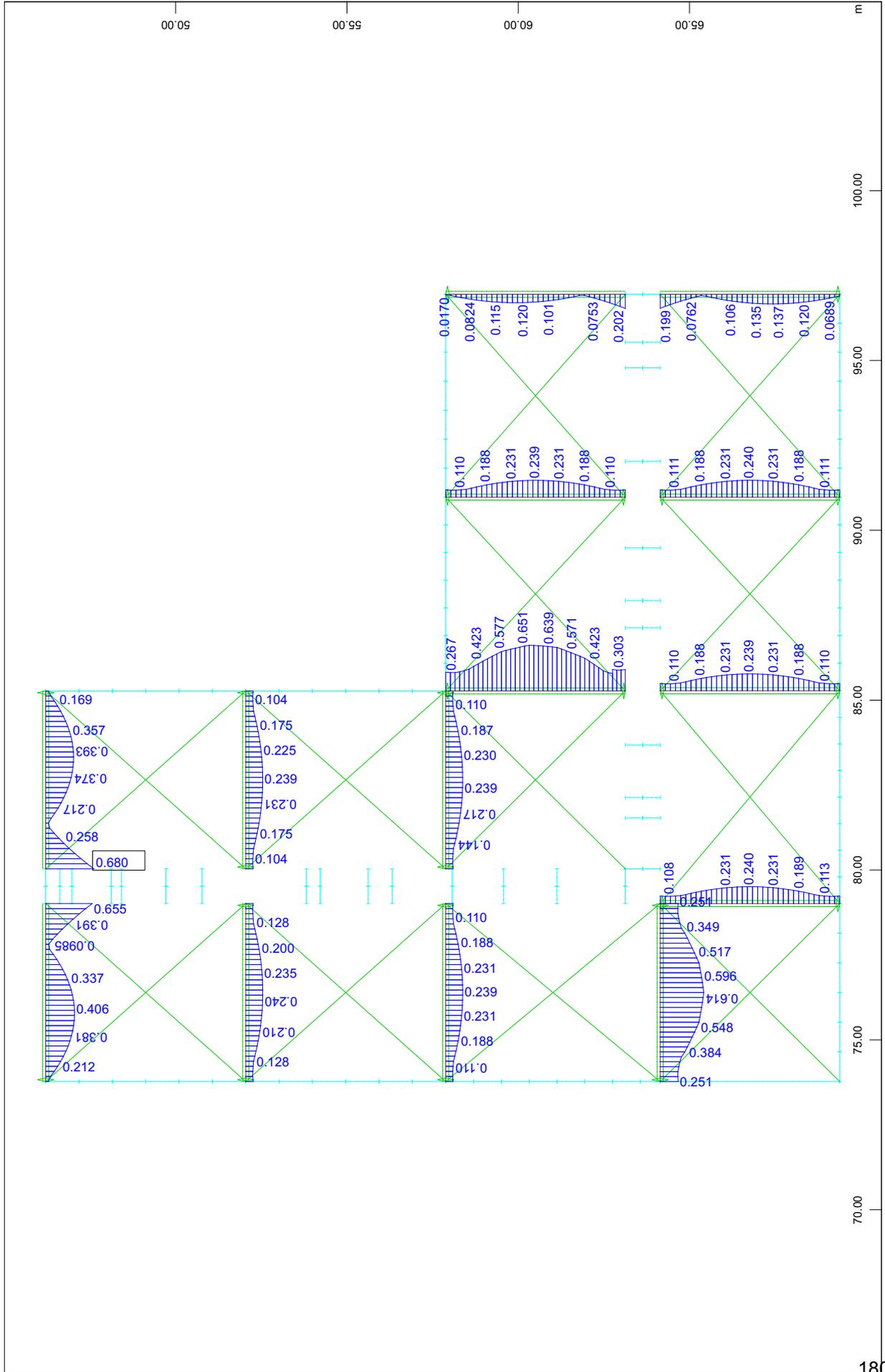
M 1 : 159

Systemausschnitt Gruppe 1...4 10
 Stabelemente, Ausnutzungsgrad sigv, sigl (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S, 1 cm im Raum = 0.770
 (Max=0.850)

X
Y

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



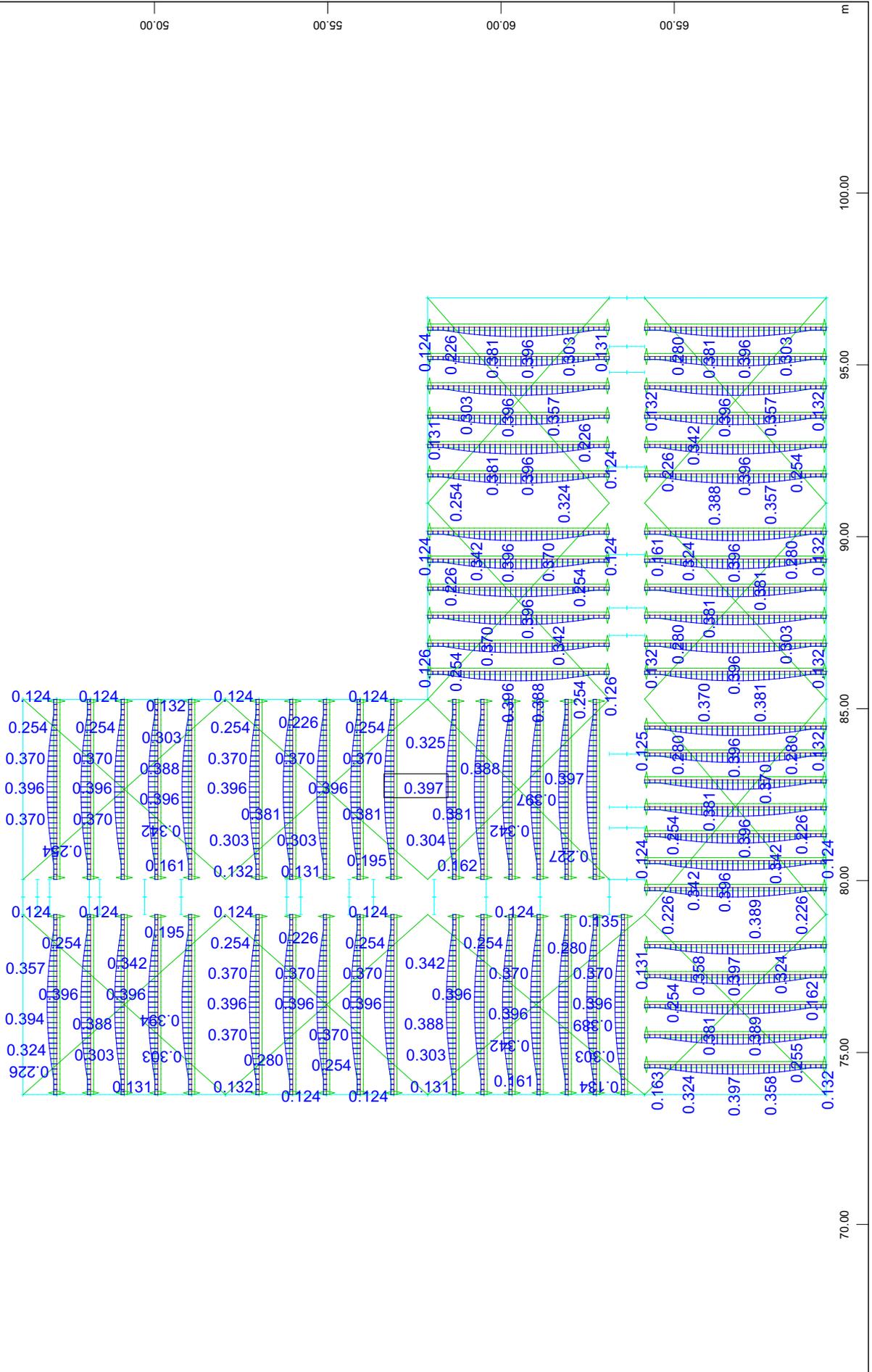
SOFISTIK AG - www.sofistik.de

M 1 : 159

Systemausschnitt Gruppe 2...4 10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigv,sigl , sigll (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 0.770
 (Max=0.680)

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Ausnutzungsgrade zufolge Interaktion



SOFISTIK AG - www.sofistik.de

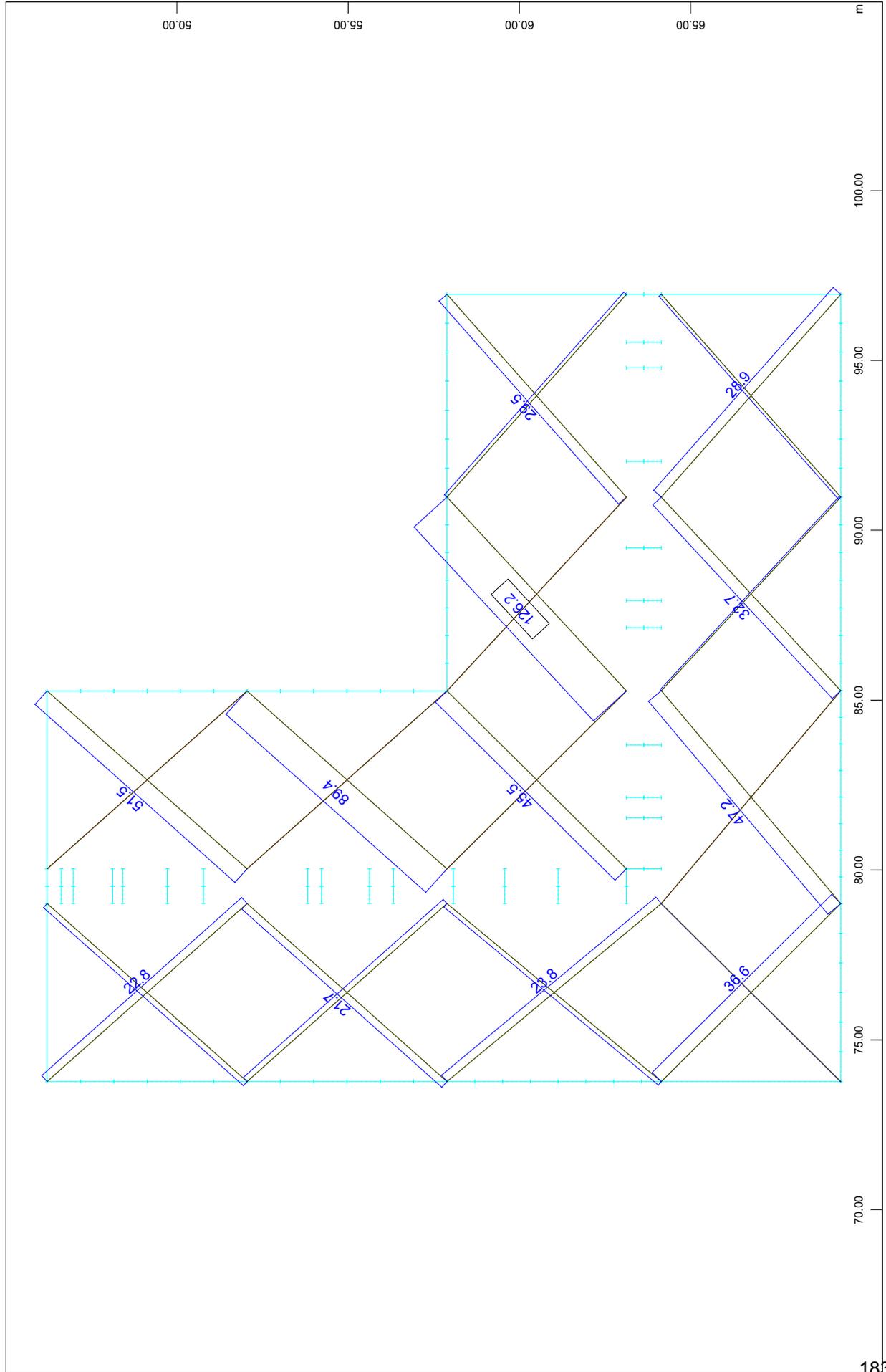
M 1 : 159

Systemausschnitt Gruppe 2...5 10
 Stabelemente , Ausnutzungsgrad sigv,sigl (Querkraft/Schub Interaktion), Bemessungsfall 901 MAX-AQB-S , 1 cm im Raum = 2.29
 (Max=0.397)

Z-X
 Y

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 1



SOFTISTIK AG - www.softistik.de

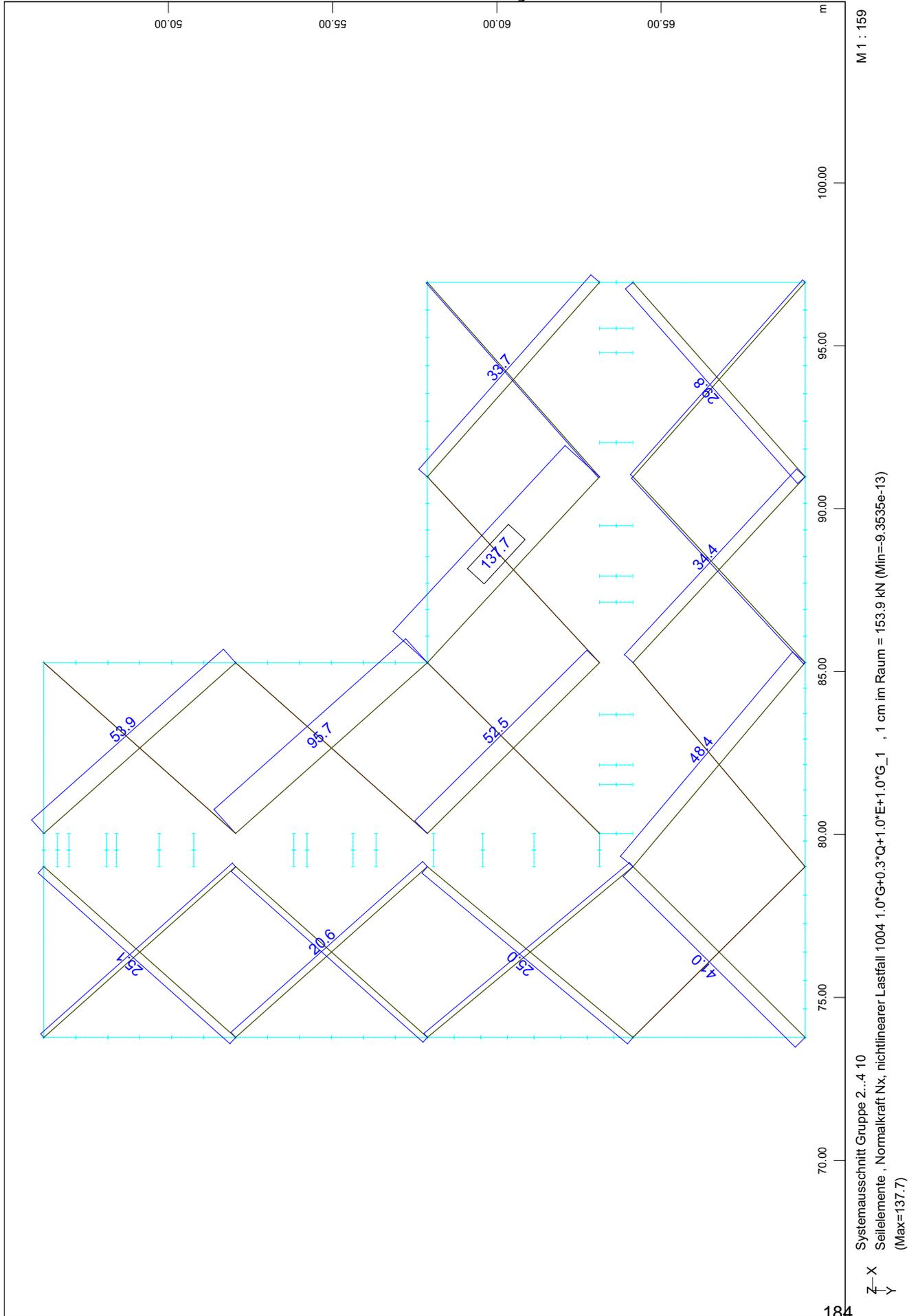
M 1 : 159

Systemausschnitt Gruppe 2..4 10
Seilelemente , Normalkraft Nx, nichtlinearer Lastfall 1002 1.0*G+0.3*Q+1.0*E+1.0*G_1 , 1 cm im Raum = 153.9 kN (Min=-9.9982e-13)
(Max=126.2)

X
Y

L-Grundriss; Trakttiefe 6m

maximale Normalkräfte im Verband zufolge Erdbebenlast 2



SOFTISTIK AG - www.softistik.de

Systemausschnitt Gruppe 2..4 10
Seilelemente , Normalkraft Nx, nichtlinearer Lastfall 1004 1.0°G+0.3°Q+1.0°E+1.0°G_1 , 1 cm im Raum = 153.9 kN (Min=-9.3535e-13)
(Max=137.7)